

République Algérienne Démocratique et Populaire

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي



**Ecole Nationale Supérieure
des Travaux Publics**

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

Code :

Projet de Fin d'Études

*Pour l'Obtention du Diplôme
D'Ingénieur d'Etat des Travaux Publics*

Thème

ETUDE DE REMPIETEMENT ET CONFORTEMENT
DES QUAIS DU PORT DE SERVITUDE
DU NOUVEAU PORT DE SIKKDA

Proposé par :

**M^{er} N.MECHTI
LEM**

Présenté par :

SAFI HOUSSEM

Promotion 2012

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics. Garidi. Kouba.

REMERCIEMENTS



*Je remercie avant tout Allah le plus puissant qui ma donné la force,
le courage et la volenté pour élaborer ce travail,*

Je remercie mes très chers parents pour leurs soutiens et leurs patiences,

*Je tiens une grande remerciement à mon encadreur M. N. Mechti
pour son suivi et ses conseils durant l'évolution de ce travail,*

*À tous qui ma donné l'aide pour élaborer ce modeste travail et aussi tous
les étudiants et les personnels de l'École Nationale Supérieure des
Travaux Publics,*

*Je remercie également les membres de jury pour l'effort qu'ils feront dans
le but d'examiner ce modeste travail*

MERTI



DEDICACE

*Je dédie ce modeste travail;
À mes très chers parents qu'ils n'ont pas cessés de
m'encourager, et de leurs sacrifice pour que je puisse
franchir tout obstacle durant toutes mes années
d'études, que Allah me les gardes en très bonne santé.
À mes frères et mes sœurs
À ma grande famille, qui m'a accompagnée durant ce
long parcours,
À tout mes amis sans exception,
À ceux que j'aime et je respecte,
À tous qu'il m'apporté l'aide et soutien durant ces
années de formation.
Pour vous tous.*

Merci



SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	01
-----------------------------	----

CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES OUVRAGES MARITIMES

I.1 Introduction	02
I.2 Définition et fonction d'un port maritime	03
I.3 L'importance des ports	03
I.4 Les différents types des ports maritimes	03
I.5 Le rôle des ports	05
I.6 Principaux types d'ouvrages maritimes	07
I.7 Condition définissant l'implantation d'un port	14

CHAPITRE II : DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

II.1 L'historique de la ville de Skikda	15
II.2 Description historique du port de Skikda	16
II.3 Situation et description générale du nouveau port de Skikda	17
II.4 Description des quais de servitude	19

CHAPITRE III : REMPIETEMENT DES QUAIS

III.1 Généralités	20
III.2 Définition d'un rempiètement	21
III.3 Les différents types de rempiètement	21

CHAPITRE IV : LA RESERVE DE STABILITE DE L'ANCIEN QUAÏ

IV.1 Consistance de la vérification	28
IV.2 Données de base	28

IV.3	Détermination des efforts agissants sur le mur de l'ancien quai	29
IV.4	Vérification de la stabilité du quai existant	41
CHAPITRE V : CHOIX DE LA VARIANTE		
V.1	Introduction	47
V.2	Les différentes variantes a proposées	47
V.3	Comparaison des variantes	48
V.4	Profondeur de l'eau nécessaire	49
CHAPITRE VI : ETUDE DE LA VARIANTE		
VI.1	Données géotechniques	52
VI.2	Détermination des efforts agissant sur le quai après le rempiètement	55
VI.3	Vérification de la stabilité de quai après le rempiètement	65
CHAPITRE VII : VERIFICATION DE LA STABILITE PARTIELLE DU QUAI		
VII.1	Introduction	74
VII.2	Poutre de couronnement + bloc 3	75
VII.3	Poutre de couronnement + bloc 3 + bloc 2	79
CHAPITRE VIII : LA STABILITE AU GLISSEMENT PROFOND		
VIII.1	Vérification de la stabilité au glissement profond	83
CHAPITRE IX : FERRAILLAGE DE LA POUTRE DE COURONNEMENT		
IX.1	Caractéristique des matériaux	86
IX.2	Les sollicitations sur la poutre	86
IX.3	Le ferrailage	92
CHAPITRE X : DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF DE LA VARIANTE		
X.1	Devis estimatif et quantitatif	97
CONCLUSION GENERALE		98

INTRODUCTION GENERALE :

La réception des grands navires est un des problèmes majeurs qui se pose aux autorités portuaires, du fait de l'accroissement spectaculaire des dimensions au cours des dernières années.

Qu'un pays soit importateur ou exportateur, il est toujours au premier chef intéressé par la recherche du moindre coût de transport et donc par la possibilité de recevoir des grands navires.

La construction de nouvelles installations ou de nouveaux port n'est pas toujours économique d'où la nécessité pour le concepteur d'examiner toutes les possibilités d'adaptation d'un port existant à la réception des grands navires et que cette dernière n'est pas toujours économiquement possible car les dimensions des bassins et chenaux d'accès sont souvent insuffisantes et les travaux d'approfondissement peuvent s'avérer trop importants.

Le présent travail, à pour objet de traité des différentes aspects techno-économique d'un rempiètement ou confortement de quai, qui reste une des solutions afin d'adapter les aménagements existants à un trafic plus contraignants

CHAPITRE I

The letters of the title 'CHAPITRE I' are large and white with a black outline. They are filled with an aerial photograph of a busy port. The image shows several large cargo ships docked at long piers, with various industrial buildings and cranes visible in the background. The water is a deep blue, and the surrounding land has some greenery.

GENERALITES SUR LES OUVRAGES MARITIMES

A large green graphic element located below the subtitle. It consists of numerous thin, parallel lines radiating from a single point at the bottom center, creating a fan or sunburst effect. The lines are a vibrant green color.

I. GENERALITES SUR LES OUVRAGES MARITIMES**I.1 INTRODUCTION**

Le transport maritime des marchandises et de passagers intervient au moment où la route et le rail ne peuvent plus traverser la mer et les océans ; les ports donc assurent ce relais, de ce fait, l'infrastructure portuaire constitue donc un maillon dans la chaîne de transport.

L'homme a donc pensé qu'avant toute décision définitive en matière d'exécution des ouvrages maritimes faut-il travailler par voie terrestre préférablement par voie maritimes ?

Un port est un élément essentiel dans la vie économique d'un pays et change avec l'évolution du trafic. Vu l'importance que peut jouer dans l'économie d'un pays, il devient plus que jamais important de le conserver et de l'entretenir.

Un port doit offrir aux navires les installations nécessaires à la manutention des marchandises et permettre l'accostage de ces derniers en attente, en ravitaillement ou en réparation.

Cette étude nous a permis d'avoir un aperçu général sur la construction et la réparation des ouvrages maritimes, et particulièrement les quais.

Notre travail consiste en la réalisation de l'étude de la stabilité d'un quai avant et après confortement vis -a- vis au renversement, glissement et poinçonnement.

I.2 DEFINITION ET FONCTION D'UN PORT MARITIME :

Le port peut se définir comme l'ensemble des équipements devant répondre aux besoins des opérations réalisées à l'interface terre-mer.

Ces équipements concernent soit les fonctions relatives aux navires, soit celles relatives aux opérations à terre.

Le navire attend d'un port des services pour son abri, son accostage, son avitaillement et ses réparations.

Liées aux navires, les opérations portuaires à terre concernent essentiellement le traitement des marchandises et des personnes transportées par voie maritime et transitant par les installations portuaires où elles sont soit chargées, soit déchargées.

I.3 L'IMPORTANCE DES PORTS :

Les ports ont été construits au gré des civilisations, pour des nécessités commerciales, mais aussi pour les besoins de guerre.

Les types de constructions ont évolué selon les technologies de chaque époque et les matériaux disponibles sur place.

Situés à la jonction des axes terrestres et maritimes, les ports ont toujours été des lieux d'échanges et d'intenses activités. Chaque port constitue une place commerciale, industrielle, financière et administrative reflétant le dynamisme d'une région et d'un pays tout entier.

Les ports protègent l'évolution et le stationnement des navires contre la houle.

L'infrastructure portuaire varie aujourd'hui selon l'importance du trafic et des types de navire de marchandises transportées.

Dans le monde moderne, les échanges maritimes restent le mode de transport le plus économique. Pour rester compétitifs, les armateurs ont fait construire des navires gigantesques (long) où il a fallu en conséquent creuser à nouveau les chenaux d'accès aux ports, allonger les quais: la conteneurisation, autrement nommée «commerce des boîtes», a nécessité des infrastructures particulières pour le chargement et le déchargement des nouveaux navires porte-conteneurs et rouliers.

I.4 LES DIFFERENTS TYPES DES PORTS MARITIMES :

• Ports naturels :

La majorité des grands ports naturels ont, dans une certaine mesure, bénéficié d'aménagements comme le dragage des chenaux pour permettre aux navires à fort tirant d'eau de les emprunter.

• Ports aménagés :

Le premier port aménagé fut peut-être l'œuvre des MINOENS sur l'île de CRETE, aux environs de 2000 av. J.-C. Au XIII^e siècle av. J.-C., les Phéniciens créèrent les ports de SOUR et de SIDON en bâtissant des digues. Les Romains construisirent de nombreux ports sur le pourtour méditerranéen, notamment à OSTIE, qui était le port de ROME. Il fallut ensuite attendre plusieurs siècles pour que « l'art » du génie portuaire connaisse un renouveau au moment où le commerce maritime constituait une importante source de revenus pour les Républiques Italiennes. À cette époque commença la construction des ports de VENISE et de GENES, où certaines réalisations d'origine subsistent encore aujourd'hui.

• Ports artificiels :

Sur les rivages sans abri naturel, on construit des ports en délimitant un plan d'eau avec des digues, afin de former une baie artificielle et l'on creuse des darses, comme à CHERBOURG ou à DUNKERQUE. Les plans des ports artificiels sont très variés, mais tous ont, en commun l'existence d'au moins deux digues entre lesquelles se trouve l'entrée du port. Le port de BUFFALO, installé sur le lac ÉRIE

• Classification d'après leur mission :**❖ Les ports militaires :**

Les ports militaires doivent comporter deux paramètres très importants :

- Une rade abritée dans laquelle les navires sont mouillés sur leur ancre ou sur des coffres d'amarrage, car les dimensions de la rade doivent être assez vastes pour permettre des manœuvres d'évitement rapide et pour disperser les bâtiments;
- Des installations ayant les mêmes dispositions que celles d'un port commercial.

❖ Les Ports commerciaux :

Ces ports peuvent assurer un trafic de voyageurs, de marchandises diverses ou spécialisées et de pondéreux en vrac (solides, liquides ou gaz liquéfiés).

❖ Les Ports de travaux :

Ce sont des ports créés pour l'exécution de grands travaux afin de servir à abriter les engins flottants.

❖ Les Ports de pêche :

Certains ports de faible importance sont spécialisés pour la pêche qui offre des facilités particulières pour la commercialisation et la conservation du poisson.

❖ Les Ports de plaisance :

Le développement des loisirs maritimes a entraîné la création de sorts spécialement aménagés pour la navigation de plaisance (touristique).

- **Classification par implantation géographique :**

- ❖ **Ports établis dans les rades abritées :**

Ceux sont essentiellement :

- Des ports militaires,
- Des postes pour le trafic des hydrocarbures établis sur sea-lines ou sur tourelle isolée,
- Des postes minéraliers en rade foraine,
- Des postes à passagers ou à marchandises diverses avec transbordement sur engins flottants.

- ❖ **Ports extérieurs:**

Ils sont établis sur le littoral et sont gagnés sur les eaux, ou creusés dans les terres.

- ❖ **Ports intérieurs:** Ils sont établis sur des fleuves ou rivières, reliés au littoral par un canal maritime, ou établis sur des lagunes et étangs en communication avec la mer.

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

I.5 LE ROLE DES PORTS :

- **Ports à fonction unique ou principale :**

Un certain nombre de ports maritimes assurent exclusivement, ou presque, une seule fonction, soit parce qu'ils n'assurent qu'un seul type de service, soit parce qu'ils ne permettent de recevoir qu'un seul type de navire.

- **Ports minéraliers**

Les ports minéraliers ou charbonniers ont pour rôle essentiel, soit de charger les marchandises extraites des mines, en vrac à bord des navires, soit de les décharger. Bien des ports de chargement ont pour seule activité ce type de trafic. Ils sont, en général, implantés dans des zones qui permettent à la fois un accès maritime aisé et un acheminement terrestre facile.

À l'inverse, la réception de minerai se fait dans des terminaux spécialisés, intégrés dans des ports à vocation diversifiée dans la mesure où ces ports exportent des produits finis ou semi-finis, souvent fabriqués sur le site même, en faisant appel aux techniques traditionnelles des ports de commerce.

- **Ports pétroliers**

Ces ports nécessitent de très larges espaces pour permettre l'évolution de grands navires pouvant atteindre 500 000 tpl (tonnes de port en lourd), tout en leur offrant

des profondeurs importantes qui peuvent parfois dépasser 30 m. Le respect de ces contraintes limite considérablement le choix des sites possibles.

Les ports pétroliers peuvent être classés en plusieurs catégories suivant la position qu'ils occupent au sein de la chaîne de production des produits raffinés.

- **Ports d'expédition**

Leur rôle est de charger à bord des navires le pétrole brut extrait des champs pétrolifères. Leur implantation est située au plus près des lieux de production. Les installations peuvent être constituées :

- de simples bouées de chargement ;
- d'appontements spécialisés ;
- de structures offshores sophistiquées comprenant des installations de stockage en mer.

- **Ports de raffinerie**

Ils ont pour but de recevoir le pétrole brut destiné aux raffineries mais, surtout, de pouvoir réexpédier les produits raffinés.

Ils sont, presque toujours, implantés à proximité immédiate des raffineries qu'ils desservent.

- **Ports de réception**

Leur rôle est de recevoir le pétrole brut, parfois les produits raffinés, et de les réexpédier vers les lieux de transformation ou de consommation.

- **Ports militaires**

L'implantation des ports militaires répond à des critères essentiellement stratégiques, tout en respectant des impératifs techniques tels que la dimension des plans d'eau nécessaire à la bonne évolution des navires.

- **Ports à passagers**

Aujourd'hui, leur rôle est réduit au trafic sur courtes distances ou au trafic des voyageurs désirant emmener leur véhicule. Ce trafic est, essentiellement, assuré par des car-ferries ou des aéroglisseurs.

- **Ports de pêche**

Le rôle de ces ports est de gérer l'ensemble des activités liées à la pêche et à la commercialisation du poisson. Les différentes phases concernent la réception du poisson, son traitement, son conditionnement sous les formes les plus variées, sa commercialisation et, enfin, son expédition vers les lieux de consommation.

- **Ports de plaisance**

Les installations des ports de plaisance ont pour but de procurer aux plaisanciers des prestations leur permettant de profiter au mieux de leur séjour ou de leurs loisirs. Il s'agit donc de ports à forte valeur ajoutée tertiaire.

Ils sont, de ce fait, implantés dans des zones dont la vocation touristique a été clairement annoncée.

- **Ports à fonctions diversifiées ou multiples :**

Ces ports sont les plus nombreux et ils assurent des fonctions très variées, notamment commerciales. Ils tiennent alors un rôle de marché.

Ces ports, généralement très anciens, sont implantés au carrefour des grandes routes commerciales traditionnelles.

Les principes d'implantation et d'aménagement de ces ports sont exposés ci-après mais on peut, d'ores et déjà, constater que leur réussite s'appuie, de fait, sur un certain nombre de facteurs essentiels favorables parmi lesquels on peut citer :

- leur implantation à l'entrée d'une zone d'intense activité économique
- leur excellent réseau de moyens de communications terrestres et, depuis peu, leur système de communication d'informations informatisées.

- **Ports de transbordement**

Ces ports sont aussi appelés **ports d'éclatement**.

Pendant longtemps, on a pensé que la position géographique favorable d'un site portuaire pouvait permettre d'envisager de créer des ports dont la seule activité était constituée par le transbordement des marchandises.

Cette activité de type purement commercial est très vulnérable et ces ports n'ont qu'une existence très éphémère s'ils ne s'appuient pas sur des activités propres et diversifiées.

Actuellement, les ports qui ont une réelle activité de transborde sont ceux qui jouissent d'une intense activité commerciale tels que ceux cités ci-avant.

I.6 PRINCIPAUX TYPES D'OUVRAGES D'UN PORT MARITIME :

Les divers types d'ouvrages d'un port maritime sont les suivants :

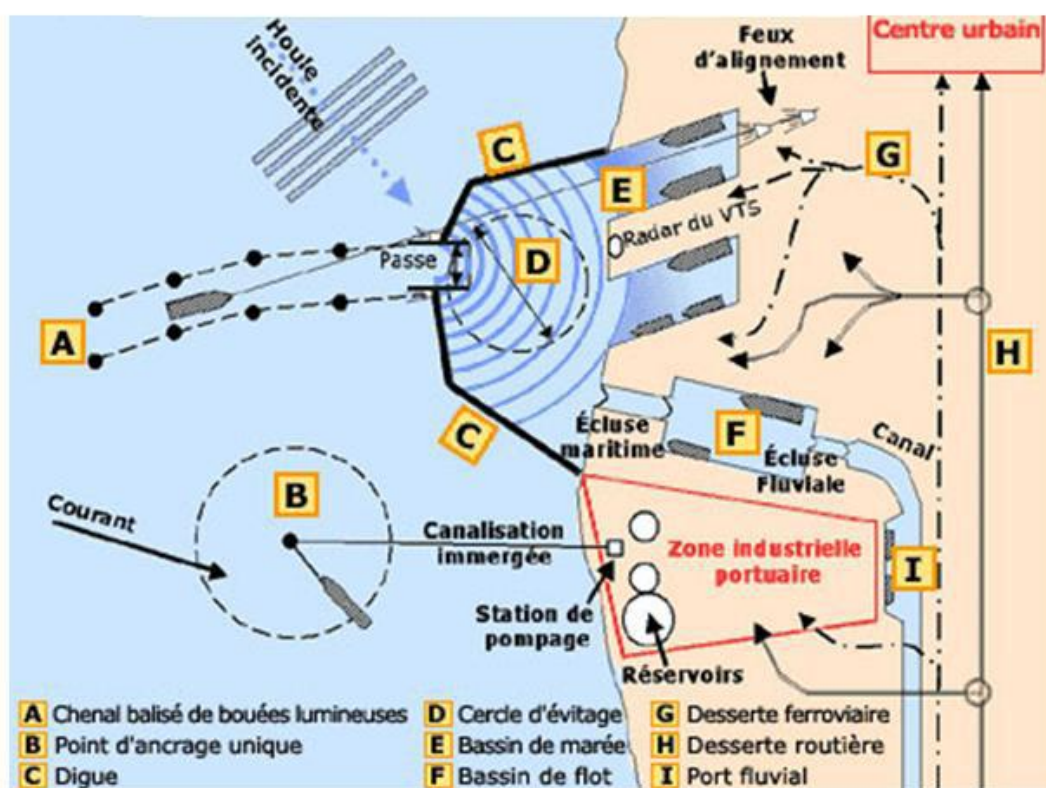
- Les ouvrages protection et d'accès ont pour rôle de défendre le port contre la houle et les apports solides du transport littoral, pour les ports intérieurs, ces ouvrages assurent le calibrage du chenal d'accès.
- Les plans d'eau servent à l'évolution et stationnement des navires.
- Les ouvrages d'accostage sont les quais, appontements, ducs d'Albe
- Les aires de stockage des marchandises sont couvertes ou non ; les postes sont desservis par des voies ferrées et des chaussées situées en arrière des installations établies immédiatement en bordure des plans d'eau.

Dans les ports industriels, on trouve également les usines établies à proximité des postes de réception de navires : les aires de stockage sont établies en bordure immédiate des plans d'eau.

- Les ouvrages pour la construction, la réparation et l'entretien des navires sont les cales de lancement, formes de radoub, cales de halage, docks flottants, grils de carénage et ateliers.

- Des plans d'eau et des ouvrages d'accostage sont réservés aux navires désarmés ou en attente d'un poste d'opération. Ce sont, en général, des ouvrages anciens, qui ne sont plus utilisés pour des opérations commerciales, de simples ducs d'albe ou même des coffres d'amarrage.

SCHEMA DE PRINCIPE D'UN PORT MARITIME



- **Les ouvrages intérieurs d'un port :**

- ❖ **Forme de radoub :**

Les formes de radoub sont des bassins étanches, qui peuvent être mis à sec par vidange pour réparer et entretenir les navires. Les formes sont fermées par une ou parfois deux portes de flot.

- ❖ **Appontement:**

Les appontements sont des ouvrages d'accostages ne soutiennent pas les terres qui restent inclinées en talus ou sont isolés de la terre à laquelle ils sont reliés par une passerelle.

- ❖ **Ducs d'Albe:**

Les ducs d'albe sont des appuis isolés servant à l'accostage et ou à l'amarrage des navires.

- ❖ **Les quais :**

Ce sont des chaussées aménagées au bord de l'eau dans un port, les quais ont les rôles suivants :

- Permettre l'accostage et l'amarrage des navires
- Retenir les terres au contact des plans d'eau
- Assurer la liaison entre le navire et la terre. dans ce cas, les ouvrages de liaison supportent les engins de manutention et l'air de stockage, qui peuvent comporter des hangars, des terre-pleins, des chaussées et des voies ferrées.
- Mur de soutènement pour les remblais constituant la terre plein située en arrière.

- **Classification des quais :**

Les quais sont classés en deux principales catégories, la répartition adoptée est fonction de mode de fondation et du mode d'intervention dans le soutènement des terres, on distingue:

- ❖ Quais massifs.
- ❖ Quais sur pieux.

A - Quais massifs :

Ce sont des ouvrages à fondation superficielle continue dont la stabilité de l'ensemble est assurée par le poids du quai.

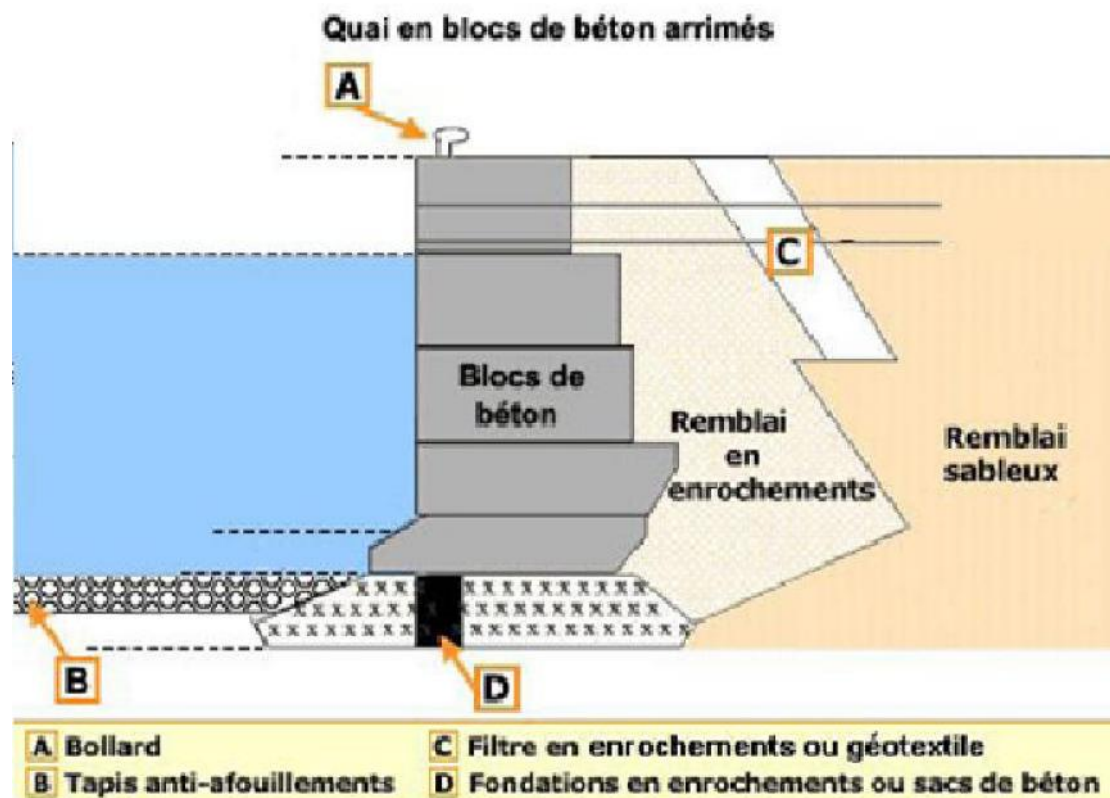
A1 - Quais en blocs :

Ces quais sont constitués de bloc en béton (éventuellement évidés et remplis de remblais) empilés les uns sur les autres, le bloc inférieur étant posé sur une assise en enrochements préalablement réglée.

Elle permet de réduire les contraintes élevées introduites par le quai, sur le sol naturel, celui-ci doit avoir une portance élevée et possédant des caractéristiques mécaniques augmentées avec la profondeur.

C'est le type de quai traditionnel en méditerranée, pour des faibles hauteurs ($\leq 15\text{m}$).

Ces quais sont très sûrs vis-à-vis à des chocs accidentels et se prêtent facilement à des modifications d'équipement.

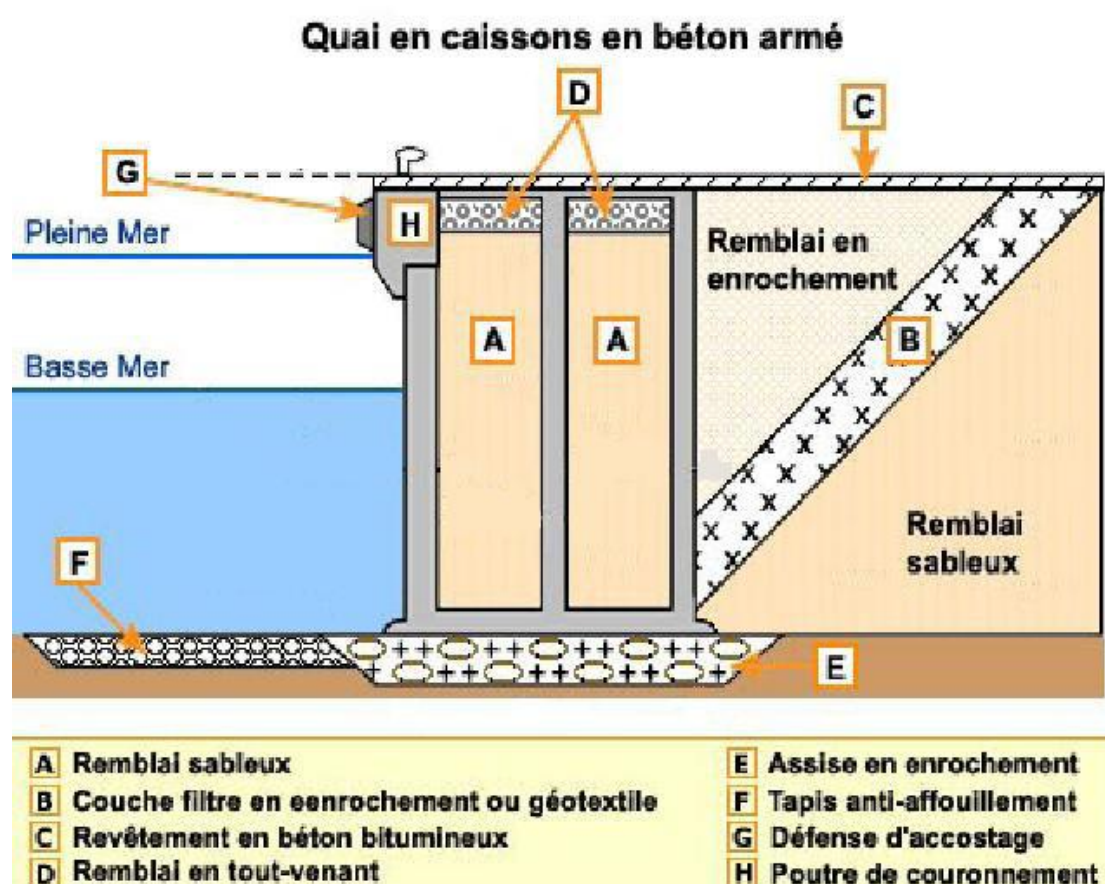


A2 - Quais en caissons :

Ils sont constitués de caissons en béton armé ou précontraint, généralement préfabriqués de forme prismatique et se sont remplis de remblais.

Ces ouvrages plus légers amènent des contraintes moins élevées sur le sol.

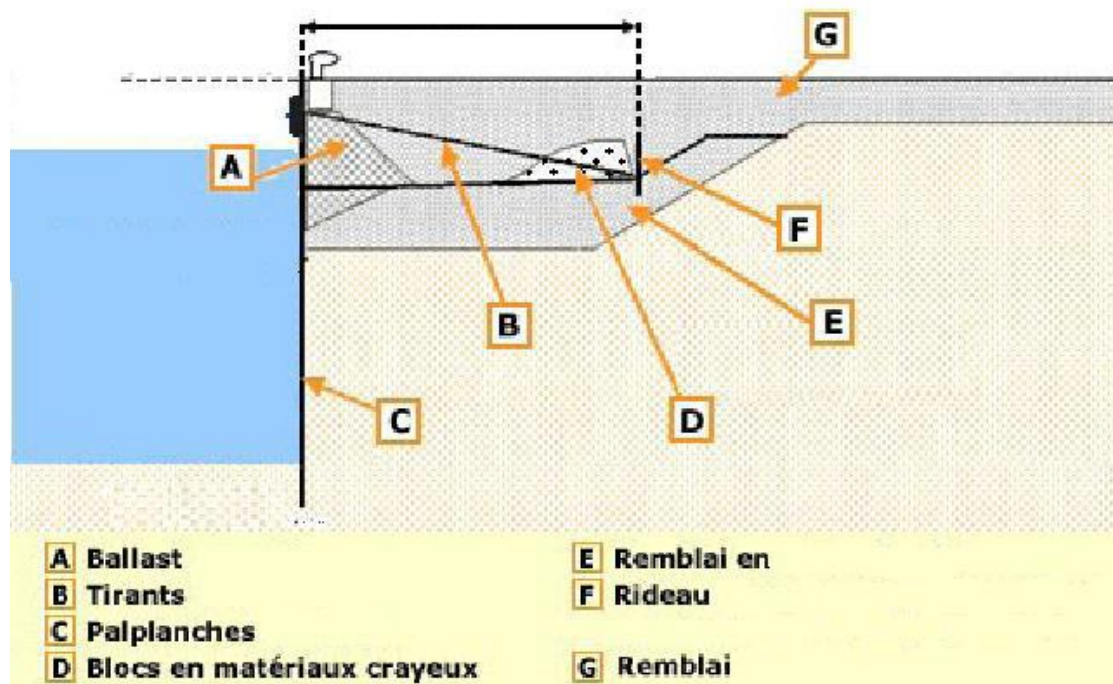
La technique d'exécution de ce type de quai permet la réalisation rapide car l'on réalise simultanément la fabrication et les travaux de dragage. Néanmoins, le coût est relativement élevé.



A3 - Quais en gabions de palplanches :

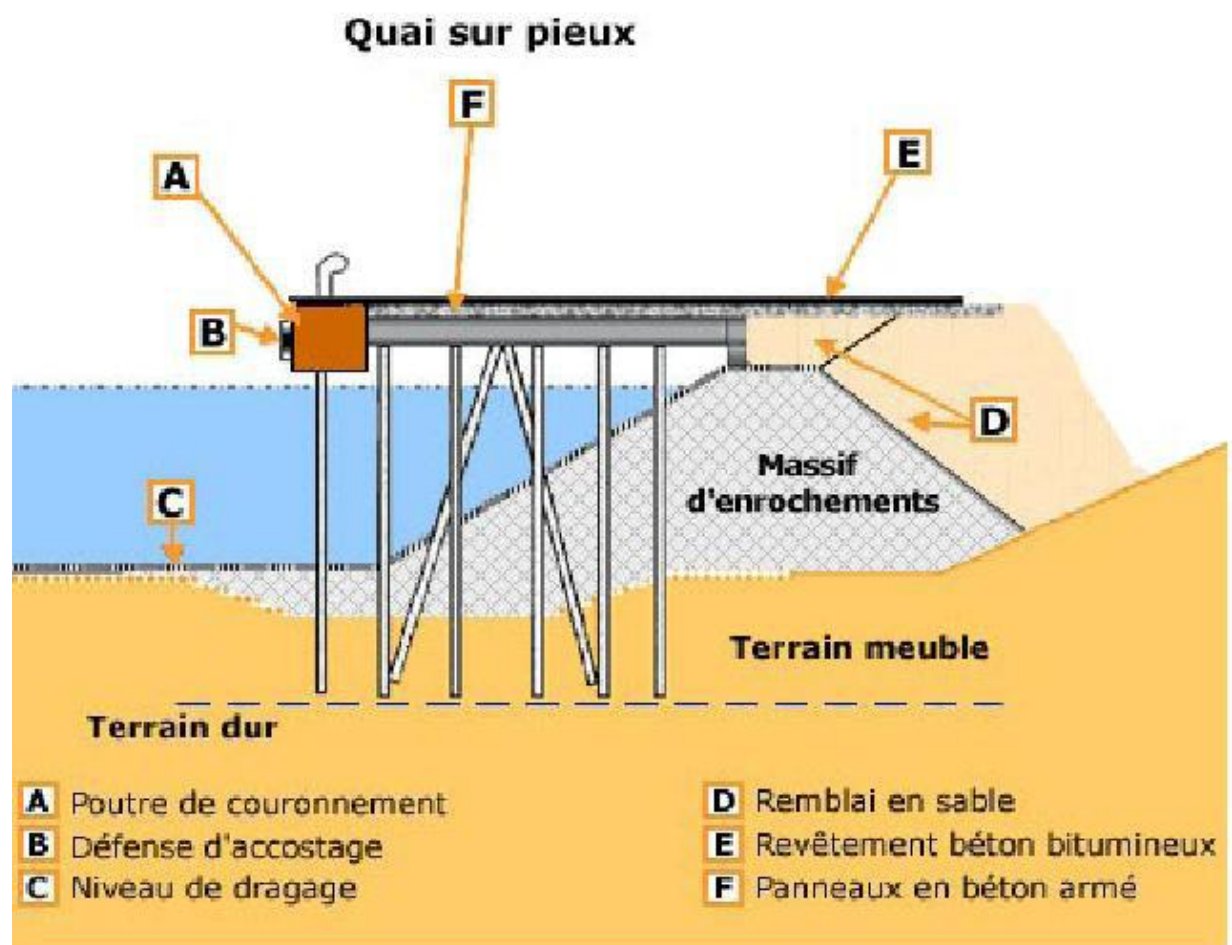
Les quais se sont constitués d'un rideau de palplanches métalliques ancré par un autre rideau en arrière, sont utilisés lorsque le terrain naturel offre une portance insuffisante pour supporter un ouvrage massif, mais possède des caractéristique géotechniques permettant d'offrir une butée au pied du rideau (côté bassin) capable d'équilibrer la poussée du remblai.

C'est le cas des sols sableux, de marnes ou d'argiles suffisamment compactes.

**Quai en rideau plan de palplanches métalliques
ancrées sur un rideau arrière**

B - Quais sur pieux :

Un pieu est un élément généralement long en béton ou en acier coulé du béton, enfoncé dans le sol, à section circulaire, ou polygonale traversant des fondations à faible capacité portante à fin de reporter la charge qu'on doit applique sur un ou plusieurs horizons assurant sa stabilité.



I.7 CONDITIONS DEFINISSANT L'IMPLANTATION D'UN PORT :**✓ Données économiques :**

Un port suppose des besoins économiques justifiant sa création. Ces besoins définissent le trafic initial ainsi que ses possibilités de développement et de modification et la création de nouveaux trafics.

Cependant on devra toujours avoir à l'esprit la nécessité de ces études économiques dont l'importance est capitale ; elles doivent être effectuées avec tout le soin nécessaire, en utilisant au maximum les ressources de la science économique moderne.

✓ Conditions physiques :

L'implantation d'un port, le tracé et le type des ouvrages extérieurs dépendent évidemment des données topographiques qui conditionnent les liaisons avec l'hinterland et les superficies utilisables pour l'aménagement.

Le choix de l'emplacement du port peut être également conditionné par les données géologiques du site qui interviennent du point de vue des facilités de dragage des accès maritimes et des conditions des installations terrestres.

✓ Conditions nautiques :

La destination de port à abriter les navires conduit à rappeler l'action des éléments naturels sur un navire, en particulier le vent, la houle et les courants.

✓ Conditions relatives au maintien des profondeurs :

Elles consistent aux dépenses d'établissement et d'entretien des profondeurs qui sont toujours importantes, et l'action de la houle et des courants sur le modèle des côtes.

CHAPITRE II



DESCRIPTION DE L'OUVRAGE



II. DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

II.1 L'HISTORIQUE DE LA VILLE DE SKIKDA :

La ville de SKIKDA est située à l'Est du littoral Algérien. Elle a été connue sous le nom PHILIPPEVILLE jusqu'à la fin de la guerre d'indépendance algérienne en 1962.

La ville moderne de SKIKDA a été fondée en 1838 par les Français sur les ruines d'une ancienne ville phénicienne qui plus tard a prospéré comme une grande ville romaine appelée RUSICADE, un mot punique qui signifie "promontoire du feu". Sa position géographique et sa situation au centre de la région Nord- Est du pays, confère à la ville de SKIKDA un rôle de premier plan dans les échanges et les flux économiques, grâce à l'importance de ses infrastructures techniques (routes nationales, ports et voie ferrée).



II.2 DESCRIPTION HISTORIQUE DU PORT DE SKIKDA :

Le port de SKIKDA se situe près de l'embouchure de l'oued SAFSAF sur le golfe de STORA sur la côte méditerranéenne Nord- Est. Fut fondé en 1838 par le Français **Sylvain Marechal-Charles Valée**, qui a appelé le **CONSTANTIN Port** Sous le Régime français, fut renommé **Port PHILIPPEVILLE** et ce jusqu'à l'indépendance de l'Algérie en 1962).

En 1964, des travaux d'agrandissement du port de SKIKDA ont été achevés, mais elle est restée un port mineur. En 1970, qu'un pipeline fut construit pour cheminer le gaz naturel, développant ainsi le raffinage du pétrole, la pétrochimie et de gaz liquéfié.

En 1972, trois nouveaux appontements pétroliers ont été achevés, transformant le port de SKIKDA en un important centre pour les produits pétroliers et du pétrole.

Depuis 1981, le port de SKIKDA a subi une amélioration presque continue et des efforts d'expansion. Des embarcations de plaisance et le port de pêche ont été déplacés à proximité de STORA. En 1985, un nouveau quai commercial a été ouvert pour servir des petits métiers.

Port du Commerce :

Aujourd'hui, le port est un important débouché pour l'huile à partir des champs de HASSI MESSAOUD. Il est également un point d'exportation important pour les produits agricoles et minéraux de la vallée de SAFSAF et la région environnante. Le port de SKIKDA est un point de distribution majeur pour les importations vers l'EST et du SUD Algérien. De nombreux passagers visitent le port de SKIKDA. Il est également important pour les entreprises de pêche et de la conserve de sardines.

En 2007, le port de SKIKDA a traité plus de 2,2 millions de tonnes de fret, y compris 785 mille tonnes de matériel, plus de 686 000 tonnes de produits métallurgiques, de près de 620 mille tonnes de produits agricoles, et des petites quantités de denrées alimentaires, matériaux de construction et les produits chimiques. Au cours de cette année-là, il s'est déplacé plus de 633 mille EVP de fret conteneurisé.

Le port moderne de SKIKDA comprend deux sous-ports: le port mixte et nouveau port. Le port mixte contient plus de 1 600 mètres de quai et couvre 45 hectares de surface de l'eau. Avec 15 places, les quais du port mixtes ont aux côtés de profondeur de 6,5 à 11 mètres. Le port de Port mixte SKIKDA offre un total de près de 497 000 mètres carrés d'espace de stockage, y compris 199 mille mètres carrés au sein de la propriété du port. Le nouveau port contient près de 1,9 mille mètres de quai avec aux côtés de la profondeur de 10 à 16 mètres. Couvrant 56 hectares de surface de l'eau, le

nouveau port contient sept quais et 24 mille mètres carrés d'espace de stockage.

Le port de SKIKDA couvre 198 mille mètres carrés de surface commerciale au sein de la propriété du port. En dehors de le bon port, il ya plus de 298 mètres carrés de surface commerciale.

II.3 SITUATION ET DESCRIPTION GENERALE DU NOUVEAU PORT DE SKIKDA :

A – Situation géographique :

Situé à environ 500 km à l'Est d'Alger et à environ 3 km à l'Est de la ville de SKIKDA. Coordonnées 6°55'55"Est longitude et 36°52'51"Nord latitude.

Le nouveau port de SKIKDA se situe dans une zone comprise entre l'embouchure de l'Oued SAF-SAF et le lieu dit ***LARBI BEN M'HIDI*** situé à 7 km environ du port existant.

B - Description du port :

Port pétrolier construit entre 1970 et 1973, il est constitué :

- D'une jetée principale de 1876 ml, fondée à des profondeurs allant de 5 à 16 m
- D'une jetée secondaire de 650 ml, fondée à des profondeurs allant de 2 à 16 m
- D'un plan d'eau d'une superficie de 61.10 Ha
- D'un terre-plein de 10 Ha
- De quais de longueur totale de 830 ml,
- D'une passe d'entrée de 250 m de largeur et 18 m de profondeur
- De six postes spécialisés en hydrocarbures (P1, P2, P3, P5 GPL, M1 et M2 GNL)
- D'un port de servitude de 2,10 Ha

Le port est protégé contre les houles de secteur Nord-Ouest à Nord-est par la jetée principale.

Les quais de servitude objet de notre étude se situent à l'intérieur du port de servitude du nouveau port de SKIKDA.



II.4 DESCRIPTION DES QUAIS DE SERVITUDE :

- **Caractéristiques et dimensions des quais :**

Les murs de quai se situent à l'Est, au Sud et à l'Ouest, ayant une longueur total de 367.50 ml et une hauteur de 6.75 m et sont constitués par trois couches de blocs en béton préfabriqués qui sont mise en place en quinconce. La couche inférieure en blocs long de 2.5 m large de 4.0 m et haute de 2.5 m sont fondée à - 5.25 m sur une couche de moellons épaisse de 40 cm.

Les blocs de béton formant les deux couches supérieures sont longs de 5.0 m, larges de 3.0 m et hauts de 1.60 m. le couronnement consiste en un massif de béton coulé sur place, épais de 1.05 m et large de 3.0 m, arasé à la cote + 1.50 m.

- **Etat actuel des quais :**

- suite a une inspection aérienne et sous marine des quais du port de servitude, cette inspection a mis en évidence les dégradations et les désordres suivants :

- altérations superficielle du béton.
- dégradation du béton (fissures suivi d'éclatements).
- présences de cavités.
- déplacement de quelques blocs.

Ces dégradation et désordres susmentionnés sont liés aux principaux facteurs suivants :

- agressivité du milieu marin.
- l'insuffisance dans l'entretien des ouvrages.
- chocs accidentels des navires.

- Il est a noté que les quais existants sont destinés pour la réception des navires d'une longueur de 80 ml, cependant, et a la demande du maître de l'ouvrage, il est demandé de voir la possibilité de recevoir des navires ayant les dimensions suivants :

$$L = 143\text{m} \quad ; \quad B = 19\text{m} \quad ; \quad t_a = 7\text{m}$$

Pour cela un confortement et un rempiétement sont nécessaires afin de répondre aux exigences des nouvelles surcharges ramenées par le nouveau navire.

CHAPITRE III

REMPIETEMENT DES QUAIS

III. REMPIETEMENT DES QUAIS

I.1 GENERALITES :

L'évolution actuelle de la taille des navires et des trafics exige des installations portuaires de plus en plus performantes à savoir l'augmentation des tirants d'eau offerts, développement des zones de stockage particulièrement pour les vrac (produit sans emballage) et les trafics conteneurisés, spécialisation des engins de manutention etc.

Certes, il est souvent possible de créer de nouveaux bassins et de construire de nouveaux quais, mais les programmes d'aménagement ambitieux ne doivent pas conduire à sous-employer ou même abandonner des structures existantes.

L'étude des possibilités de conversion des postes à quai doit donc toujours faire partie intégrale de la politique d'aménagement portuaire.

Dans le cas de nombreux ports, des possibilités d'extension géographique sont actuellement très limitées, d'autre part, les conditions économiques que nous connaissons ne favorisent plus de financement de projets importants.

Il s'agit donc de savoir adapter les aménagements aux trafics nouveaux ou plus contraignants. Ce problème peut se poser en termes très variés :

- Renforcement d'un ouvrage appelé à supporter des charges d'exploitation plus fortes que celles qui ont présidé à son dimensionnement.
- Renforcement destiné simplement à prolonger la vie de l'ouvrage sans modifier les caractéristiques de son exploitation.
- Augmentation de la surface d'un terre-plein de stockage.
- Enfin et surtout, création de profondeurs plus importantes en pied de quai pour permettre l'accueil de navires plus grands.

Le présent travail a pour l'objet de traiter des différents aspects techno-économique d'un rempiètement ou confortement de quai, pour cela une recherche de la documentation concernant d'une part la définition d'un rempiètement et d'autre part types de confortement ou rempiètement existants.

III.2 DEFINITION D'UN REMPIETEMENT :

De façon générale, on désigne sous le nom rempiètement (du quai) tous travaux effectués en pied d'un quai afin de permettre l'augmentation du tirant d'eau offert ou le renforcement de sa structure compte tenu de nouvelles contraintes d'exploitation.

III.3 LES DIFFERENTS TYPES DE REMPIETEMENTS:

Parmi les solutions de rempiètement d'un quai, on peut citer :



Rempiètement en palplanches :

Les palplanches constituent un rideau vertical ou incliné soutenant le terre-plein, une poutre de rive très rigide permet l'accostage des tirants, ceux-ci sont attachés à un système d'ancrage. On distingue:

- Les palplanches métalliques.
- Les palplanches en béton armé.

Les palplanches métalliques sont désignées comme les suivantes:

a) Palplanches plates (ROMBAS-LUCKWANA) :

Ces types sont utilisés pour réaliser des rideaux plans continus de forme circulaire généralement fermés (gabion).

Ces rideaux travaillent uniquement à la traction.

b) Palplanches à module(LARSEN) :

Dont le profil est un U ouvert. Ces types dont la résistance à la flexion est grande, permettent de réaliser des rideaux travaillant à la flexion sous la poussée des terres.

➤ Principe d'exécution:

Les palplanches peuvent être noyées pour créer un rideau étanche, le choix du type de profil des palplanches dans chaque cas dépend d'abord du module d'inertie pour assurer la stabilité.

La mise en place des palplanches peut se faire par battage ou par vibro-fonçage ou à l'aide d'une masse appelée MOUTON (diesel, bloc).

➤ Critères de choix:

Le sol doit permettre le battage du profil de palplanche retenu, car en cas d'un sol dur et consistant, il est difficile d'obtenir la fiche voulue. Lorsqu'on a des grandes hauteurs, l'utilisation des tirants est nécessaire, il faut s'assurer que leur pose ne mène

pas à une démolition trop importante des éléments de la structure existants.

La présence d'une voie ferrée en exploitation ou plus encore d'un bâtiment implanté en arrière du quai peut compromettre l'obtention d'une longueur suffisante du tirant ou la réalisation d'un dispositif d'ancrage.

Pour les ouvrages massifs, les palplanches ne permettent guère d'accroître les charges d'exploitation initiales, mais un renforcement complémentaire de la structure de l'ouvrage reste bien entendu compatible avec cette solution.

- En site urbain, les importantes nuisances acoustiques apportées par le battage influencent le choix du projeteur.
- En site marin, le rideau de palplanches d'un quai est rapidement corrodé en surface.

Il y'a lieu à noter que sur le plan économique la solution palplanches est concurrentielle lorsqu'une hauteur moyenne de soutènement doit être assurée en pied d'ouvrage, le tonnage d'acier devient important lorsque le rideau occupe toute la hauteur libre du quai.

Rempièlement en dalle sur pieux:

Cette variante assure le confortement des quais et leur rempièlement à la côte voulue.

L'ouvrage, dont la magistrale avancera d'une certaine distance par rapport au front d'accostage d'origine, est composé:

- d'une file longitudinale de pieux forés et battus jusqu'à la côte voulue.

Ces pieux sont constitués de tubes en acier et remplis de béton armé coulé en place. Ils sont espacés entre eux d'une distance constante.

- d'un rideau intermédiaire de petits pieux juxtaposés forés et battus jusqu'à la côte voulue et puis arasés.

Ce rideau permet le soutènement du massif d'enrochement mis en place au pied des quais confortés, ainsi que celui du sol de fondation de ces derniers après dragage du fond d'origine à la cote désirée.

- d'éléments préfabriqués en béton armé ayant la forme de « mur en T » et une épaisseur e .

Ces éléments utilisés comme coffrages pour le coulage d'un masque en béton maigre devant les quais à conforter servent aussi à reporter, par l'intermédiaire de pièces d'appui en béton armé, les charges aux pieux.

- d'un masque en béton maigre d'une certaine épaisseur, coulé en place.
- d'un couronnement en béton armé, coulé en place, reposant d'une part sur les pieux et d'autre part sur les quais existants dont l'ancienne superstructure serait démolie.
- de tirant d'ancrage, d'accessoires et de plaques préfabriquées en béton armé.

Les avantages et les inconvénients de cette technique:**Les avantages :**

- Avancement du quai.
- Déplacement des rails de grue probablement pas nécessaire.
- Accostage du plus grand navire admis au port.
- Il permet de grandes hauteurs libres, donc la mise en place d'un engin de manutention lourd devient possible grâce au report des charges sur pieux.

Les inconvénients:

- Pour les petits ouvrages, cette technique n'est pas compétitive.
- La nécessité de réalisation d'un trépan nage implique l'importance de coût de matériel de chantier.

 Rempiètement en blocs :

Cette variante permet le confortement des quais existants. Elle consiste, en l'implantation à une profondeur du front d'accostage d'origine, d'un quai en blocs composé :

- D'une assise en enrochements.
- D'un empilement en certains nombres de blocs en « I » préfabriqué en béton.
- D'un matériau en tout-venant de carrière pour le remplissage des évidements des blocs.
- D'un remblai en tout-venant de carrière déversé à l'arrière des blocs,
- D'un cavalier en enrochements en pied de quai pour la protection contre les affouillements.
- D'un couronnement en béton armé coulé en place,

Les avantages :

- Augmentation du terre-plein.
- Mode de construction facile et à la portée de nos entreprises de réalisation.

Inconvénient :

→ Nécessité le déplacement des rails de grues.

 Rempiétement en paroi berlinoise :

Cette structure est composée de profilés en béton armé ou métallique de forme « H ». Ces profilés régulièrement espacés sont enfoncés dans le sol à la cote voulue. Ils sont fixés en pied par des armatures battues dans le sol et maintenues en tête par des tirants ancrés à des plaques en béton armé.

Les problèmes posés :

- Stabilité du quai en phase d'exécution.
- Etanchéité : elle ne se posera qu'en phase chantier avant prise du béton.

Le remplissage préalable en pied de tranchée par du béton et un dispositif de tenons et mortaises pour les plaques semblent résoudre ce problème. (Dont l'incidence serait une consommation un peu trop importante de béton).

- Reprise des efforts :

Le mode de fonctionnement du rempiétement peut être le suivant :

- Effort horizontal sur le rideau avant.
- Effort de cisaillement en pied.
- Effort de traction dans le tirant supérieur.
- Le tirant supérieur transmet lui-même l'effort:

- Soit au quai existant (problème de stabilité élémentaire du bloc supérieur, problème de stabilité d'ensemble de quai - glissement- portance à la base).

- Soit à un ouvrage à l'arrière: Le couronnement devrait permettre la liaison entre plusieurs pieux verticaux pour limiter le nombre de tirants à l'arrière.

- Forage du mur pour injection.

Cette technique présente des avantages et des inconvénients qu'on peut résumer en :

Les avantages:

- Rapidité d'exécution par rapport à celle des palplanches.
- Lors des effondrements de blocs de parement soient à craindre dans un quai massif ancien, la reconstitution de front d'accostage en paroi berlinoise permet

alors à une certaine mesure de s'affranchir des mouvements et chutes survenant dans l'ouvrage ancien.

Les inconvénients:

- Utilisation d'un matériel spécifique certainement coûteux dans le creusement de tranchées dans le cas d'un sol consistant.
- Cadence relativement faible.
- Instabilité du quai lors des travaux d'exécution.
- Corrosion en surface.

 Rempiètement par injection :**➤ Principe d'exécution:**

Les travaux portent essentiellement sur le sol de fondation sans modifier la structure du quai initial, il s'agit d'obtenir un renforcement du sol en place sous et devant l'ouvrage, en améliorant ses caractéristiques mécaniques, notamment sa cohésion. L'injection de coulis est réalisée à l'aide de forages tubés pouvant traverser l'ouvrage.

➤ Critère de choix:

Cette technique est utilisée essentiellement pour des ouvrages massifs (quai poids en maçonnerie, caissons,...); il est en général possible de travailler à partir d'un ponton flottant se déplaçant le long de quai, on n'en occupe ainsi qu'un linéaire très limité, l'exploitation du terre-plein n'est pratiquement pas perturbée par des travaux. Du point de vue géotechnique plusieurs conditions doivent être réunies : le sol doit présenter une certaine perméabilité afin de permettre la propagation de coulis ; sa compacité, sa granulométrie, sa composition chimique doivent être parfaitement connue de manière à définir les caractéristiques du coulis à utiliser.

La constitution d'une enceinte étanche peut s'avérer nécessaire pour l'obtention de la pression d'injection voulue dans la portion du sol à injecter, la pression d'une couche imperméable en profondeur peut être utile dans ce cas ; latéralement, on emploie un engagement en palplanches ou une étanchéisation à l'aide d'un coulis à prise rapide ; on utilise également des remblais provisoires pour éviter le soulèvement du massif injecté. Une large incertitude pesée souvent sur les quantités de coulis nécessaires.

La technique de rempiètement par injection exige des études de faisabilité approfondies et un suivi rigoureux des travaux ; de nombreux contrôles doivent être effectués lors de leur exécution, et à la réception de l'ouvrage afin de vérifier l'amélioration des caractéristiques mécaniques du sol injecté.

 Rempiètement en encorbellement:➤ **Principe d'exécution:**

Les travaux présentent le phasage suivant:

- Injection préalable de la base du quai: confortement sous l'eau des zones du front d'accostage présentant des trous importants.
- Démolition du bloc supérieur du quai,
- Réalisation d'une poutre d'accostage avec armatures en attente,
- Forage dans le quai, mise en place, scellement et précontrainte des tirants verticaux,
- Dragage en pied d'ouvrage : ce dragage particulièrement soigné devra se faire par passes de hauteur limitée, le positionnement en place devra être précis, à cet effet on pourra utiliser un ponton pour écarter la drague du quai.

A l'issue de chacune des passes, les plongeurs devront opérer une reconnaissance du quai.

En cas d'affouillement en pied, on devra d'une part mettre en œuvre dans cette zone les profilés métalliques pour clouter la fondation, et d'autre part procéder à des confortements à l'aide de béton immergé et/ou de résines.

- Mise en place des amortissements d'accostage.

 Rempiètement en paroi moulée:➤ **Principe:**

Le principe de la paroi moulée dans le sol consiste à excaver une tranchée verticale de grande profondeur à partir du niveau du sol. La tranchée est toujours remplie par une boue thixotropique qui équilibre les poussées latérales dues au terrain sans risquer les éboulements des parois

L'excavation descendue soit en bon sol (cas d'une fondation profonde), soit avec une fiche suffisante (cas d'un soutènement). On met en place les cages d'armatures et on effectue le remplissage de l'excavation par un béton coulé à la goulotte (tube plongeur) dans la boue thixotropique. Le béton, plus dense, reste en fond et fait remonter progressivement la boue que l'on récupère et qu'on recycle.

➤ **Phasage d'exécution:**

Les travaux pourraient être réalisés de la manière suivante:

- Mise en place du coffrage pré monté jusqu'au niveau supérieur du quai avec une légère pénétration de manière à obtenir un début d'encastrement.
- Une liaison en tête du coffrage avec le quai permettra d'éviter les mouvements durant les phases qui suivent.

- Excavation dans les limites de ce gabarit à l'aide d'un engin terrestre ou flottant de la partie comprise entre la côte actuelle de dragage et le pied de la paroi.
- Après un nettoyage final du forage, descente des cages d'armatures dans lesquelles sont ménagées des réservations pour passage de colonnes de bétonnage.
- Bétonnage de la paroi proprement dit.
- Démontage de coffrage après la prise.
- Exécution des panneaux suivant, puis remblaiement, et réalisation du couronnement, des tirants et des équipements.

En fonction du matériau choisi, les calculs déterminent la part des remblais à mettre en œuvre avant la pose des tirants.

Autres types de rempiétements:

Il existe d'autres méthodes pour réaliser un rempiétement de quai, certaines s'apparentent à la réfection de parement, telle l'utilisation de béton projeté pour consolider un mur en maçonnerie par exemple, pour un ouvrage de ce type, il peut être intéressant de construire une poutre horizontale en béton armé permettant l'appui de tirant forés dans la maçonnerie et ancrés en arrière.

Des parois de béton armé en L stabilisées par remblaiement ont été employées pour des quais de faible hauteur accueillant des navires de pêche. Dans le cas d'un substratum rocheux affleurant, l'approfondissement de la souille par exemple déroctage en pied du quai a pu être réalisé sans renforcement de la structure initiale. En faite, chaque cas présent de nombreuses particularités et le projeteur peut être conduit à sélectionner telle ou telle méthode aussi bien rechercher une combinaison judicieuse de plusieurs techniques.

CHAPITRE IV

The letters of the title 'CHAPITRE IV' are large and white with a black outline. Inside the letters, there is a photograph of a harbor scene. The harbor is filled with several large cargo ships and smaller boats. In the background, there are hills and some buildings along the waterfront.

LA RESERVE DE STABILITE DE L'ANCIEN QUAI

The text 'LA RESERVE DE STABILITE DE L'ANCIEN QUAI' is in a bold, white, sans-serif font. Below the text, there is a large green graphic that resembles a fan or a stylized 'V' shape. It is composed of many thin, parallel lines radiating from a single point at the bottom center, creating a sense of depth and movement.

IV. LA RESERVE DE STABILITE DE L'ANCIEN QUAI**IV.1 CONSISTANCE DE LA VERIFICATION :**

Les vérifications ont porté sur :

- La stabilité au renversement,
- La stabilité vis-à-vis du glissement,
- La stabilité vis-à-vis du poinçonnement.
- La stabilité au glissement circulaire.

IV.2 DONNEES DE BASE :**IV.2.1 Données de sol :****➤ Remblai à l'arrière du mur :**

Poids volumique	$\gamma_d = 1.8 \text{ t/m}^3$
Poids volumique déjaugé	$\gamma = 1.1 \text{ t/m}^3$
Angle de frottement interne	$\varphi = 35^\circ$
Cohésion	$C = 0 \text{ t/m}^2$

➤ Assise en enrochement :

Contrainte admissible	$\sigma_{rup} = 180 \text{ t/m}^2$
Angle de frottement interne	$\varphi = 37^\circ$

➤ Sol de fondation :

Poids volumique déjaugé	$\gamma' = 1.1 \text{ t/m}^3$
Angle de frottement interne	$\varphi = 35^\circ$
Cohésion	$C = 0 \text{ t/m}^2$

➤ Béton de masse :

Poids volumique	$\gamma_b = 2.4 \text{ t/m}^3$
Poids volumique déjaugé	$\gamma_b = 1.4 \text{ t/m}^3$

➤ Béton armé :

Poids volumique	$\gamma_b = 2.5 \text{ t/m}^3$
Poids volumique déjaugé	$\gamma_b = 1.5 \text{ t/m}^3$

IV.2.2 Charges et surcharge :

La structure de quai est soumise aux efforts suivants :

- son poids propre,
- Marnage : 0.3 m,
- Bollard : la force maximale sera 30 t,
- Charge d'exploitation uniformément répartie : 4 t/m^2 ,
- Grue 1025,
- Séisme : les accélérations considérées sont : $K_h = 0.15$ et $K_v = \pm 0.045$.

IV.3 DETERMINATION DES EFFORTS AGISSANTS SUR LE MUR DE L'ANCIEN QUAI :

IV.3.1 Poids propre des blocs et des terres:

Poids = volume $\times$ poids volumique

Le schéma du mur comme suit :

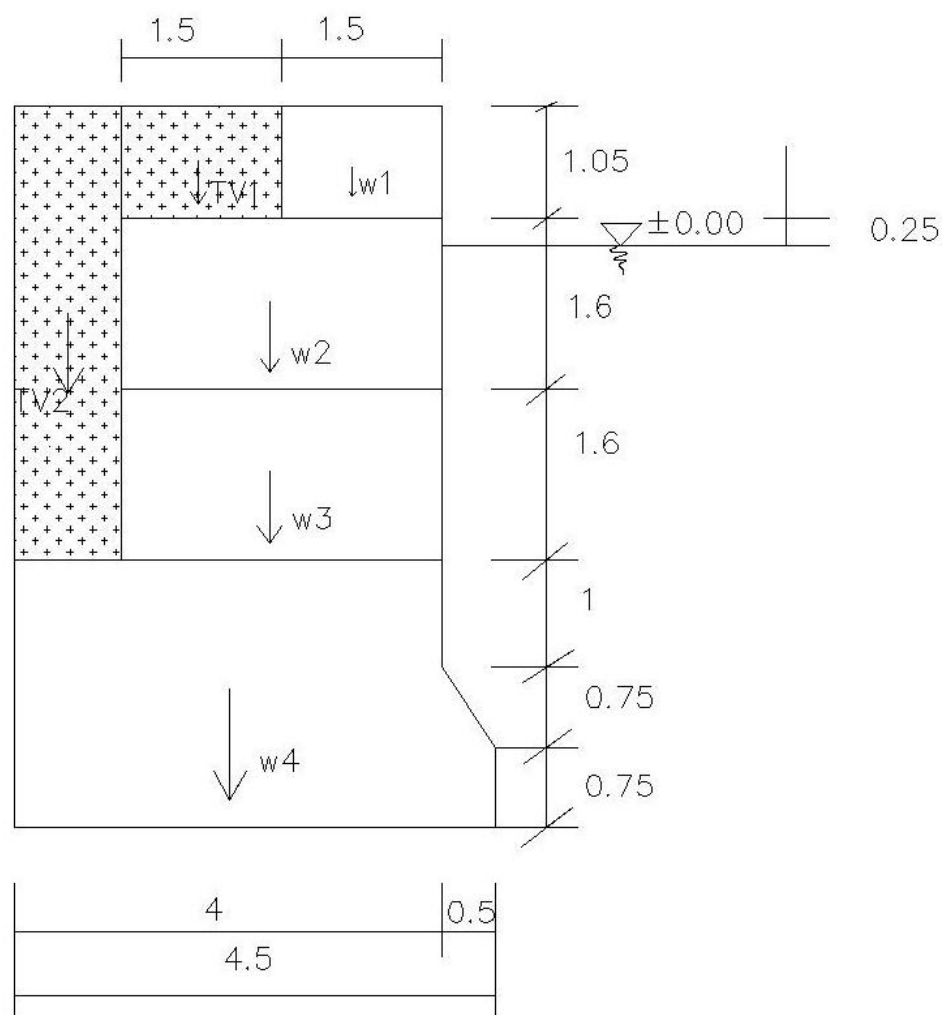


Figure : POIDS PROPRE DES BLOCS

BLOC 1(couronnement):

$$W_1 = V_1 \times \gamma_b = 1.75 \times 2.5 = 3.94 \text{ t/ml}$$

$$\text{Centre de gravité : } X_1 = 1.25 \quad Y_1 = 6.225$$

BLOC 2:

$$W_2 = V_{2\text{émergé}} \times \gamma_b + V_{2\text{immergé}} \times \gamma'_b = 0.75 \times 2.4 + 8.85 \times 1.4 = 14.19 \text{ t/ml}$$

$$\text{Centre de gravité : } X_2 = 2 \quad Y_2 = 4.1$$

BLOC 3:

$$W_3 = V_3 \times \gamma'_b = 10.563 \times 1.4 = 14.7882 \text{ t/ml}$$

$$\text{Centre de gravité : } X_3 = 2.381 \quad Y_3 = 1.214$$

TV1:

$$W_{TV1} = V_{TV1} \times \gamma_d = 1.575 \times 1.8 = 2.835 \text{ t/ml}$$

$$\text{Centre de gravité : } X_{TV1} = 2.75 \quad Y_{TV1} = 6.225$$

TV2 :

$$W_{TV2} = V_{TV2\text{émergé}} \times \gamma_d + V_{TV2\text{immergé}} \times \gamma' = 1.3 \times 1.8 + 2.95 \times 1.1 = 5.585 \text{ t/ml}$$

$$\text{Centre de gravité : } X_{TV2} = 4 \quad Y_{TV2} = 4.625$$

Bloc	Poids Wi(t/ml)	Bras de levier X (m)	Bras de levier Y (m)	Moment stabilisant (t.m/ml)
W1	3.94	1.25	6.225	4.925
W2	14.19	2	4.1	28.38
W3	14.7882	2.381	1.214	35.21
TV1	2.835	2.75	6.225	7.796
TV2	5.585	4	4.625	22.34
Σ	41.338			98.651

IV.3.2 Calcul des poussées:

Les forces horizontales agissantes sur un mur de soutènement sont:

P : la poussée des terres.

B : la butée.

Q : la surcharge d'exploitation.

Notons que:

L'inclinaison du talus sur l'horizontale : β (°).

L'inclinaison du mur (côte sol) sur la verticale : λ (°).

L'angle de frottement sol-mur : δ (°).

Le poids volumique du sol : γ (t/m³).

- Le calcul d'un mur de soutènement est une analyse statique et dynamique du problème, ou il est question d'éventuelle sollicitation d'origine sismique. Pour cela, on fait appel à l'approche de « MONONOBE » et « OKABE » qui est une transposition de l'équilibre de « COLOMB – RANKIN » existant à l'état statique, à celui qui pourrait se développer en dynamique.

L'approche de « MONONOBE » et « OKABE » se réduit au cas statique en faisant subir fictivement à l'ensemble sol – mur une rotation de θ , pour qu'ainsi la nouvelle verticale coïncide avec la résultante des forces de masse appliquées au remblai sous l'action du séisme.



Calcul le coefficient de la poussée :

➤ **Cas statique :**

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

Notons que :

φ : Angle de frottement interne.

β : Angle d'inclinaison de terre plein avec l'horizontale.

λ : Angle d'inclinaison de l'écran.

δ : Angle de frottement du sol sur l'écran (angle d'inclinaison de la poussée).

$\delta = \varphi$ frottement sol/sol.

$\delta = 2/3\varphi$ frottement sol/mur.

Pour notre cas on a $\beta = 0$; $\lambda = 0$; $\varphi = 35^\circ$; $\delta = \frac{2}{3}\varphi = 23.33^\circ$

$$K_{ps} = \frac{\cos^2 35}{\cos 23.33} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(35 + 23.33) * \sin 35}{\cos 23.33 * \cos 0}} \right]^{-2}$$

$$K_{ps} = 0.24$$

➤ **Cas dynamique :**

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

Avec : $\theta = \arctg\left(\frac{K_h}{1 - K_v}\right)$, $K_h = 0.15$; $K_v = \pm 0.045$

Si $K_v = 0.045 \Rightarrow \theta = 8.168^\circ \Rightarrow K_{pd} = 0.34$.

Si $K_v = -0.045 \Rightarrow \theta = 8.92^\circ \Rightarrow K_{pd} = 0.35$.

Donc on prend $K_{pd} = 0.35$

IV.3.2.1 Poussée des terres :

➤ **Cas statique**

• **$0 < h < 1.3$**

$$h = 0 \quad ; \quad \sigma_1 = 0 \quad ; \quad p = 0$$

$$\sigma_1 = \gamma_d \times h_1 \times K_{ps} = 1.8 \times 1.3 \times 0.24 = 0.561 \text{ t/m}^2$$

$$P_1 = \frac{1}{2} \sigma_1 \times h_1 = 0.5 \times 0.561 \times 1.3 = 0.36 \text{ t/ml}$$

$$\text{Appliquée à } Y = \frac{1}{3} \times 1.3 + 5.45 = 5.88 \text{ m}$$

• **$1.3 < h < 6.75$**

$$\sigma_2 = \sigma_1 + \gamma' h_2 K_{ps} = 0.561 + 1.1 \times 5.45 \times 0.24 = 2 \text{ t/m}^2$$

$$P_2 = \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_2) \times h_2 = 0.5 \times (0.56 + 2) \times 5.45 = 6.976 \text{ t/ml}$$

$$\text{Appliquée à } Y = 2.215 \text{ m}$$

➤ **Cas dynamique**• **$0 < h < 1.3$**

$$h = 0 \quad ; \quad \sigma_1 = 0 \quad ; \quad p_1 = 0$$

$$\sigma_1 = \gamma_d \times h_1 \times K_{pd} = 1.8 \times 1.3 \times 0.35 = 0.819 \text{ t/m}^2$$

$$P_1 = \frac{1}{2} \sigma_1 \times h_1 = 0.5 \times 0.819 \times 1.3 = 0.532 \text{ t/ml}$$

$$\text{Appliquée à } Y = 5.883 \text{ m}$$

• **$1.3 < h < 6.75$**

$$\sigma_2 = \sigma_1 + \gamma' h_2 K_{pd} = 0.819 + 1.1 \times 5.45 \times 0.35 = 2.917 \text{ t/m}^2$$

$$P_2 = \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_2) \times h_2 = 0.5 \times (0.819 + 2.917) \times 5.45 = 10.18 \text{ t/ml}$$

$$\text{Appliquée à } Y = 2.215 \text{ m}$$

Tableaux récapitulatifs :

$$P_h = P \cos \delta$$

$$P_v = P \sin \delta$$

1 : Cas statique

P_v (t/ml)	P_h (t/ml)	X (m)	Y (m)
0.14	0.33	4.5	5.883
2.763	6.406	4.5	2.215

2 : Cas dynamique

P_v (t/ml)	P_h (t/ml)	X (m)	Y (m)
0.21	0.448	4.5	5.883
4.031	9.348	4.5	2.215

IV.3.2.2 Poussée due aux surcharges :

On a : la surcharge uniformément répartie $q = 4 \text{ t/m}^2$

➤ Cas statique

$$\sigma = q \times K_{qs}$$

$$K_{qs} = \frac{K_{ps}}{\cos(\lambda - \beta)} \quad ; \quad \lambda = 0 \quad ; \quad \beta = 0 \quad \Rightarrow \quad K_{qs} = K_{ps} = 0.24$$

$$\sigma = q \times K_{qs} = 4 \times 0.24 = 0.96 \text{ t/m}^2$$

$$P = \sigma \times L \text{ avec } L = 6.75 \text{ m}$$

$$P = 0.96 \times 6.75 = 6.48 \text{ t/ml}$$

$$\text{Appliquée à } Y = 3.375 \text{ m}$$

➤ Cas dynamique

$$P = q \times L \times (1 + K_v) \times K_{qd}$$

$$K_{qd} = \frac{K_{pd}}{\cos(\lambda - \beta)} \quad ; \quad \lambda = 0 \quad ; \quad \beta = 0 \quad \Rightarrow \quad K_{qd} = K_{pd} = 0.35$$

$$P = 4 \times 6.75 \times (1 + 0.045) \times 0.35 = 10.158 \text{ t/ml}$$

$$\text{Appliquée à } Y = 3.375$$

Tableaux récapitulatifs :

$$P_h = P \cos \delta$$

$$P_v = P \sin \delta$$

1 : Cas statique

$P_v \text{ (t/ml)}$	$P_h \text{ (t/ml)}$	$X \text{ (m)}$	$Y \text{ (m)}$
2.566	5.95	4.5	3.375

2 : Cas dynamique

P_v (t/ml)	P_h (t/ml)	X (m)	Y (m)
4.022	9.327	4.5	3.375

IV.3.2.3 Poussée hydrostatique de marnage :

La dénivellation du niveau de la nappe et du plan d'eau entre l'avant et l'arrière du quai peut provoquer une poussée sur l'ouvrage vers le bassin.

On considère dans le cas statique un marnage de 0.3m, d'où la contrainte uniforme sur la hauteur du quai à la valeur suivante :

$$\sigma = \gamma_w \times e = 1.03 \times 0.3 = 0.309 \text{ t/m}^2$$

γ_w : Le poids volumique de l'eau de mer (1.03 t/m^3).

e : dénivellation.

$$h = 1.3 \Rightarrow P = 0.5 \times 0.309 \times 0.3 = 0.046 \text{ t/ml}$$

$$\text{Appliquée à } Y = \frac{1}{3} 0.3 + 5.45 = 5.55 \text{ m}$$

$$h = 6.75 \Rightarrow P = 0.309 \times 5.45 = 1.648 \text{ t/ml}$$

$$\text{Appliquée à } Y = \frac{5.45}{2} = 2.725 \text{ m}$$

IV.3.2.4 Poussée hydrodynamique :

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

$$\sigma_{wd}(z) = 7/8 \gamma_w k_h \sqrt{hz}$$

Avec :

$\gamma_w = 1.03 \text{ t/m}^3$. Poids volumique de l'eau.

$K_h = 0.15$. Coefficient sismique horizontal.

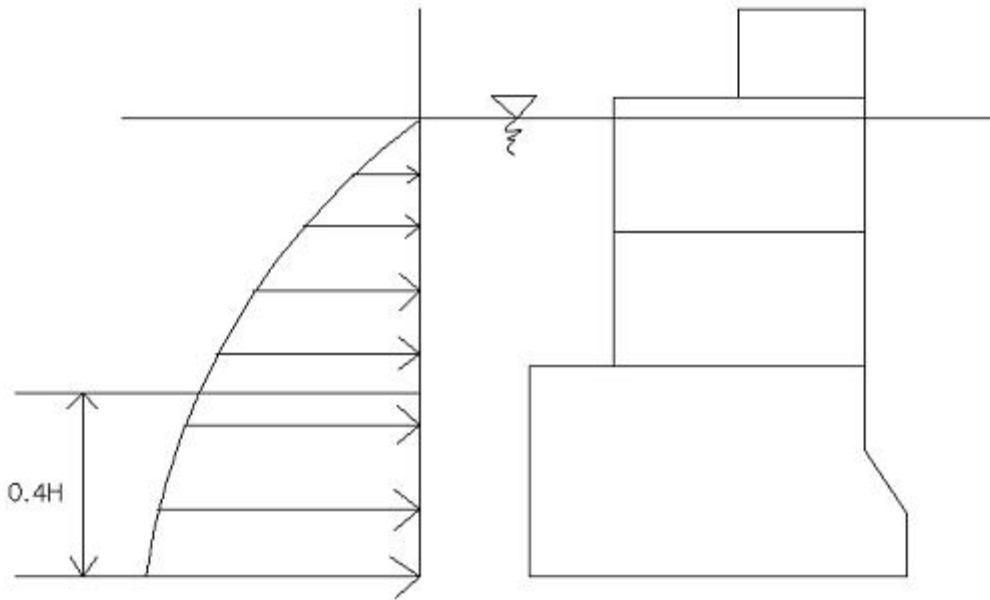
H = 5.45 m. Profondeur total de l'eau.

Z : profondeur de l'eau variable.

La poussée hydrodynamique sera :

$$P_{wd} = (7/12) \gamma_w k_h h^2.$$

Appliquée à 0.4h de la base.



Pour les murs de quai « MATSU » et « OHRA » suggèrent que la pression à l'aval du mur pendant le séisme, est réduite de la quantité donnée plus haut par la théorie de WESTERGAARD et qu'à m'amant, elle soit augmenté de 70%.

$$P_{wd} = (7/12) \times \gamma_w \times k_h \times h^2 + 0.7 \times ((7/12) \times \gamma_w \times k_h \times h^2)$$

$$P_{wd} = 1.7 \times \frac{7}{12} \times \gamma_w \times k_h \times h^2$$

$$\sigma_{wd}(\text{terre}) = (1+0.7) \times \frac{7}{8} \gamma_w \times k_h \times \sqrt{hz}$$

La poussée est :

$$P_{wd} = 1.7 \times \frac{7}{12} \times 1.03 \times 0.15 \times (5.45)^2 = 4.55 \text{ t/ml}$$

$$\text{Appliquée à } Y = 0.4 \times 5.45 = 2.18 \text{ m}$$

IV.3.3 Efforts d'accostages :

Les efforts d'accostages sont développés par le mouvement du navire sous forme d'énergie cinématique, une partie de cette énergie seulement est transmise à l'ouvrage, l'autre partie est absorbée par la défense ou par la déformation de la coque du navire donc :

$$E_t = E_N + E_E$$

On note que :

E_N : l'énergie cinétique du bateau.

E_E : l'énergie cinétique de l'eau entraîné.

a) L'énergie cinétique du bateau :

Cette énergie est donnée par la formule suivante :

$$E_N = (D \times V^2 / 2g)$$

Avec :

V : vitesse d'accostage (m/s).

D : déplacement du navire (tonne).

✓ **Déplacement du navire :**

le poids du navire est généralement caractérisé par son déplacement également égale au volume de la carène (volume d'eau déplacer).

Le déplacement peut être évalué approximativement à partir des dimensions du navire par la formule ;

$$D = L \times B \times t \times a \times \gamma_w$$

L : la longueur du navire.

B : la largeur du navire.

t : tirant d'eau en mètre.

a : coefficient de forme = 0,7.

AN :

$$L=143\text{m}, B=19\text{m}, t=7, a=0.7, \gamma_w=1.03\text{t/m}^3$$

$$D=143 \times 19 \times 7 \times 0.7 \times 1.03$$

$$D=13712.7 \text{ t}$$

✓ **Vitesse du navire :**

On cherche dans ce cas le tonnage du navire le plus élevé pour des raisons de sécurité et de confort, donc à obtenir la vitesse la plus faible possible.

Dans la réalité, la vitesse restera tributaire de nombreux paramètres tels que :

- La configuration des lieux.
- Le perfectionnement des moyens de guidage.
- L'habilité des équipages.
- Les conditions météorologiques (vitesse de vent, visibilité).
- L'urgence d'accostage.

On peut considérer que les vitesses d'accostages sont généralement comprises entre 0,05 m/s (gros pétroliers assistés de remorqueurs) et 0,8 m/s (navire faible tonnage).

Dans notre cas on prend $V=0,18 \text{ m/s}$.

$$\text{Donc : } E_N = \frac{13712.7}{2 \times 9.81} \times (0.18)^2 = 22.645 \text{ t.m}$$

b) Energie cinétique de l'eau entraînée E_E :

Le volume d'eau entraînée est assimilé à un cylindre de longueur « L » (longueur du navire) et de diamètre « t » (tirant d'eau du navire).

$$V = \frac{t^2}{4} \times \pi \times L$$

Donc :

$$E_E = \frac{1}{2} \times \frac{t^2}{4} \pi \times L \times \frac{\gamma_w}{g} \times v^2$$

$$E_E = 0.5 \times \frac{49}{4} \times 3.14 \times 143 \times \frac{1.03}{9.81} \times 0.18^2$$

$$E_E = 9.355 \text{ t.m}$$

L'énergie cinétique totale est $E_t = E_N + E_E$

$$E_t = 22.645 + 9.355 = 32 \text{ t.m}$$

c) L'énergie absorbée par les défenses E_d :

L'énergie absorbée par les défenses E_d ne sera qu'une fraction de l'énergie totale, cette fraction est déterminée par le coefficient de réparation

$$E_d = E_t \times C$$

$$C = C_M \times C_E \times C_S$$

1 / Coefficient de masse C_M :

$$C_M = 1 + \frac{\pi \cdot t^2 \cdot L \cdot \gamma_w}{4 \cdot D}$$

Avec :

t : tirant d'eau (m).

L : longueur du navire (m).

γ_w : densité de l'eau de mer.

D : déplacement du navire.

$$C_M = 1 + \frac{\pi \cdot 7^2 \cdot 143 \cdot 1.03}{4 \cdot 13712.7}$$

$$C_M = 1.41$$

2 / Coefficient d'excentricité C_E :

$$C_E = \frac{K^2}{K^2 + R^2}$$

Avec: K: rayon de révolution du navire.

R : distance entre le centre de gravité au point d'impact.

$$R = \sqrt{\left[\frac{L}{2} - x\right]^2 + \left[\frac{B}{2}\right]^2} \quad x = \frac{L}{4} = 35.75$$

$$\Rightarrow R = 37$$

$$K = [(0.19 \times C_B) + 0.11] \times L$$

$$C_B = \frac{D}{L.B.t.\gamma_w} \Rightarrow C_B = 0.7 \Rightarrow K = 34.749$$

$$\text{Donc } C_E = \frac{34.749^2}{34.749^2 + 37^2} \Rightarrow C_E = 0.46$$

3 / Coefficient de souplesse :

Il représente le rapport entre la rigidité de navire et celle des défenses, ce coefficient dépend de la nature élastique de la coque du navire.

C_s : varie de 0.8 (coque élastique) à 1 (coques rigides), par mesure de sécurité, en prendra une valeur de 0.9

$$C_s = 0.9$$

Donc la valeur de coefficient de réparation est

$$C = C_M \times C_E \times C_S = 1.41 \times 0.46 \times 0.9$$

$$C = 0.58$$

L'énergie absorbée par les défenses sera donc :

$$E_d = C \times E_t = 0.58 \times 32 = 18.56 \text{ t.m}$$

$E_d = 18.56 \text{ t.m} \Rightarrow$ la défense est de diamètre intérieure de 700 mm et de diamètre extérieure de 1300. avec une réaction de 65 t.

IV.3.4 Efforts d'amarrage :

La force exercée sur le bollards est de 30t tous les 12m c'est une force concentrée qu'on peut répartir sur l'ouvrage par le biais d'une poutre longitudinale appelée poutre de couronnement sur la quelle sont fixée les organes d'amarrage.

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

$$P = \frac{30}{12} = 2.5 \text{ t/ml}$$

Elle est appliquée au niveau de 7.05 m c.-à-d. 30 cm au dessus de niveau supérieur de quai ce qui donne un moment par rapport à la base du quai.

$$M = 2.5 \times (7.05) = 17.625 \text{ t.m/ml.}$$

IV.3.5 Force horizontale du séisme :

Les ouvrages construits en zones sismiques doivent être conçus pour résister aux effets des tremblements de terre.

La force sismique est définie par la formule :

$$F_A = K_h \times p.$$

K_h : accélération horizontale. $K_h = 0.15$

p : poids total du mur de quai . $p = 41.338 \text{ t/ml}$.

Donc : $F_A = 0,15 \times 41.338 = 6.2 \text{ t/ml}$.

Appliquer au centre de gravité de mur $Y_G = \frac{\sum w_i Y_i}{\sum w_i}$

$$Y_G = 3.487 \text{ m}$$

IV.3.6 Efforts due à la grue :

On a :

Charge par essieu (t), grue on position route :

Essieu	1	2	3
Poids	6.5t	9.5t	9.5t

Poids total : 25.5 t y compris contre poids

On a:

$$d = (a+b) \times \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) - a \times \tan\varphi$$

$$P_n = P \times \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$P_n = 9.5 \times \tan\left(45 - \frac{35}{2}\right) = 4.94 \text{ t/ml}$$

$$a = 0 ; h = 0 ; d = 0.768 \text{ m}$$

P appliquée à $Y = 6.494 \text{ m}$

$$\sigma = \frac{2 \times P_n}{d} = \frac{2 \times 4.94}{0.768} = 12.86 \text{ t/m}^2$$

IV-4 VERIFICATION DE LA STABILITE DU QUAÏ EXISTANT :**IV.4.1 Généralités :**

Les soutènements peuvent être classés en plusieurs catégories selon les méthodes de dimensionnement externe.

✓ **Murs auto-stables** : les murs-poids en maçonnerie, en béton armé, les murs préfabriqués ainsi que les mures –caissons.....

✓ **Rideaux** : rideaux de palplanche, parois berlinoises.....

Pour que ces soutènements sont stable après la détermination des efforts exercés sur l'ouvrage, il faut assurer la stabilité vis-à-vis :

- Le glissement : le mur du quai ne glisse pas sur le terrain de fondation.
- Le renversement : le mur du quai ne renverse pas.
- Le poinçonnement : le mur de quai ne poinçonne pas le terrain de fondation.

Pour vérifier cette stabilité on a pour chaque situation un coefficient de sécurité.

IV.4.2 Coefficients de sécurité :

Les coefficients considérés pour chaque situation sont résumés dans le tableau suivant (valeurs minimales) :

Coefficient de sécurité	ELU	ELS	SA
F_r	1.5	1.2	1.1
F_g	1.5	1.2	1.1
F_p	2	1.2	1.1

Avec :

ELS : Etat limite de service.

ELU : Etat limite ultime.

SA : Situation accidentelle

F_R : Coefficient de sécurité de renversement.

F_G : Coefficient de sécurité de glissement.

F_P : Coefficient de sécurité de poinçonnement..

↪ Pour le renversement la condition à vérifier est :

$$F_R = \frac{M_s}{M_r} > 1.2 \quad \text{ELU}$$

$$F_R = \frac{M_s}{M_r} > 1.5 \quad \text{E.L.S}$$

$$F_R = \frac{M_s}{M_r} > 1.1 \quad \text{S.A}$$

↪ Pour le glissement la condition à vérifier est:

$$F_G = \frac{F_v}{F_h} \operatorname{tg} \varphi > 1.2 \quad \text{ELU et S.A}$$

$$F_G = \frac{F_v}{F_h} \operatorname{tg} \varphi > 1.5 \quad \text{E.L.S}$$

$$F_G = \frac{F_v}{F_h} \operatorname{tg} \varphi > 1.1 \quad \text{S.A}$$

IV.4.3 Calcul de la stabilité de l'ancien quai :

➤ Cas statique :

Désignation	F_v (t/ml)	X (m)	$M_{si}/0$ (t.m/ml)	F_h (t/ml)	Y (m)	$M_{ri}/0$ (t.m/ml)
Poids	$F_{v1} = 41.338$	-	98.651	-	-	-
Poussées des terres	$F_{v2} = 0.14$	4.5	0.63	$F_{h1} = 0.33$	5.883	1.941
	$F_{v3} = 2.763$	4.5	12.433	$F_{h2} = 6.406$	2.215	14.189
Marnage	-	-	-	$F_{h3} = 0.046$	5.55	0.255
	-	-	-	$F_{h4} = 1.648$	2.725	4.491
Poussée due aux surcharges	$F_{v4} = 2.566$	4.5	11.547	$F_{h5} = 5.95$	3.375	20.081
bollard	-	-	-	$F_{h6} = 2.5$	7.05	17.625
Grue 1025	-	-	-	$F_{h7} = 4.94$	6.494	32.08

Détermination des efforts :**a) Efforts verticaux :**

Charge permanente :

$$F_{VG} = \sum_1^3 F_{vi} = 44.241 \text{ t/ml}$$

Charges d'exploitations :

- poussée de surcharge

$$F_{VQ2} = 2.556 \text{ t/ml}$$

b) Efforts horizontaux :

Charge permanente :

$$F_{HG} = \sum_1^4 F_{hi} = 8.43 \text{ t/ml}$$

Charge d'exploitation

- effet de grue

$$F_{HQ1} = 4.94 \text{ t/ml}$$

- bollard

$$B = 2.5 \text{ t/ml}$$

- poussée de surcharge

$$F_{HQ2} = 5.95 \text{ t/ml}$$

c) Moment stabilisant :

Charge permanente :

$$M_{SG} = \sum_1^3 M_{si} = 111.714 \text{ t.m/ml}$$

Charge d'exploitation :

- poussée de surcharge

$$M_{SQ2} = 11.547 \text{ t.m/ml}$$

d) Moment renversant :

Charge permanente :

$$M_{RG} = \sum_1^4 M_{ri} = 20.876 \text{ t.m/ml}$$

Charge d'exploitation :

- effet de grue

$$M_{RQ1} = 32.08 \text{ t.m/ml}$$

- bollard

$$M_B = 17.625 \text{ t.m/ml}$$

- poussée de surcharge

$$M_{RQ2} = 20.081 \text{ t.m/ml}$$

A l'état limite ultime (E.L.U) : 1.35G + 1.5Q + B

	M_S (t.m/ml)	M_R (t.m/ml)	F_V (t/ml)	F_H (t/ml)	$F_R = \frac{\overline{M_S}}{\overline{M_r}}$	$F_G = \frac{\overline{F_V}}{\overline{F_H}} t_{\xi}^{\overline{\phi}}$
Grue + bollard	150.8139	93.9276	59.7253	21.2905	1.6 > 1.2	1.96 > 1.2
Bollard + surcharge	168.1344	75.9291	63.5593	22.8055	2.21 > 1.2	1.95 > 1.2

A l'état limite de service (E.L.S) : G + Q + B

	M_S (t.m/ml)	M_R (t.m/ml)	F_V (t/ml)	F_H (t/ml)	$F_R = \frac{\overline{M_S}}{\overline{M_R}}$	$F_G = \frac{\overline{F_V}}{\overline{F_H}} \cdot \frac{\overline{t_p}}{\overline{t_f}} \cdot \rho$
Grue + bollard	111.714	70.581	44.241	15.87	1.58 > 1.5	1.95 > 1.5
Bollard + surcharge	123.261	58.582	46.797	16.88	2.10 > 1.5	1.94 > 1.5

D'après les résultats qu'on a trouvé, on peut conclure que la stabilité de l'ouvrage est vérifiée.

➤ **Cas dynamique**

Désignation	F_v (t/ml)	X (m)	$M_{si}/0$ (t.m/ml)	F_h (t/ml)	Y (m)	$M_{ri}/0$ (t.m/ml)
Poids	$F_{v1} = 41.338$	-	98.651	-	-	-
Poussées des terres	$F_{v2} = 0.21$	4.5	0.945	$F_{h2} = 0.448$	5.883	2.635
	$F_{v3} = 4.031$	4.5	18.139	$F_{h3} = 9.348$	2.215	20.706
Poussée due aux surcharges	$F_{v4} = 4.022$	4.5	18.099	$F_{h5} = 9.327$	3.375	31.479
Bollard	-	-	-	$F_{h6} = 2.5$	7.05	17.625
Pression hydrodynamique	-	-	-	$F_{h8} = 4.55$	2.18	9.919
Effort de séisme	-	-	-	$F_{h9} = 6.2$	3.487	21.619
Grue 1025	-	-	-	$F_{h7} = 4.94$	6.494	32.08

Détermination des efforts :**e) Efforts verticaux :**

Charge permanente :

$$F_{VG} = \sum_1^3 F_{vi} = 45.579 \text{ t/ml}$$

Charges d'exploitations :

- poussée de surcharge

$$F_{VQ2} = 4.022 \text{ t/ml}$$

f) Efforts horizontaux :

Charge permanente :

$$F_{HG} = F_{h2} + F_{h3} + F_{h8} = 14.346 \text{ t/ml}$$

Charge d'exploitation :

- effet de grue

$$F_{HQ1} = 4.94 \text{ t/ml}$$

- bollard

$$B = 2.5 \text{ t/ml}$$

- poussée de surcharge

$$F_{HQ2} = 9.372 \text{ t/ml}$$

Séisme :

$$F_A = 6.2 \text{ t/ml}$$

g) Moment stabilisant :

Charge permanente :

$$M_{SG} = \sum_1^3 M_{si} = 117.735 \text{ t.m/ml}$$

Charge d'exploitation :

- poussée de surcharge

$$M_{SQ2} = 18.099 \text{ t.m/ml}$$

h) Moment renversant :

Charge permanente:

$$M_{RG} = M_{r2} + M_{r3} + M_{r8} = 33.26 \text{ t.m/ml}$$

Charge d'exploitation :

- effet de grue

$$M_{RQ1} = 32.08 \text{ t.m/ml}$$

- bollard

$$M_B = 17.625 \text{ t.m/ml}$$

- poussée de surcharge

$$M_{RQ2} = 31.479 \text{ t.m/ml}$$

Séisme

$$M_{Fa} = 21.619 \text{ t.m/ml}$$

Combinaison accidentelle : $G + Q + 0.5B + F_A$

	M_S (t.m/ml)	M_R (t.m/ml)	F_V (t/ml)	F_H (t/ml)	$F_R = \frac{\overline{M_S}}{\overline{M_r}}$	$F_G = \frac{\overline{F_V}}{\overline{F_H}} \cdot \frac{\overline{t_s}}{\overline{t_p}}$
Grue + bollard	117.735	95.7715	45.579	26.736	1.2 $\approx$ 1.1 Proche de cas critique	1.19 $\approx$ 1.1 Proche de cas critique
Bollard + surcharge	135.834	95.1705	49.601	32.168	1.42 > 1.1	1.07 < 1.1

IV.4.4 Conclusion :

Après l'étude de la stabilité de mur de quai on constate :

- ❖ **Dans le cas statique :** les conditions de stabilité sont vérifiées vis-à-vis au glissement et au renversement.
- ❖ **Dans le cas dynamique :** l'ouvrage ne peut pas supporter les nouvelles surcharges appliquées ainsi que la charge de la grue.

Donc nous considérons que la réserve de stabilité de quai est insuffisante et que cet ouvrage nécessite à la fois, un confortement et un rempiètement.

CHAPITRE V

The letters of 'CHAPITRE V' are filled with an aerial photograph of a busy port. The image shows several large cargo ships docked at piers, with cranes and other port infrastructure visible. The water is a deep blue, and the surrounding land has some greenery and buildings.

CHOIX DE LA VARIANTE

The text 'CHOIX DE LA VARIANTE' is in a bold, sans-serif font. Below the text is a large, stylized green graphic that resembles a fan or a series of radiating lines, creating a sense of depth and movement. The graphic is composed of many thin, parallel lines that converge towards a central point at the bottom.

V. CHOIX DE LA VARIANTE

V.1 INTRODUCTION :

Plusieurs facteurs interviennent dans le choix d'un type de rempiètement, outre la faisabilité technique d'un procédé, on doit considérer les contraintes d'exploitation et de mise en œuvre qui lui sont liées ainsi que son aspect économique.

Pour cela. Nous proposons deux variantes.

V.2 LES DIFFERENTES VARIANTES A PROPOSEES :

■ variante n°1 : confortement avec pieux.

Les travaux de confortement consistant :

- La démolition du couronnement existant y compris la dépose des appareils existants (bollards, défenses ...).
- L'enlèvement de l'écran de protection en enrochements au pied de l'ouvrage pour la mise en fiche des pieux.
- La mise en fiche des pieux métalliques qui seront remplies en béton armé. Les pieux seront forés et battus dans le sol marin jusqu'à la cote -12 m. L'espacement entre axe des pieux est de 3 m.
- La mise en place d'éléments préfabriqués qui servent de coffrage au masque en béton entre le quai actuel et la nouvelle magistrale.
- La réalisation du masque en béton.
- La réalisation de la poutre de couronnement équipée de bollards, de défenses et d'échelle de sécurité.
- La reconstruction du revêtement dégradé des terre-pleins attenants aux quais.

Les avantages et les inconvénients de cette technique:

Les avantages :

- Avancement du quai.
- Accostage du plus grand navire admis au port.
- Il permet de grandes hauteurs libres, donc la mise en place d'un engin de manutention lourd devient possible grâce au report des charges sur pieux.

Les inconvénients:

- Pour les petits ouvrages, cette technique n'est pas compétitive.

- La nécessité de réalisation d'un trépanage implique l'importance de coût de matériel de chantier.
- lors de l'établissement du projet, il faut prendre garde à maintenir une distance suffisante entre le bord du couronnement et la première file de pieux de manière à protéger ceux-ci des chocs de navires.
- bruit de battage.

■ **variante n°2 : confortement par blocs en béton.**

Elle consiste, en l'implantation à une distance du front d'accostage d'origine, un quai en blocs composé :

- D'une assise en enrochements.
- D'un empilement en certains nombres de blocs en « I » préfabriqué en béton, posé sur l'assise en enrochements à une distance de 5m par rapport à la magistrale de l'ancien quai.
- D'un matériau en tout-venant de carrière pour le remplissage des évidements des blocs.
- D'un remblai en tout-venant dans le vide entre l'ancien quai et le nouveau quai.
- D'un cavalier en enrochements en pied de quai pour la protection contre les affouillements.
- D'un couronnement en béton armé coulé en place, sur se couronnement il est prévue des organes d'amarrage et de défenses.

Les avantages :

- Augmentation du terre-plein.
- Mode de construction facile et à la portée de nos entreprises de réalisation.

Inconvénient :

- diminution de l'espace du bassin.

V.3 COMPARAISON DES VARIANTES :

Pour le choix de la variante, on fait une analyse multicritère basé sur :

- L'espace occupé dans le bassin.
- Coût de construction.
- La réalisation par des moyens nationaux.
- Délais de réalisation.

Notant que : (+) → aspect positif
 (-) → aspect négatif

	Variante 1	Variante 2
Espace occupé dans le bassin	+	-
Réalisation par des moyens nationaux	+	+
Délais de réalisation	-	+
Coût de construction	-	+

D'après l'analyse multicritère on choisi la variante 2.

V.4 PROFONDEUR DE L'EAU :

La profondeur de l'eau nécessaire tient compte du :

- niveau de référence N_R .
- tirant d'eau du navire T_a .
- mouvements verticaux des navires.
- pied de pilote net : marge minimal permise sous la quille du navire, elle est de 0.5m pour les grandes navires et 0.3m pour les bateaux de pêche.

La **hauteur de calcul**, pour l'étude de la stabilité de l'ouvrage, se détermine à partir du **niveau nominal de dragage ∇** situé environ 0,50 m à 1,00 m au-dessous de **la cote nominale du fond**, surprofondeur correspondant à la tolérance d'exécution des travaux de dragage et de sondage et au risque d'affouillement du fond.

Donc :

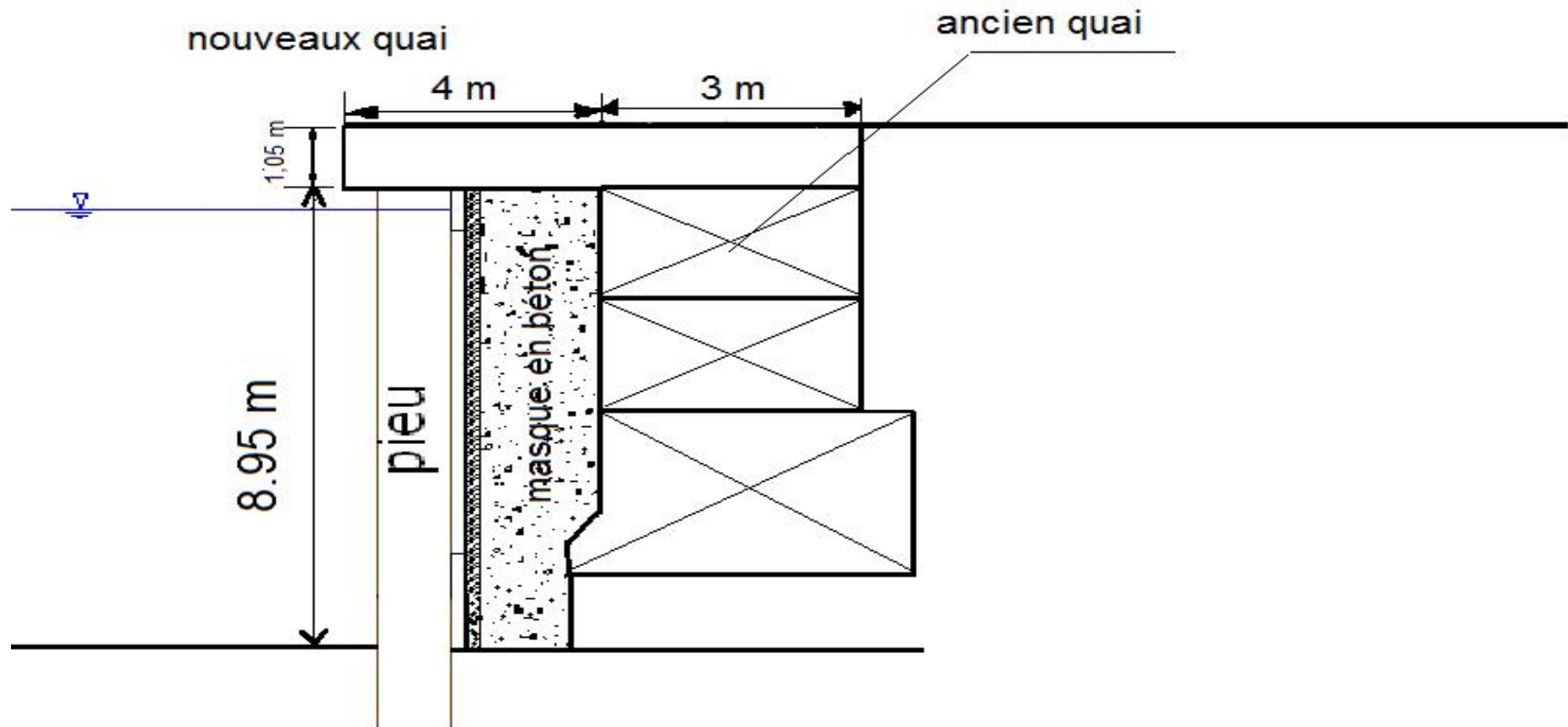
$$H_d = N_R + T_a + PPB + \nabla$$

PPB (pied de pilote brut) est la somme du pied de pilote net et des mouvements verticaux.

Généralement PPB entre 10% et 20% de T_a

$$T_a = 7.00\text{m} ; \quad PPB = 1.20\text{m} ; \quad \square = 0.50\text{m}$$

$$\text{Donc } H_d = 8.7\text{m.}$$



VARIANTE 1: QUAI SUR PIEU



CHAPITRE VI

ETUDE DE LA VARIANTE

VI. ETUDE DE LA VARIANTE**VI.1 DONNEES GEOTECHNIQUES :****VI.1.1 Données de sol :****➤ Remblai à l'arrière du mur :**

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

➤ Assise en enrochement :

Contrainte admissible	$\sigma_{rup} = 180 \text{ t/m}^2$
Angle de frottement interne	$\varphi = 40^\circ$

➤ Sol de fondation :

Poids volumique déjaugé	$\gamma' = 1.1 \text{ t/m}^3$
Angle de frottement interne	$\varphi = 40^\circ$
Cohésion	$C = 0 \text{ t/m}^2$

➤ Béton de masse :

Poids volumique	$\gamma_b = 2.4 \text{ t/m}^3$
Poids volumique déjaugé	$\gamma_b = 1.4 \text{ t/m}^3$

➤ Béton armé :

Poids volumique	$\gamma_b = 2.4 \text{ t/m}^3$
Poids volumique déjaugé	$\gamma_b = 1.5 \text{ t/m}^3$

VI.1.2 Charges et surcharge :

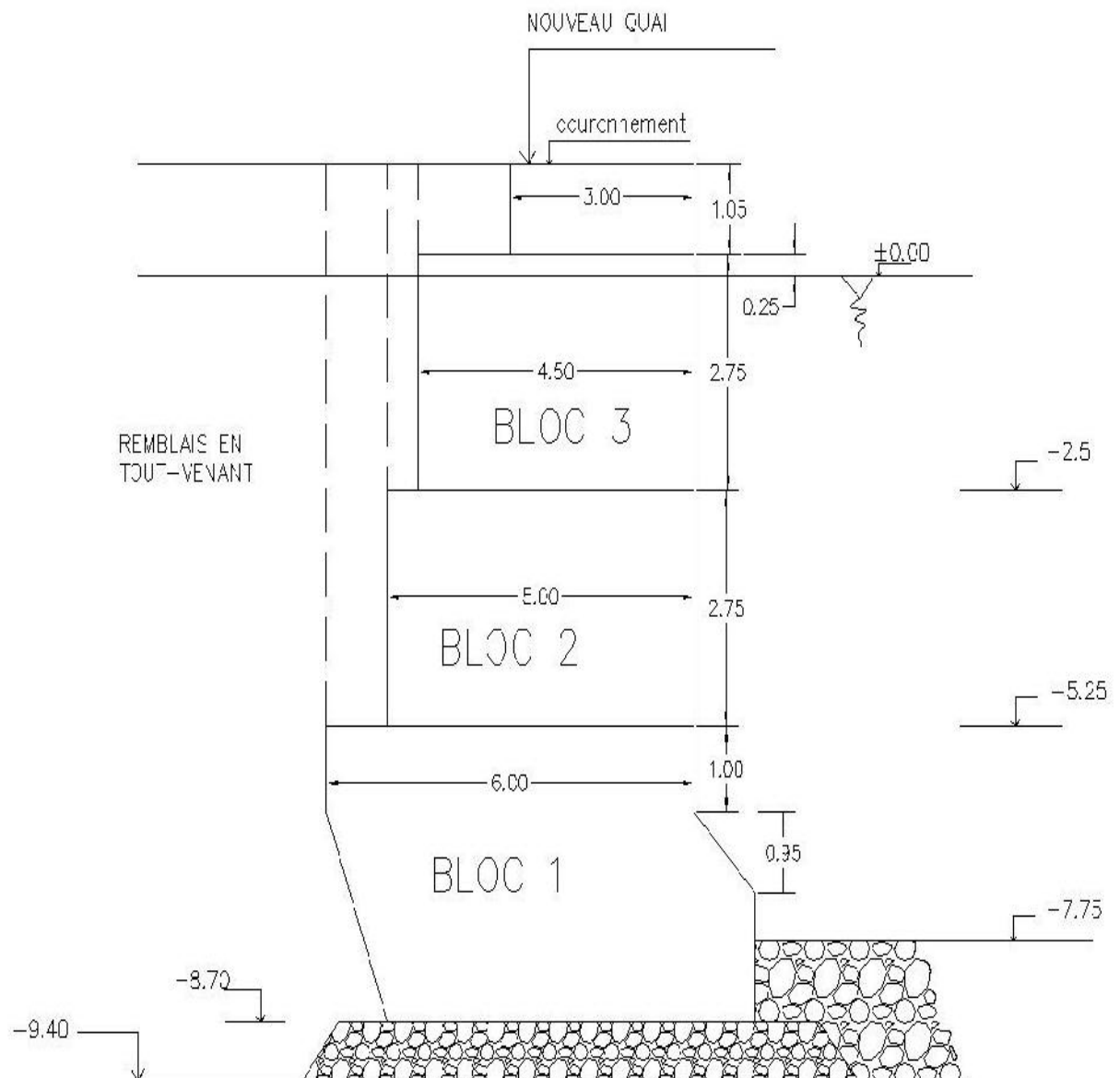
Marnage : 0.3 m.

Bollard : la force maximale sera 30 t.

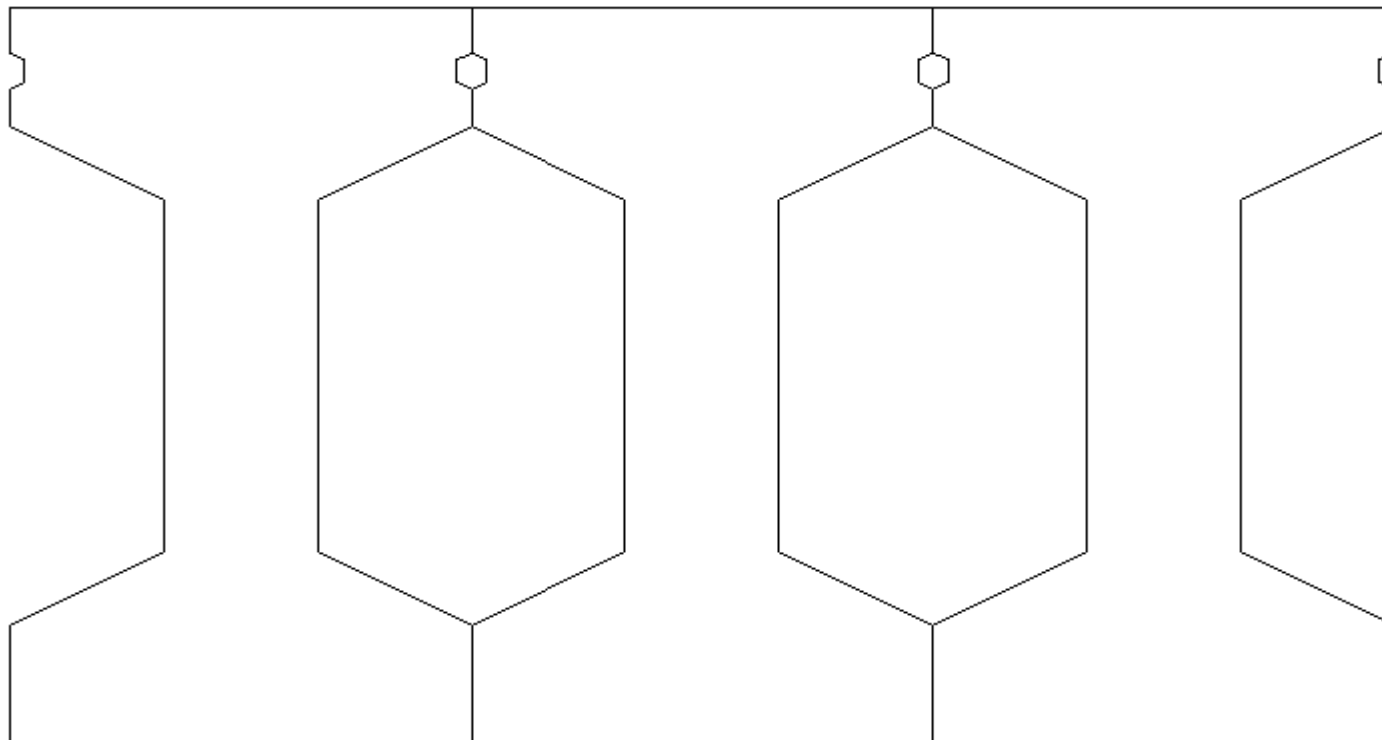
Charge d'exploitation uniformément répartie : 4 t/m^2 .

Grue 1025.

Séisme : les accélérations considérées sont : $K_h = 0.15$ et $K_v = \pm 0.045$.



COUPE TYPE DE QUAI



VUE EN PLAN

VI.2 DETERMINATION DES EFFORTS AGISSANT SUR LE QUAI APRES LE REMPIETEMENT :

VI.2.1 Poids propre des blocs et de la superstructure :

Poids = volume x poids volumique

❖ BLOC 01 :

$$W_1 = V_1 \times \gamma_b' = 53.04 \times 1.4 = 74.256 \text{ t/3ml}$$

Centre de gravité : $X = 3.714\text{m}$;

$$Y = 1.707\text{m}$$

❖ BLOC 02

$$W_2 = V_2 \times \gamma_b' = 25.19 \times 1.4 = 35.266 \text{ t/3ml}$$

Centre de gravité : $X = 3.5\text{m}$;

$$Y = 4.825\text{m}$$

❖ BLOC 03

$$W_3 = V_{3-1} \times \gamma_b + V_{3-2} \times \gamma_b' = (1.915 \times 2.4) + (19.15 \times 1.4) = 31.406 \text{ t/3ml}$$

Centre de gravité : $X = 3.25\text{m}$;

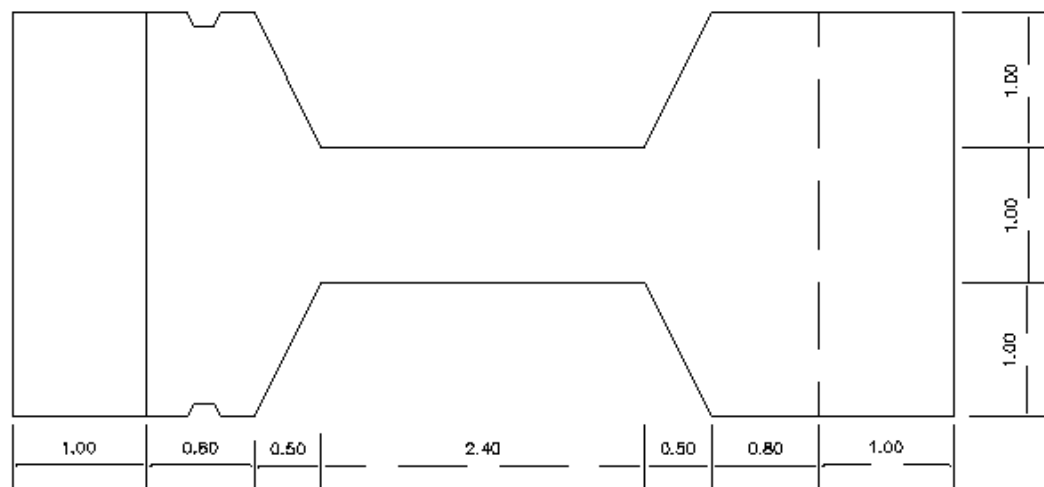
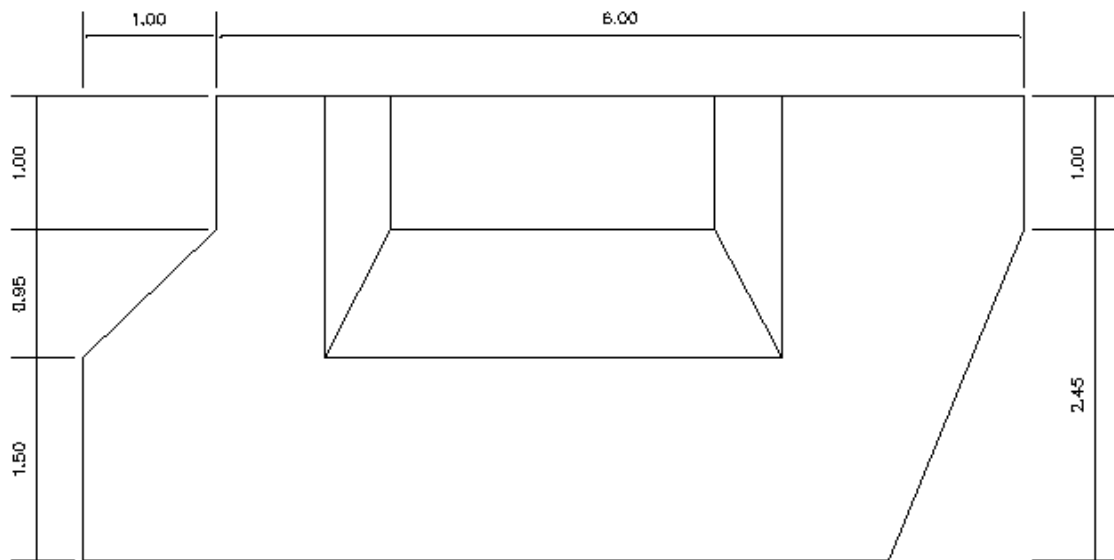
$$Y = 7.575$$

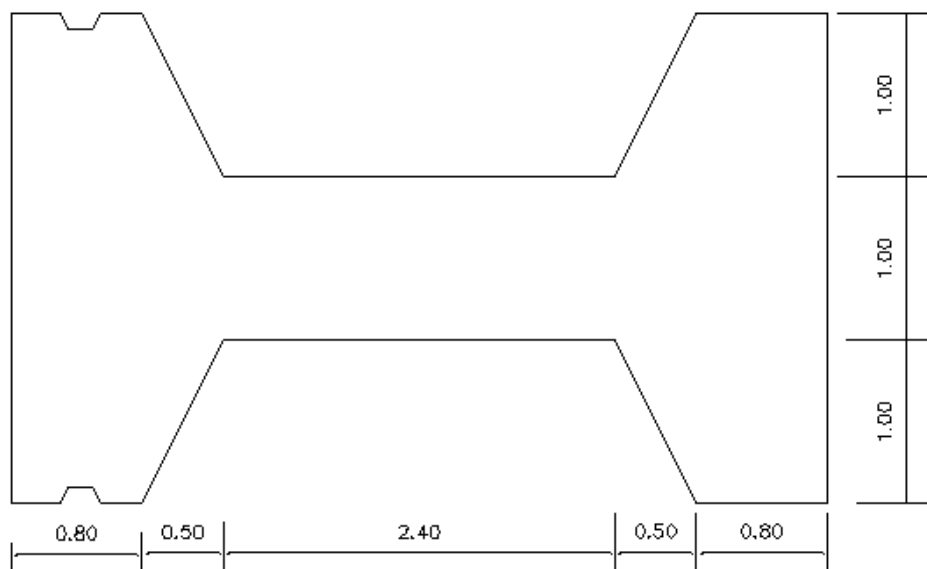
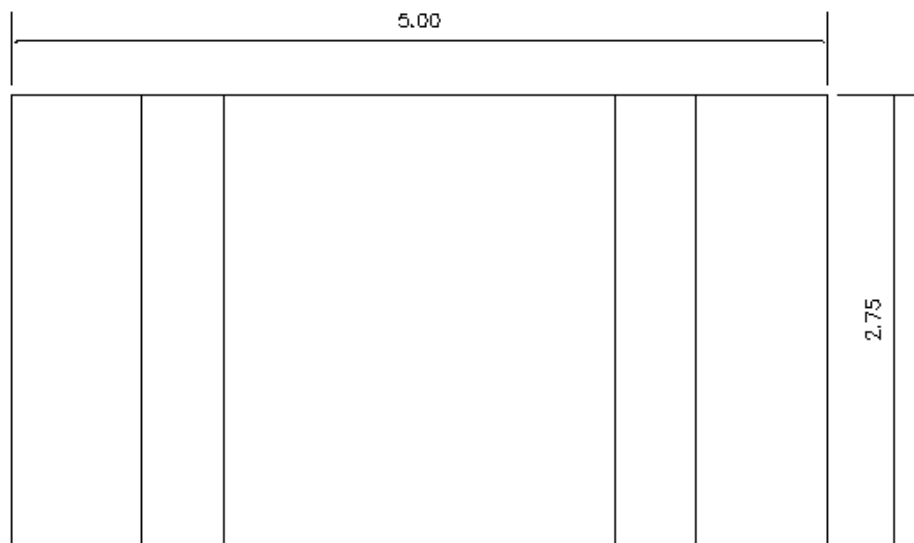
❖ POUTRE DE COURONNEMENT

$$W_P = V_P \times \gamma_b = 9.45 \times 2.5 = 23.625 \text{ t/3ml}$$

Centre de gravité : $X = 2.5\text{m}$;

$$Y = 9.475$$

**BLOC 01**

**BLOC 02**

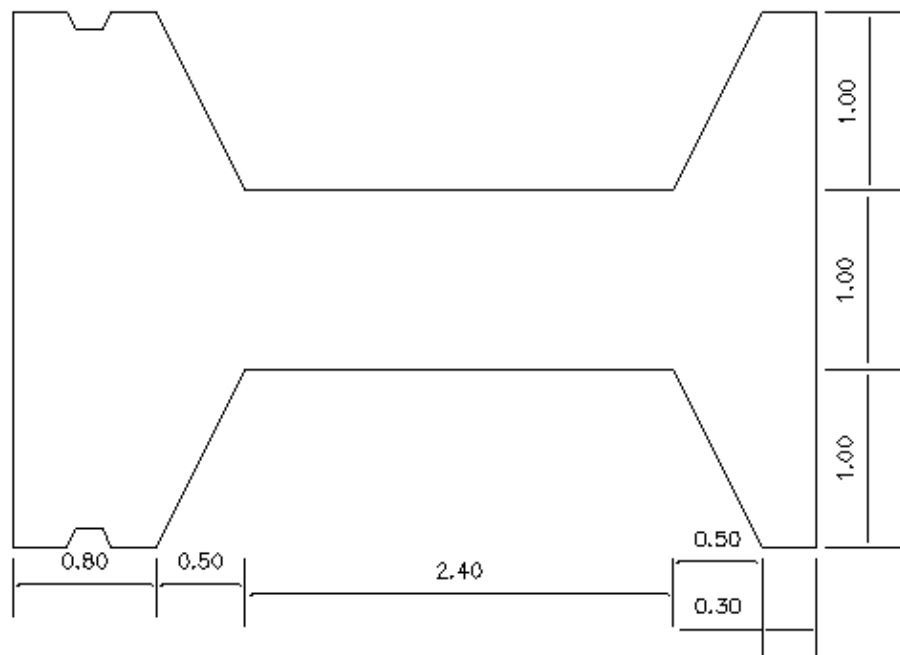
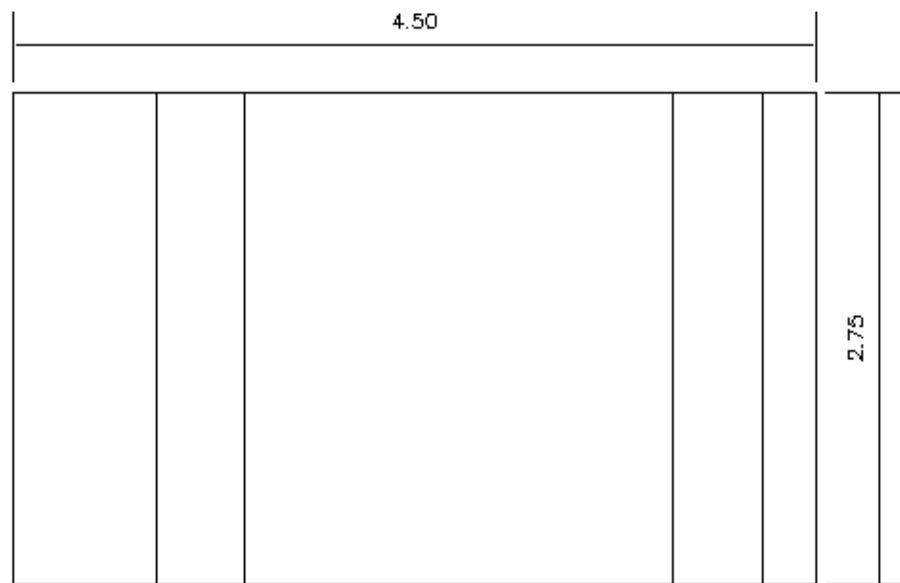
**BLOC 03**

TABLEAU RECAPITULATIF :

Bloc	Poids W_i (t/ml)	Bras de levier X (m)	Bras de levier Y (m)	Moment stabilisant (t.m/ml)
Bloc 01	24.752	3.714	1.707	91.9289
Bloc 02	11.755	3.5	4.825	41.1425
Bloc 03	10.469	3.25	7.575	34.0240
Poutre de couronnement	7.875	2.5	9.475	19.6875
Pds de T.V ds évidemment 01	4.147	3.5	2.975	14.5145
Pds de T.V ds évidemment 02	5.848	3.5	4.825	20.468
Pds de T.V ds évidemment 03	6.187	3.5	7.575	21.6545
Pds du T.V sur bloc01	8.115	6.5	6.725	52.7475
Pds du T.V sur bloc02	2.545	5.75	8.1	14.6337
Pds du T.V sur bloc 03	2.835	4.75	9.475	13.4662
Σ	82.2025			315.1773

VI.2.2 La poussée des terres :**❖ Coefficient de poussée :****Cas statique :**

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

Ecran vertical :

$$\beta = 0 \quad ; \quad \lambda = 0 \quad ; \quad \delta = \frac{2}{3} \varphi = 24.67^\circ \quad \Rightarrow \quad K_{ps1} = 0.23$$

Ecran incliné :

$$\beta = 0 \quad ; \quad \lambda = -22.2 \quad ; \quad \delta = \frac{2}{3} \varphi = 24.67^\circ \quad \Rightarrow \quad K_{ps2} = 0.085$$

Cas dynamique :

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

$$\text{Avec: } \theta = \arctg\left(\frac{K_h}{1 - K_v}\right), \quad K_h = 0.15 \quad ; \quad K_v = \pm 0.045$$

Ecran vertical :

$$\text{Si } K_v = +0.045 \Rightarrow \theta = 8.168^\circ \Rightarrow K_{pd} = 0.31.$$

$$\text{Si } K_v = -0.045 \Rightarrow \theta = 8.92^\circ \Rightarrow K_{pd} = 0.32.$$

Donc on prend $K_{pd1} = 0.32$.

Ecran incliné :

$$\text{Si } K_v = 0.045 \Rightarrow \theta = 8.168^\circ \Rightarrow K_{pd} = 0.14.$$

$$\text{Si } K_v = -0.045 \Rightarrow \theta = 8.92^\circ \Rightarrow K_{pd} = 0.15.$$

Donc on prend $K_{pd2} = 0.17$.

❖ Calcul de la poussée :**➤ Cas statique :****• $0 < h < 1.3$**

$$h = 0 \quad ; \quad \sigma_1 = 0 \quad ; \quad p = 0$$

$$\sigma_1 = \gamma_d \times h_1 \times K_{ps1} = 1.8 \times 1.3 \times 0.23 = 0.538 \text{ t/m}^2$$

$$P_1 = \frac{1}{2} \sigma_1 \times h_1 = 0.5 \times 0.561 \times 1.3 = 0.3497 \text{ t/ml}$$

$$\text{Appliquée à } Y = \frac{1}{3} \times 1.3 + 8.7 = 9.13 \text{ m}$$

- **1.3 < h < 7.55**

$$\sigma_2 = \sigma_1 + \gamma' \times h_2 \times K_{ps1} = 0.538 + 1.1 \times 6.25 \times 0.23 = 2.1192 \text{ t/m}^2$$

$$P_2 = \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_2) \times h_2 = 0.5 \times (0.538 + 2.1192) \times 6.25 = 8.3037 \text{ t/ml}$$

Appliquée à Y = 4.955 m

- **7.55 < h < 10 (écran incliné)**

$$\sigma_i = \gamma' \times L \times K_{ps2}$$

$$L = \frac{h_3}{\cos \lambda} = \frac{2.45}{\cos(-22.2)} = 2.646 \text{ m}$$

$$P = \frac{1}{2} (\sigma_{i1} + \sigma_{i2}) \times L$$

$$\begin{aligned} h = 7.55 \text{ m} \quad \sigma_{i1} &= [(\gamma_d \times h_1) + (\gamma' \times h_2)] \times K_{ps2} \\ &= [(1.8 \times 1.3) + (1.1 \times 6.25)] \times 0.085 = 0.7833 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} h = 10 \text{ m} \quad \sigma_{i2} &= [(\gamma_d \times h_1) + \gamma' \times (h_2 + L)] \times K_{ps2} \\ &= [(1.8 \times 1.3) + 1.1 \times (6.25 + 2.646)] \times 0.085 = 1.0307 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$P = \frac{1}{2} (0.7833 + 1.0307) \times 2.646 = 2.3999 \text{ t/ml}$$

Appliquée à Y = 1.168 m

➤ **Cas dynamique :**

- **0 < h < 1.3**

$$h = 0 \quad ; \quad \sigma_1 = 0 \quad ; \quad p_1 = 0$$

$$\sigma_1 = \gamma_d \times h_1 \times K_{pd1} = 1.8 \times 1.3 \times 0.32 = 0.7488 \text{ t/m}^2$$

$$P_1 = \frac{1}{2} \sigma_1 \times h_1 = 0.5 \times 0.7488 \times 1.3 = 0.4867 \text{ t/ml}$$

Appliquée à Y = 9.13 m

- **1.3 < h < 7.55**

$$\sigma_2 = \sigma_1 + \gamma' h_2 K_{pd1} = 0.7488 + 1.1 \times 6.25 \times 0.32 = 2.9488 \text{ t/m}^2$$

$$P_2 = \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_2) \times h_2 = 0.5 \times (0.7488 + 2.9488) \times 6.25 = 11.555 \text{ t/ml}$$

Appliquée à Y = 4.955 m

- **7.55 < h < 10 (écran incliné)**

$$\begin{aligned} h = 7.55 \text{ m} \quad \sigma_{i1} &= [(\gamma_d \times h_1) + (\gamma' \times h_2)] \times K_{pd2} \\ &= [(1.8 \times 1.3) + (1.1 \times 6.25)] \times 0.15 = 1.3822 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} h = 10 \text{ m} \quad \sigma_{i2} &= [(\gamma_d \times h_1) + \gamma' \times (h_2 + L)] \times K_{pds2} \\ &= [(1.8 \times 1.3) + 1.1 \times (6.25 + 2.646)] \times 0.15 = 1.8188 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$P = \frac{1}{2} (1.3822 + 1.8188) \times 2.646 = 4.2349 \text{ t/ml}$$

Appliquée à Y = 1.168 m

Tableaux récapitulatifs

Ecran vertical :

$$P_h = P \cos \delta$$

$$P_v = P \sin \delta$$

Ecran incliné

$$P_h = P \cos (\delta + \lambda)$$

$$P_v = P \sin (\delta + \lambda)$$

➤ Cas statique

P_v (t/ml)	P_h (t/ml)	X (m)	Y (m)
0.146	0.3178	7	9.13
3.4659	7.5458	7	4.955
0.1034	2.3977	6.477	1.168

➤ Cas dynamique

P_v (t/ml)	P_h (t/ml)	X (m)	Y (m)
0.2031	0.4423	7	9.13
4.8229	10.5	7	4.955
0.1825	4.2309	6.477	1.168

VI.2.3 Poussée hydrostatique de marnage :

$$\sigma = \gamma_w \times e = 1.03 \times 0.3 = 0.309 \text{ t/m}^2$$

$$h = 1.3 \Rightarrow P = 0.5 \times 0.309 \times 0.3 = 0.046 \text{ t/ml}$$

$$\text{Appliquée à } Y = \frac{1}{3} \times 0.3 + 8.7 = 8.8 \text{ m}$$

$$h = 10 \Rightarrow P = 0.309 \times 8.7 = 2.688 \text{ t/ml}$$

$$\text{Appliquée à } Y = \frac{8.7}{2} = 4.35 \text{ m}$$

VI.2.4 Poussée hydrodynamique :

$$P_{wd} = 1.7 \times \frac{7}{12} \times 1.03 \times 0.15 \times (8.7)^2 = 11.597 \text{ t/ml}$$

$$\text{Appliquée à } Y = 0.4 \times 8.7 = 3.48 \text{ m}$$

VI.2.5 Poussées dues à la surcharge :

La surcharge uniformément répartie : $q = 4 \text{ t/m}^2$

➤ **Cas statique :**

- $0 < h < 7.55$

$$\sigma = q \times K_{qs}$$

$$K_{qs1} = \frac{K_{ps1}}{\cos(\lambda - \beta)} ; \lambda = 0 ; \beta = 0 \Rightarrow K_{qs1} = K_{ps1} = 0.23$$

$$\sigma_{qs1} = 4 \times 0.23 = 0.92 \text{ t/m}^2$$

$$P_{qs1} = \sigma_{q1} \times L = 0.92 \times 7.55 = 6.946 \text{ t/ml}$$

- $7.55 < h < 10$ (écran incliné)

$$K_{qs2} = \frac{K_{ps2}}{\cos(\lambda - \beta)} ; \lambda = -22.2 ; \beta = 0 \Rightarrow K_{qs2} = 0.092$$

$$L = \frac{h_z}{\cos \lambda} = \frac{2.45}{\cos(-22.2)} = 2.646 \text{ m}$$

$$\sigma_{qs2} = 4 \times 0.092 = 0.368 \text{ t/m}^2$$

$$P_{qs2} = 0.368 \times 2.646 = 0.9737 \text{ t/ml}$$

Appliquée à $Y = 1.225$

➤ **Cas dynamique :**

$$P = q \times L \times (1 + K_v) \times K_{qd}$$

$$K_{qd} = \frac{K_{pd}}{\cos(\lambda - \beta)}$$

- $0 < h < 7.55$

$$\lambda = 0 ; \beta = 0 \Rightarrow K_{qd1} = K_{pd1} = 0.32$$

$$P = 4 \times 7.55 \times (1 + 0.045) \times 0.32 = 10.0989 \text{ t/ml}$$

Appliquée à $Y = 6.225 \text{ m}$

- $7.55 < h < 10$ (écran incliné)

$$K_{qd2} = \frac{K_{pd2}}{\cos(\lambda - \beta)} ; \lambda = -22.2 ; \beta = 0 \Rightarrow K_{qs2} = 0.16$$

$$L = 2.646 \text{ m}$$

$$P = 4 \times 2.646 \times (1 + 0.045) \times 0.16 = 1.7696 \text{ t/ml}$$

$$\text{Appliquée à } Y = 1.225 \text{ m}$$

Tableaux récapitulatifs :

➤ Cas statique

P_v (t/ml)	P_h (t/ml)	X (m)	Y (m)
2.8992	6.3120	7	6.225
0.042	0.9728	6.5	1.225

➤ Cas dynamique

P_v (t/ml)	P_h (t/ml)	X (m)	Y (m)
4.2152	9.1771	7	6.225
0.0763	1.7679	6.5	1.225

VI.2.6 Force horizontale du séisme :

$$F_A = K_h \times P$$

K_h : accélération horizontale du séisme.

P : poids totale du mur de quai.

$$F_A = 0.15 \times 84.527 = 12.67 \text{ t/ml.}$$

VI.2.7 Effort du à la grue :

$$d = (a + b) \times \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) - a \times \tan\varphi$$

$$P_n = P \times \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$P_n = 9.5 \times \tan\left(45 - \frac{37}{2}\right) = 4.7365 \text{ t/ml}$$

$$a = 0 ; d = 0.8023 \text{ donc } P \text{ appliquée à } Y = 9.7326 \text{ m}$$

VI-3 VERIFICATION DE LA STABILITE DE QUAI APRES LE REMPIETEMENT :

VI.3.1 La stabilité vis-à-vis au glissement et au renversement :

➤ Cas statique :

Désignation	F_{Vi} (t/ml)	X (m)	M_{si}/o (t.m/ml)	F_{hi} (t/ml)	Y (m)	M_{ri}/o (t.m/ml)
Poids	84,5275		324,2675			
Poussées des terres	0,146	7	1,022	0,3178	9,13	2,9015
	3,4659	7	24,2613	7,5458	4,955	37,3894
	0,1034	6,477	0,6697	2,3977	1,168	2,8005
Marnage				0,046	8,8	0,4048
				1,648	4,35	7,1688
Surcharge	2,8992	7	20,2944	6,312	6,225	39,2922
	0,042	6,5	0,273	0,9728	1,225	1,1917
Bollard				2,5	10,3	25,75
Grue				4,7365	9,7326	46,0984

✓ Efforts verticaux :

Charge permanente : $F_{VG} = \sum_1^4 F_{Vi} = 88.2428 \text{ t/ml.}$

Charge d'exploitation : Surcharge $F_{VQ1} = \sum_5^6 F_{Vi} = 2.9412 \text{ t/ml.}$

✓ Effort horizontaux :

Charge permanente : $F_{HG} = \sum_1^5 F_{hi} = 11.9553 \text{ t/ml.}$

Charge d'exploitation : - surcharge $F_{VQ1} = \sum_6^7 F_{Vi} = 7.2848 \text{ t/ml.}$

: - grue $F_{VQ2} = 4.7365 \text{ t/ml.}$

Bollard : $F_B = 2.5 \text{ t/ml.}$

✓ **Moments stabilisants :**

Moment dû aux charges permanente : $M_{SG} = \sum_1^4 M_{si} = 350.2205 \text{ t.m/ml}$.

Moment dû aux charges d'exploitation : - surcharge $M_{SQ1} = \sum_5^6 M_{si} = 20.5674 \text{ t.m/ml}$.

✓ **Moment renversant :**

Moment dû aux charges permanente : $M_{RG} = \sum_1^5 M_{ri} = 50.6651 \text{ t.m/ml}$.

Moment dû aux charges d'exploitation : - surcharge $M_{RQ1} = \sum_6^7 M_{ri} = 40.4839 \text{ t.m/ml}$.

: -grue $M_{RQ2} = 46.098 \text{ t.m/ml}$

Bollard : $M_B = 25.75 \text{ t.m/ml}$

À l'état limite ultime (E.L.U) : 1.35G + 1.5Q + B

	M_S (t.m/ml)	M_R (t.m/ml)	F_V (t/ml)	F_H (t/ml)	$F_R = \frac{\overline{M_S}}{\overline{M_r}}$	$F_G = \frac{\overline{F_V}}{\overline{F_H}} t_{\varphi}^2$ φ
Grue + bollard	472.7977	163.2955	119.1278	25.7444	$2.89 > 1.2$	$3.48 > 1.2$
Bollard + surcharge	503.6488	154.8736	123.5396	29.5668	$3.25 > 1.2$	$3.14 > 1.2$

À l'état limite de service (E.L.S) : G + Q + B

	M_S (t.m/ml)	M_R (t.m/ml)	F_V (t/ml)	F_H (t/ml)	$F_R = \frac{\overline{M_S}}{\overline{M_r}}$	$F_G = \frac{\overline{F_V}}{\overline{F_H}} t_{\varphi}^2$ φ
Grue + bollard	350.2205	122.5135	88.2428	19.1918	$2.86 > 1.5$	$3.46 > 1.5$
Bollard + surcharge	370.7879	116.8989	91.184	21.7401	$3.17 > 1.5$	$3.16 > 1.5$

D'après les résultats qu'on a trouvés, on peut conclure que la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du glissement et du renversement est vérifiée.

➤ **Cas dynamique :**

Désignation	F_{Vi} (t/ml)	X (m)	$M_{si/o}$ (t.m/ml)	F_{hi} (t/ml)	Y (m)	$M_{ri/o}$ (t.m/ml)
Poids	84,5275		324,2675			
Poussées des terres	0,2031	7	1,4217	0,4423	9,13	4,0382
	4,8229	7	33,7603	10,5	4,955	52,0275
	0,1825	6,477	1,1820	4,2309	1,168	4,9417
Pression hydrodynamique				11,597	3,48	40,3575
Surcharge	4,2152	7	29,5064	9,1771	6,225	57,1274
	0,0763	6,5	0,4959	1,7679	1,225	2,1657
Bollard				2,5	10,3	25,75
Séisme				12,67	5,1	64,4340
Grue				4,7365	9,7326	46,0984

✓ **Efforts verticaux :**

Charge permanente : $F_{VG} = \sum_1^4 F_{Vi} = 89.736 \text{ t/ml}$.

Charge d'exploitation : Surcharge $F_{VQ1} = \sum_5^6 F_{Vi} = 4.2915 \text{ t/ml}$.

✓ **Effort horizontal :**

Charge permanente : $F_{HG} = \sum_1^4 F_{hi} = 26.7702 \text{ t/ml}$.

Charge d'exploitation : - surcharge $F_{VQ1} = \sum_5^6 F_{Vi} = 10.945 \text{ t/ml}$.

: - grue $F_{VQ2} = 4.7365 \text{ t/ml}$.

Bollard : $F_B = 2.5 \text{ t/ml}$.

Séisme : $F_A = 12.67 \text{ t/ml}$

✓ **Moments stabilisants :**Moment dû aux charges permanente : $M_{SG} = \sum_1^4 M_{si} = 360.6315 \text{ t.m/ml}$.Moment dû aux charges d'exploitation : - surcharge $M_{SQ1} = \sum_5^6 M_{si} = 30.0023 \text{ t.m/ml}$.✓ **Moment renversant :**Moment dû aux charges permanente : $M_{RG} = \sum_1^4 M_{ri} = 101.3649 \text{ t.m/ml}$.Moment dû aux charges d'exploitation : - surcharge $M_{RQ1} = \sum_5^6 M_{ri} = 59.2931 \text{ t.m/ml}$.: - grue $M_{RQ2} = 46.0984 \text{ t.m/ml}$ Bollard : $M_B = 25.75 \text{ t.m/ml}$ Séisme : $M_{Fa} = 64.617 \text{ t.m/ml}$ **Combinaison accidentelle : G + Q + 0.5B + F_A**

	M_S (t.m/ml)	M_R (t.m/ml)	F_V (t/ml)	F_H (t/ml)	$F_R = \frac{\overline{M_S}}{M_R}$	$F_G = \frac{\overline{F_V}}{F_H} \cdot \frac{1}{\varphi}$
Grue + bollard	360.6315	224.9554	89.736	45.4267	1.6 > 1.1	1.49 > 1.1
Bollard + surcharge	390.6339	238.1501	94.0275	51.6352	1.64 > 1.1	1.37 > 1.1

Après le calcul, on peut conclure que la stabilité de l'ouvrage dans le cas dynamique est vérifiée vis-à-vis au glissement et au renversement.

VI.3.2 La stabilité au poinçonnement :➤ **Cas statique****Vérification à l'E.L.U :****Couche d'assise :**

La contrainte développée par l'ouvrage au niveau de l'assise d'enrochement est :

$$\sigma_v = \frac{F_V}{B'}$$
 avec :

$$B' = 2.e \quad \text{si } e < B/2 = 6/2 = 3\text{m}$$

$$B' = 2(B - e) \quad \text{si } e > B/2$$

e : l'excentrement de la résultante.

$$e = \frac{M_S - M_R}{F_V}$$

La capacité portante de l'assise d'enrochement est :

$$\sigma_{\text{assise}} = \sigma_{\text{rup}} e^{-\sigma} \quad \sigma_{\text{rup}} = 180 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma = \arctg \left(\frac{F_H}{F_V} \right)$$

1- Cas de la grue:

$$\text{On a: } e = \frac{472.7977 - 163.2955}{119.1278} = 2.598 \text{ m} < 3 \Rightarrow B' = 2 \times 2.598 = 5.196 \text{ m}$$

$$\sigma_v = \frac{119.1278}{5.196} = 22.9262 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma = \arctg \left(\frac{25.7444}{119.1278} \right) = 0.213 \text{ rad}$$

$$\sigma_{\text{assise}} = 180 \times e^{-0.213} = 145.4922 \text{ t/m}^2$$

$$F_p = \frac{\sigma_{\text{adm}}}{\sigma_v} = \frac{145.4922}{22.9262} = 6.34 > 3$$

On peut conclure qu'on n'a pas le phénomène de poinçonnement.

2- Cas de la surcharge :

$$e = \frac{503.6488 - 154.8736}{123.5396} = 2.823 \text{ m} < 3 \Rightarrow B' = 2 \times 2.823 = 5.646 \text{ m}$$

$$\sigma_v = \frac{123.5396}{5.646} = 21.8795 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma = \arctg \left(\frac{29.5668}{123.5396} \right) = 0.235 \text{ rad}$$

$$\sigma_{\text{assise}} = 180 \times e^{-0.235} = 142.3152 \text{ t/m}^2$$

$$F_p = \frac{\sigma_{\text{adm}}}{\sigma_v} = \frac{142.3152}{21.8795} = 6.5 > 3$$

On peut conclure qu'on n'a pas le phénomène de poinçonnement.

Couche de fondation :

Nous sommes en présence d'une fondation superficielle sur un sol qu'on suppose homogène, avec une charge excentrée et inclinée.

Avant chargement, le sol de fondation est à l'état élastique, lorsque la charge dépasse une certaine valeur critique, le sol passe à l'état d'équilibre plastique.

Le calcul de la capacité portante du sol de fondation doit être fait avec la méthode de MEYERHOF par la formule suivante :

$$Q_{\text{lim}} = \frac{1}{2} \gamma' B' N_\gamma I_\gamma + \gamma' D N_q I_q + C N_c I_c$$

$$C = 0 \Rightarrow Q_{\text{lim}} = \frac{1}{2} \gamma' B' N_\gamma I_\gamma + \gamma' D N_q I_q$$

N_γ, N_q, N_c : coefficient de la force portance

I_γ, I_q : facteurs d'inclinaison dépendants de l'angle de frottement interne et de la charge appliquée.

$$I_q = (1 - 2\sigma/\pi)^2$$

$$I_\gamma = (1 - \sigma/\varphi)^2 \quad ; \quad \sigma = \arctg(F_H/F'_V) \quad ; \quad F'_V = F_V + \gamma' H$$

$$H = 0.7\text{m} \Rightarrow D = 0.95 + 0.7 = 1.65 \text{ m}$$

$$B'_1 = B' + 2H \tan\varphi$$

$$\varphi = 40^\circ \Rightarrow N_\gamma = 113 \quad ; \quad N_q = 64.2 \quad ;$$

$$Q_{adm} = F'_V/B'_1$$

1- Cas de la grue :

$$F'_V = 119.1278 + 1.1 \times 0.7 = 119.8978 \text{ t/ml}$$

$$\sigma = \arctg\left(\frac{25.7444}{116.8978}\right) = 12.19^\circ$$

$$I_\gamma = (1 - 12.19/40)^2 = 0.483$$

$$I_q = (1 - 24.38/180)^2 = 0.749$$

$$B'_1 = 5.196 + (2 \times 0.7 \times \tan 40) = 6.37\text{m}$$

$$Q_{lim} = 0.5 \times 1.1 \times 6.37 \times 113 \times 0.483 + 1.1 \times 1.65 \times 64.2 \times 0.749$$

$$Q_{lim} = 278.4932 \text{ t/m}^2$$

$$Q_{adm} = \frac{119.8978}{6.37} = 18.8223 \text{ t/m}^2$$

$$F_P = \frac{Q_{lim}}{Q_{adm}} = \frac{278.4932}{18.8223} = 14.79 > 3$$

2- Cas de la surcharge :

$$F'_V = 123.5396 + 1.1 \times 0.7 = 124.3096 \text{ t/ml}$$

$$\sigma = \arctg\left(\frac{29.5668}{124.3096}\right) = 13.38^\circ$$

$$I_\gamma = (1 - 13.38/40)^2 = 0.442$$

$$I_q = (1 - 26.76/180)^2 = 0.725$$

$$B'_1 = 5.646 + (2 \times 0.7 \times \tan 40) = 6.82\text{m}$$

$$Q_{lim} = 0.5 \times 1.1 \times 6.82 \times 113 \times 0.442 + 1.1 \times 1.65 \times 64.2 \times 0.725$$

$$Q_{lim} = 271.8266 \text{ t/m}^2$$

$$Q_{adm} = \frac{124.3096}{6.82} = 18.2272 \text{ t/m}^2$$

$$F_P = \frac{Q_{lim}}{Q_{adm}} = \frac{271.8266}{18.2272} = 14.91 > 3$$

Le poinçonnement est vérifié à l'E.LU

Vérification à l'E.L.S :**Couche d'assise :****1- Cas de la grue :**

$$e = \frac{350.2205 - 122.5135}{88.2428} = 2.58 < 3 \Rightarrow B' = 2 \times 2.58 = 5.16$$

$$\sigma_v = \frac{88.2428}{5.16} = 17.0983 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma = \arctg\left(\frac{19.1918}{88.2428}\right) = 0.214 \text{ rad}$$

$$\sigma_{\text{assise}} = 180 \times e^{-0.214} = 145.3004 \text{ t/m}^2$$

$$F_p = \frac{\sigma_{\text{adm}}}{\sigma_v} = \frac{145.3004}{17.0983} = 8.5 > 3$$

2- Cas de la surcharge :

$$e = \frac{370.7879 - 116.8989}{91.184} = 2.784 \text{ m} < 3 \Rightarrow B' = 2 \times 2.784 = 5.568 \text{ m}$$

$$\sigma_v = \frac{91.184}{5.568} = 16.3743 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma = \arctg\left(\frac{21.7401}{91.184}\right) = 0.234 \text{ rad}$$

$$\sigma_{\text{assise}} = 180 \times e^{-0.234} = 142.4379 \text{ t/m}^2$$

$$F_p = \frac{\sigma_{\text{adm}}}{\sigma_v} = \frac{142.4379}{16.3743} = 8.7 > 3$$

Couche de fondation :**1- Cas de la grue :**

$$F_v' = 88.2428 + 1.1 \times 0.7 = 89.0128 \text{ t/ml}$$

$$\sigma = \arctg\left(\frac{19.1918}{86.5844}\right) = 12.167^\circ$$

$$I_\gamma = (1 - 12.167/40)^2 = 0.484$$

$$I_q = (1 - 24.334/180)^2 = 0.748$$

$$B_1' = 5.16 + (2 \times 0.7 \times \tan 40) = 6.334 \text{ m}$$

$$Q_{\text{lim}} = 0.5 \times 1.1 \times 6.334 \times 113 \times 0.45 + 1.1 \times 1.65 \times 64.2 \times 0.748$$

$$Q_{\text{lim}} = 264.3053 \text{ t/m}^2$$

$$Q_{\text{adm}} = \frac{89.0128}{6.334} = 14.0532 \text{ t/m}^2$$

$$F_p = \frac{Q_{\text{lim}}}{Q_{\text{adm}}} = \frac{264.3053}{14.0532} = 18.8 > 3$$

2- Cas de la surcharge :

$$F_V' = 91.184 + 1.1 \times 0.7 = 91.954 \text{ t/ml}$$

$$\sigma = \arctg \left(\frac{21.7401}{91.954} \right) = 13.3^\circ$$

$$I_\gamma = (1 - 13.3/40)^2 = 0.445$$

$$I_q = (1 - 26.6/180)^2 = 0.726$$

$$B_1' = 5.568 + (2 \times 0.7 \times \tan 40) = 6.742 \text{ m}$$

$$Q_{\text{lim}} = 0.5 \times 1.1 \times 6.742 \times 113 \times 0.445 + 1.1 \times 1.65 \times 64.2 \times 0.726$$

$$Q_{\text{lim}} = 271.0575 \text{ t/m}^2$$

$$Q_{\text{adm}} = \frac{91.954}{6.742} = 13.639 \text{ t/m}^2$$

$$F_P = \frac{Q_{\text{lim}}}{Q_{\text{adm}}} = \frac{271.0575}{13.639} = 19.87 > 3$$

Donc, dans le cas statique le sol de fondation peut support notre ouvrage.

➤ Cas dynamique**Couche d'assise :****1- Cas de la grue :**

$$e = \frac{360.6315 - 224.9554}{89.736} = 1.512 < 3 \Rightarrow B' = 2 \times 1.512 = 3.024 \text{ m}$$

$$\sigma_v = \frac{89.736}{3.024} = 29.6756 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma = \arctg \left(\frac{45.4267}{89.736} \right) = 0.468 \text{ rad}$$

$$\sigma_{\text{assise}} = 180 \times e^{-0.468} = 112.656 \text{ t/m}^2$$

$$F_P = \frac{\sigma_{\text{adm}}}{\sigma_v} = \frac{112.656}{29.6756} = 3.8 > 2$$

2- Cas de la surcharge :

$$e = \frac{390.6339 - 238.1501}{94.0275} = 1.62 \text{ m} < 3 \Rightarrow B' = 2 \times 1.62 = 3.24 \text{ m}$$

$$\sigma_v = \frac{94.0275}{3.24} = 28.9905 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma = \arctg \left(\frac{51.6352}{94.0275} \right) = 0.502 \text{ rad}$$

$$\sigma_{\text{assise}} = 180 \times e^{-0.502} = 108.9366 \text{ t/m}^2$$

$$F_P = \frac{\sigma_{\text{adm}}}{\sigma_v} = \frac{108.9366}{28.9905} = 3.76 > 2$$

Couche de fondation :**1- Cas de la grue :**

$$F_V' = 89.736 + 1.1 \times 0.7 = 90.504 \text{ t/ml}$$

$$\sigma = \arctg\left(\frac{45.4267}{90.504}\right) = 26.6^\circ$$

$$I_\gamma = (1 - 26.6/40)^2 = 0.112$$

$$I_q = (1 - 53.2/180)^2 = 0.496$$

$$B_1' = 3.024 + (2 \times 0.7 \times \tan 40) = 4.198 \text{ m}$$

$$Q_{\text{lim}} = 0.5 \times 1.1 \times 4.198 \times 113 \times 0.112 + 1.1 \times 1.65 \times 64.2 \times 0.496$$

$$Q_{\text{lim}} = 87.0168 \text{ t/m}^2$$

$$Q_{\text{adm}} = \frac{90.504}{4.198} = 21.5588 \text{ t/m}^2$$

$$F_p = \frac{Q_{\text{lim}}}{Q_{\text{adm}}} = \frac{87.0168}{21.5588} = 4.03 > 2$$

2- Cas de la surcharge :

$$F_V' = 94.0275 + 1.1 \times 0.7 = 94.7975 \text{ t/ml}$$

$$\sigma = \arctg\left(\frac{51.6352}{94.7975}\right) = 28.5^\circ$$

$$I_\gamma = (1 - 28.5/40)^2 = 0.082$$

$$I_q = (1 - 57/180)^2 = 0.467$$

$$B_1' = 3.24 + (2 \times 0.7 \times \tan 40) = 4.414 \text{ m}$$

$$Q_{\text{lim}} = 0.5 \times 1.1 \times 4.414 \times 113 \times 0.082 + 1.1 \times 1.65 \times 64.2 \times 0.467$$

$$Q_{\text{lim}} = 76.9113 \text{ t/m}^2$$

$$Q_{\text{adm}} = \frac{94.7975}{4.414} = 21.4765 \text{ t/m}^2$$

$$F_p = \frac{Q_{\text{lim}}}{Q_{\text{adm}}} = \frac{76.9133}{21.4765} = 3.58 < 2$$

La stabilité au poinçonnement est vérifiée

CHAPITRE VII

VERIFICATION DE LA STABILITE PARTIELLE DU QUAI

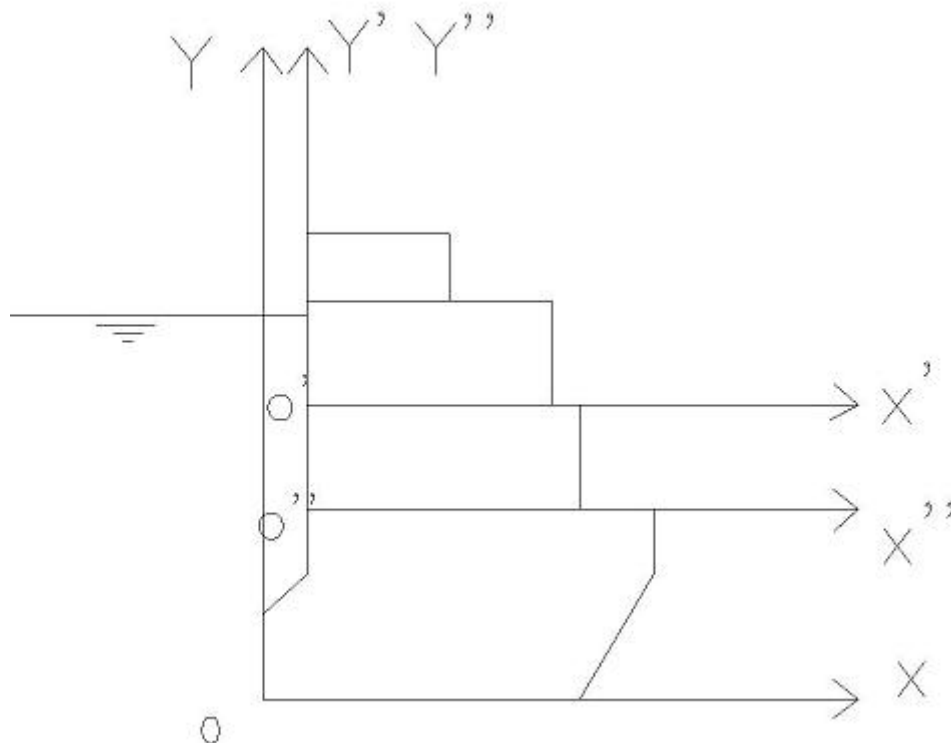
VII. VERIFICATION DE LA STABILITE PARTIELLE DU QUAI**VII.1 INTRODUCTION :**

Nous calculons dans ce chapitre la stabilité des blocs par rapport eux même, autrement dit, la poutre de couronnement et bloc 3, ensuite la poutre de couronnement, bloc 3 et bloc 2 doivent aussi stable.

Ces parties de mur est soumis aux mêmes effets que le quai entier, l'intensité des actions et des moments diffèrent.

Pour le premier cas, la stabilité sera calculée par rapport au point O' de coordonnées « $X = 1\text{m}$ » et « $Y = 6.2\text{m}$ » dans le système d'axe XOY, les coordonnées des points d'applications des forces seront donc le couple (X' , Y'), les moments seront calculés par rapport à ce point.

Pour le deuxième cas, la stabilité sera calculée par rapport au point O'' de coordonnées « $X = 1\text{m}$ » et « $Y = 3.45\text{m}$ » dans le système d'axe XOY, les coordonnées des points d'applications des forces seront (X'' , Y''), les moments seront calculés par rapport à ce point.



VII.2 POUTRE DE COURONNEMENT + BLOC 3 :

VII.2.1 Cas statique :

Désignation	F_{vi} (t/ml)	X (m)	M_{si} (t.m/ml)	F_{hi} (t/ml)	Y (m)	M_{ri} (t.m/ml)
Poids	27,366		88,8324			
Poussées des terres	0,146	4,5	0,657	0,3178	2,93	0,9311
	0,8914	4,5	4,0113	1,9407	1,09	2,1154
Marnage				0,046	2,6	0,1196
				0,3862	1,25	0,4827
Poussée due aux surcharges	1,4592	4,5	6,5664	3,1769	1,9	6,0361
Bollard				2,5	4,1	10,25
Grue				4,7365	2,9977	14,1986

✓ **Efforts verticaux :**

Charge permanente : $F_{VG} = 28.4034$ t/ml.

Charge d'exploitation : Surcharge $F_{VQ1} = 1.4592$ t/ml.

✓ **Effort horizontal :**

Charge permanente : $F_{HG} = 2.6907$ t/ml.

Charge d'exploitation : - surcharge $F_{VQ1} = 3.1769$ t/ml.

: - grue $F_{VQ2} = 4.7365$ t/ml.

Bollard : $F_B = 2.5$ t/ml.

✓ **Moments stabilisants :**Moment dû aux charges permanente : $M_{SG} = 93.5007 \text{ t.m/ml}$.Moment dû aux charges d'exploitation : - surcharge $M_{SQ1} = 6.5664 \text{ t.m/ml}$.✓ **Moment renversant :**Moment dû aux charges permanente : $M_{RG} = 3.6489 \text{ t.m/ml}$.Moment dû aux charges d'exploitation : - surcharge $M_{RQ1} = 6.0361 \text{ t.m/ml}$.: -grue $M_{RQ2} = 14.1986 \text{ t.m/ml}$ Bollard : $M_B = 10.25 \text{ t.m/ml}$ **À l'état limite ultime (E.L.U) : 1.35G + 1.5Q + B**

	M_S (t.m/ml)	M_R (t.m/ml)	F_V (t/ml)	F_H (t/ml)	$F_R = \frac{\overline{MS}}{\overline{MR}}$	$F_G = \frac{\overline{FV}}{\overline{FH}} t_{\xi} \varphi$
Grue + bollard	126.2259	36.2259	38.3446	13.2372	$3.46 > 2$	$2.18 > 2$
Bollard + surcharge	136.0755	24.2301	40.5334	10.8978	$5.61 > 2$	$2.8 > 2$

À l'état limite de service (E.L.S) : G + Q + B

	M_S (t.m/ml)	M_R (t.m/ml)	F_V (t/ml)	F_H (t/ml)	$F_R = \frac{\overline{MS}}{\overline{MR}}$	$F_G = \frac{\overline{FV}}{\overline{FH}} t_{\xi} \varphi$
Grue + bollard	93.5007	28.0975	28.4034	9.9272	$3.32 > 2$	$2.2 > 2$
Bollard + surcharge	100.0671	19.9349	29.8626	8.3676	$5 > 2$	$2.7 > 2$

La stabilité partielle de l'ensemble poutre de couronnement + bloc 3 est vérifiée en statique.

VII.2.2 Cas dynamique :

Désignation	F_{vi} (t/ml)	X(m)	M_{si} (t.m/ml)	F_{hi} (t/ml)	Y (m)	M_{ri} (t.m /ml)
Poids	27,366		88,8324			
Poussée des terres	0,2031	4,5	0,9139	0,4423	2,93	1,2959
	1,2405	4,5	5,5822	2,7007	1,09	2,9438
Pression hydrodynamique				0,9576	1	0,9576
Poussée due aux surcharges	2,1216	4,5	9,5472	4,6189	1,9	8,7759
Bollard				2,5	4,1	10,25
Séisme				4,1049	2,1186	8,6966
Grue				4,7365	2,9977	14,1986

✓ Efforts verticaux :

Charge permanente : $F_{VG} = 28.8096$ t/ml.

Charge d'exploitation : Surcharge $F_{VQ1} = 2.1216$ t/ml.

✓ Effort horizontaux :

Charge permanente : $F_{HG} = 4.1006$ t/ml.

Charge d'exploitation : - surcharge $F_{VQ1} = 4.6189$ t/ml.

: - grue $F_{VQ2} = 4.7365$ t/ml.

Bollard : $F_B = 2.5$ t/ml.

Séisme : $F_A = 4.1049$ t/ml

✓ Moments stabilisants :

Moment dû aux charges permanente : $M_{SG} = 95.3286 \text{ t.m/ml}$.

Moment dû aux charges d'exploitation : - surcharge $M_{SQ1} = 9.5472 \text{ t.m/ml}$.

✓ Moment renversant :

Moment dû aux charges permanente : $M_{RG} = 5.1973 \text{ t.m/ml}$.

Moment dû aux charges d'exploitation : - surcharge $M_{RQ1} = 8.7759 \text{ t.m/ml}$.

: -grue $M_{RQ2} = 14.1986 \text{ t.m/ml}$

Bollard : $M_B = 10.25 \text{ t.m/ml}$

Séisme : $M_{Fa} = 8.6966 \text{ t.m/ml}$

Combinaison accidentelle : $G + Q + 0.5B + F_A$

	M_S (t.m/ml)	M_R (t.m/ml)	F_V (t/ml)	F_H (t/ml)	$F_R = \frac{M_S}{M_R}$	$F_G = \frac{F_V}{F_H} \cdot \frac{t_p}{t_s} \cdot \rho$
Grue + bollard	95.386	33.2175	28.8095	14.192	2.87 > 1.1	1.53 > 1.1
Bollard + surcharge	104.8758	27.7948	30.9312	14.0744	3.77 > 1.1	1.66 > 1.1

La stabilité partielle de l'ensemble poutre de couronnement + bloc 3 est vérifiée en dynamique.

VII.3 POUTRE DE COURONNEMENT + BLOC 3 + BLOC 2 :

VII-3-1 Cas statique :

Désignation	F_{vi} (t/ml)	X (m)	M_{si} (t.m/ml)	F_{hi} (t/ml)	Y (m)	M_{ri} (t.m/ml)
Poids	47,514		165,0766			
Poussées des terres	0,146	4,5	0,657	0,3178	5,68	1,8051
	2,6342	4,5	11,8539	5,7349	2,14	12,2726
Marnage				0,046	5,35	0,2461
				0,8111	2,625	2,1291
Poussées due aux surcharges	2,5152	4,5	11,3184	5,4759	3,275	17,9335
Bollard				2,5	6,85	17,125
Grue				4,7365	5,7477	27,2239

✓ **Efforts verticaux :**

Charge permanente : $F_{VG} = 50.2942$ t/ml.

Charge d'exploitation : Surcharge $F_{VQ1} = 2.5152$ t/ml.

✓ **Effort horizontal :**

Charge permanente : $F_{HG} = 6.9098$ t/ml.

Charge d'exploitation : - surcharge $F_{VQ1} = 5.4759$ t/ml.

: - grue $F_{VQ2} = 4.7365$ t/ml.

Bollard : $F_B = 2.5$ t/ml.

✓ Moments stabilisants :

Moment dû aux charges permanente : $M_{SG} = 177.5875 \text{ t.m/ml}$.

Moment dû aux charges d'exploitation : - surcharge $M_{SQ1} = 11.3184 \text{ t.m/ml}$.

✓ Moment renversant :

Moment dû aux charges permanente : $M_{RG} = 16.4530 \text{ t.m/ml}$.

Moment dû aux charges d'exploitation : - surcharge $M_{RQ1} = 17.9335 \text{ t.m/ml}$.00000000
: -grue $M_{RQ2} = 27.2239 \text{ t.m/ml}$

Bollard : $M_B = 17.125 \text{ t.m/ml}$

À l'état limite ultime (E.L.U) : 1.35G + 1.5Q + B

	M_S (t.m/ml)	M_R (t.m/ml)	F_V (t/ml)	F_H (t/ml)	$F_R = \frac{\overline{M_S}}{\overline{M_T}}$	$F_G = \frac{\overline{F_V}}{\overline{F_H}} t_{\xi}^2 \phi$
Grue + bollard	239.7431	80.1725	67.8972	18.933	3 > 2	2.7 > 2
Bollard + surcharge	256.7207	66.2369	71.6699	20.0421	3.87 > 2	2.69 > 2

À l'état limite de service (E.L.S) : G + Q + B

	M_S (t.m/ml)	M_R (t.m/ml)	F_V (t/ml)	F_H (t/ml)	$F_R = \frac{\overline{M_S}}{\overline{M_T}}$	$F_G = \frac{\overline{F_V}}{\overline{F_H}} t_{\xi}^2 \phi$
Grue + bollard	177.5875	60.8020	50.2942	14.1463	2.92 > 2	2.68 > 2
Bollard + surcharge	188.9059	51.5116	52.8094	14.8857	3.67 > 2	2.67 > 2

La stabilité partielle de l'ensemble poutre de couronnement + bloc 3 + bloc 2 est vérifiée en statique.

VII.3.2 Cas dynamique :

Désignation	F_{vi} (t/ml)	X (m)	M_{si} (t.m /ml)	F_{hi} (t/ml)	Y (m)	M_{ri} (t.m/ml)
Poids	47,514		165,0766			
Poussée des terres	0,2031	4,5	0,91395	0,4423	5,68	2,5122
	3,6656	4,5	16,4952	7,9806	2,14	17,0785
Pression hydrodynamique				4,2229	2,1	8,8681
Poussée due aux surcharges	3,657	4,5	16,4565	7,9616	3,275	26,0742
Bollard				2,5	6,85	17,125
Séisme				7,1271	3,5738	25,4708
Grue				4,7365	5,7477	27,2239

✓ Efforts verticaux :

Charge permanente : $F_{VG} = 51.3827$ t/ml.

Charge d'exploitation : Surcharge $F_{VQ1} = 3.657$ t/ml.

✓ Effort horizontal :

Charge permanente : $F_{HG} = 12.6458$ t/ml.

Charge d'exploitation : - surcharge $F_{VQ1} = 7.9616$ t/ml.

: - grue $F_{VQ2} = 4.7365$ t/ml.

Bollard : $F_B = 2.5$ t/ml.

Séisme : $F_A = 7.1271$ t/ml

✓ Moments stabilisants :

Moment dû aux charges permanente : $M_{SG} = 182.4857 \text{ t.m/ml}$.

Moment dû aux charges d'exploitation : - surcharge $M_{SQ1} = 16.4565 \text{ t.m/ml}$.

✓ Moment renversant :

Moment dû aux charges permanente : $M_{RG} = 28.4588 \text{ t.m/ml}$.

Moment dû aux charges d'exploitation : - surcharge $M_{RQ1} = 26.0742 \text{ t.m/ml}$.

: -grue $M_{RQ2} = 27.2239 \text{ t.m/ml}$.

Bollard : $M_B = 17.125 \text{ t.m/ml}$

Séisme : $M_{Fa} = 25.4708 \text{ t.m/ml}$

Combinaison accidentelle : $G + Q + 0.5B + F_A$

	M_S (t.m/ml)	M_R (t.m/ml)	F_V (t/ml)	F_H (t/ml)	$F_R = \frac{\overline{M_S}}{\overline{M_R}}$	$F_G = \frac{\overline{F_V}}{\overline{F_H}} \cdot \frac{\overline{t_s}}{\overline{t_s}} \cdot \phi$
Grue + bollard	182.4857	89.7161	51.3827	25.7594	$2.03 > 1.1$	$1.5 > 1.1$
Bollard + surcharge	198.9422	88.5664	55.0397	28.9845	$2.24 > 1.1$	$1.43 > 1.1$

La stabilité partielle de l'ensemble poutre de couronnement + bloc 3 + bloc 2 est vérifiée en dynamique.

CHAPITRE VIII

LA STABILITE AU GLISSEMENT PROFOND

VIII. LA STABILITE AU GLISSEMENT PROFOND**VIII.1 Vérification de la stabilité au glissement profond :**

La condition de glissement figure toujours parmi les vérifications à effectuer dans la conception des ouvrages poids en général, des ouvrages maritimes en particuliers. La vérification de la stabilité pour les cercles de glissement englobant l'ouvrage est exprimée par ce qu'on appelle, le coefficient de sécurité.

Ce dernier est le résultat du rapport du potentiel des forces résistantes sur le potentiel des forces conductrices provoquant le glissement, Donc l'analyse de la stabilité n'est autre qu'une procédure analytique dont le but est déterminer le coefficient de sécurité critique, c'est- à- dire le plus faible qui puisse exister..

Plusieurs méthodes manuelles ont été développées pour la détermination de coefficient de sécurité qui nécessite souvent le calcul de nombreux cercles, ce qui est une opération particulièrement fastidieuse, ces approches s'inspiraient d'abaque avant l'invention et l'utilisation de l'ordinateur.

La méthode de BISHOP est la méthode la plus répandue dans la plus part des cas ou le talus est sujet à un glissement le long d'une surface de rupture circulaire, le coefficient de sécurité est défini comme étant le rapport entre moments résistants et des moments moteurs autour du centre de l'arc de rupture.

Pour notre étude le logiciel « GLIS » utilisé au niveau du LEM, permet de calcul à la stabilité au glissement profond, à partir d'une modélisation qui considère l'ouvrage comme étant fictif et se résume à une ligne verticale. Donc nous nous retrouvons dans un cas d'un talus constitué de plusieurs sols, susceptible de subir une rupture par glissement sous l'effet des actions qui le sollicitent. Pour cela, il faut délimiter les différents sols de talus, et donner leurs caractéristiques ainsi que leurs coordonnées par rapport au système d'axes de référence, et les charges qu'ils supportent.

A partir de ces données, « GLIS » effectue les calculs itératifs des cercles de glissement possibles ainsi, que leurs rayons, facteurs de sécurité relatifs, par le biais d'une grille, prédéfinie par les points de rencontre des lignes et le pas entre elles. De cette manière on peut évaluer l'ordre de grandeur du coefficient de sécurité, en s'assurant que la valeur le plus petit respecte la condition de stabilité requise dans notre étude.

Cette vérification été faite en considérant deux cas Statique et Dynamique.

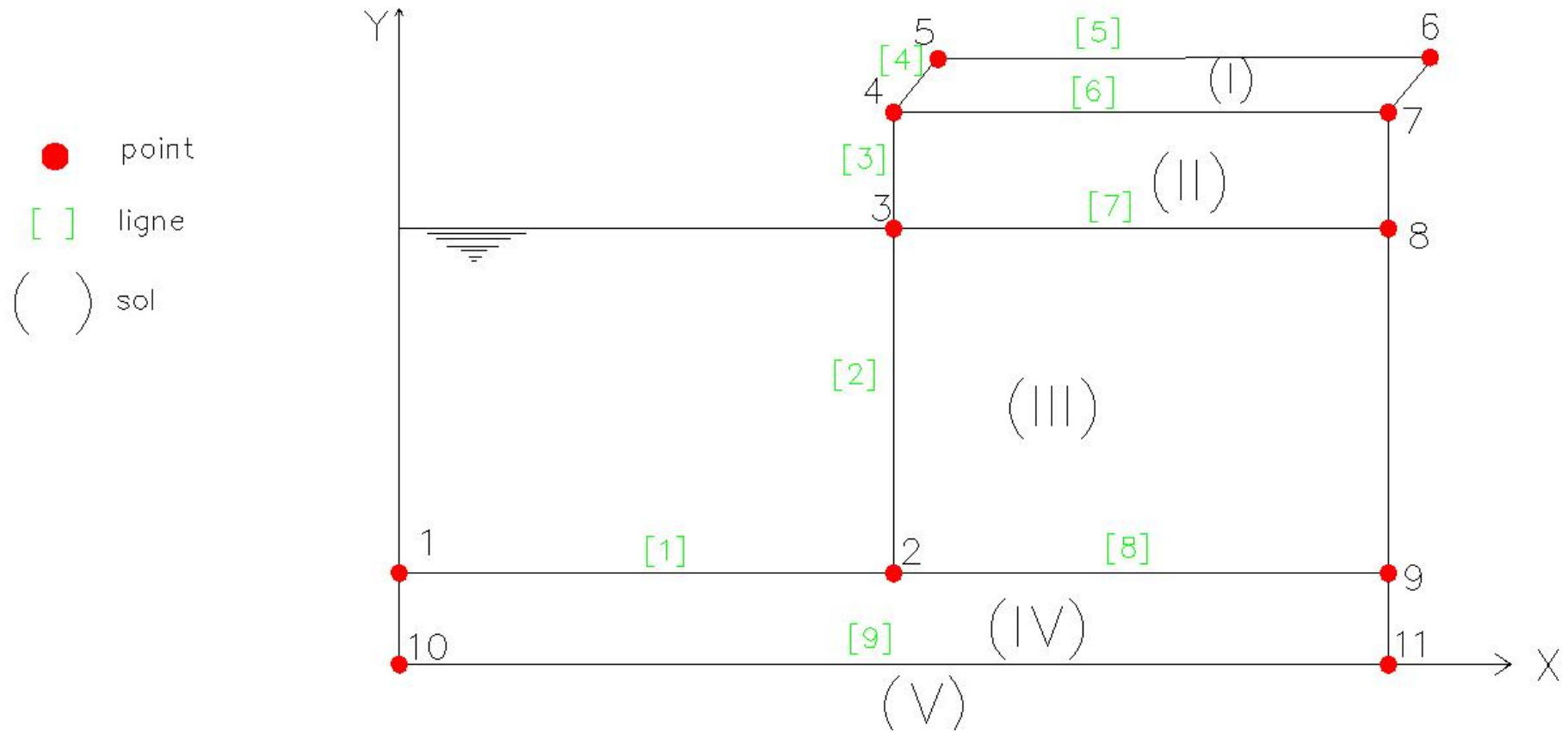


Schéma de modélisation

Point	X	Y
1	0	0,7
2	500	0,7
3	500	9,4
4	500	10,7
5	500,1	10,8
6	1000,1	10,8
7	1000	10,7
8	1000	9,4
9	1000	0,7
10	0	0
11	1000	0

Ligne	point gauche	point droite	Sol
1	1	2	4
2	2	3	3
3	3	4	2
4	4	5	1
5	5	6	1
6	4	7	2
7	3	8	3
8	2	9	4
9	10	11	5

Résultats :

D'après les résultats trouvés par le programme GLISS, les coefficients de sécurité minimums donne par le tableau suivant :

	Cas statique	Cas dynamique
F_s	1.69	1.03
(X, Y) (m)	(498.0, 12.5)	(500.0, 11.5)
R (m)	13.72	11.9

Les résultats donnés par le programme GLIS sont acceptables.

Donc le mur de quai est stable vis-à-vis aux glissements profonds.

Remarque : pour les détails de calcul voir l'annexe 1

CHAPITRE IX

FERRAILLAGE DE LA POUTRE DE COURONNEMENT

IX. FERRAILAGE DE LA POUTRE DE COURONNEMENT

La poutre de couronnement est l'extrémité supérieure de l'ouvrage, coulée sur place, Elle serve à compenser les imprécisions de pose, à répartir les charges ponctuelles extérieures verticales et horizontales et égaliser les variations de poussées des terres....

Cette poutre est coupée tous les 12m par des joints pour éviter les fissurations par retrait et par effet de température.

IX.1 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :

L'ouvrage se situe en milieu agressif, nous avons alors des fissurations préjudiciable, donc le calcul se fait à l'E.L.S.

- le béton est de classe 45, et dosé à 350 kg/m^3 de ciment.
- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
- $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.
- $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.
- l'acier est à haute adhérence de classe feE400.
- $\bar{\sigma}_{st} = \min \{2f_e/3, \max (0.5f_e, 110\sqrt{nf_{t28}})\} = 201.63 \text{ MPa}$.

On prend un plot de cette poutre qui a une section de $(1 \times 1.05) \text{ m}$ et de 12m de longueur.

IX.2 LES SOLLICITATIONS SUR LA POUTRE :

Les efforts internes c'est-à-dire que le moment et l'effort tranchant sont calculés à l'aide de **logiciel robot**.

La poutre de couronnement soumise aux efforts suivants :

Efforts verticaux :

- poids propre de couronnement G : calculé automatiquement.
- charge B_C : $Q_2 = 6 \text{ t}$.

Effort horizontal :

- L'effort d'accostage : $p = 65 \text{ t}$
- Traction sur le bollard : $q = 2.5 \text{ t/ml}$

La poutre est calculée comme étant rigide, elle est appuyée d'une part sur le bloc en béton et d'autre part sur le tout venant (sol peut sensible au tassement).

Pour cela le calcul se fait par la méthode RDM (méthode approchée).

IX.2.1 Sous charges verticales :

Nous avons trois cas de charges à considérer.

1^{er} cas :

La pile des blocs qui tasse se trouve à l'extrémité du tronçon, donc on considère que la poutre est encastree d'un coté et libre de l'autre.

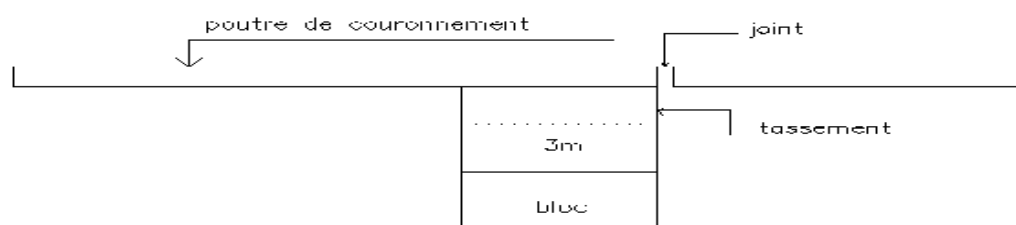
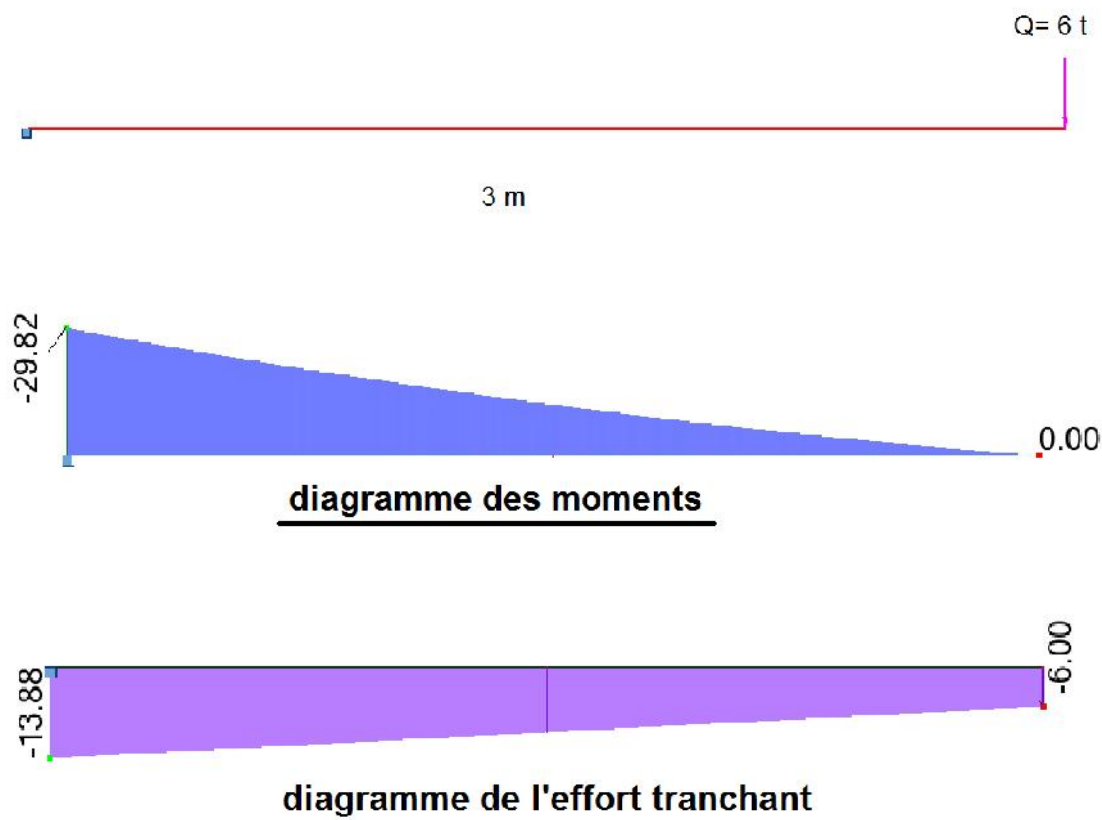


Schéma statique :



2^{eme} cas :

La pile des blocs qui tasse se trouve avant la dernière pile, c.-à-d on considère que la poutre est encastree d'un coté et simplement appuyé de l'autre.

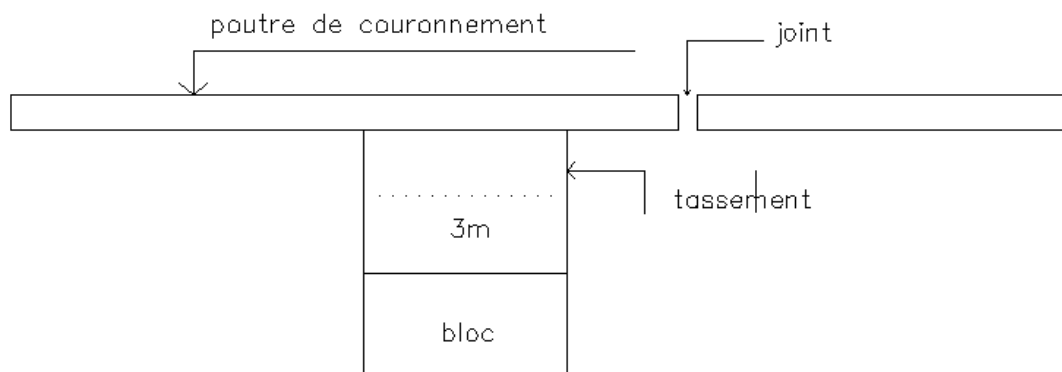


Schéma statique :

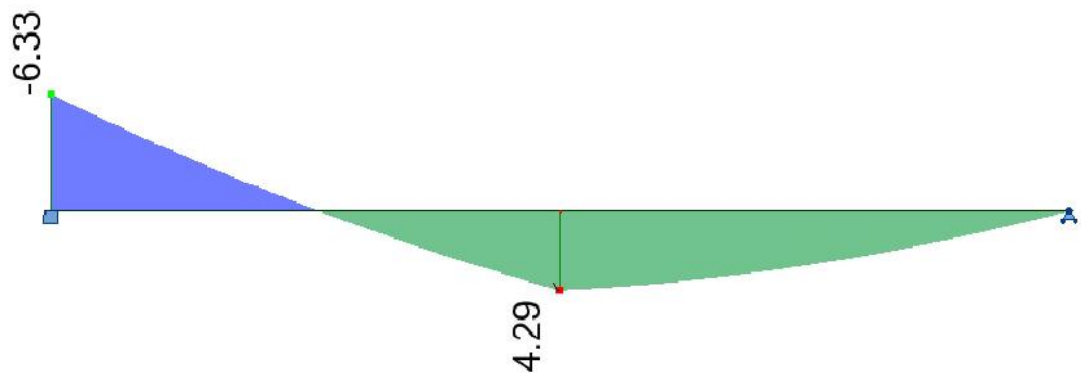
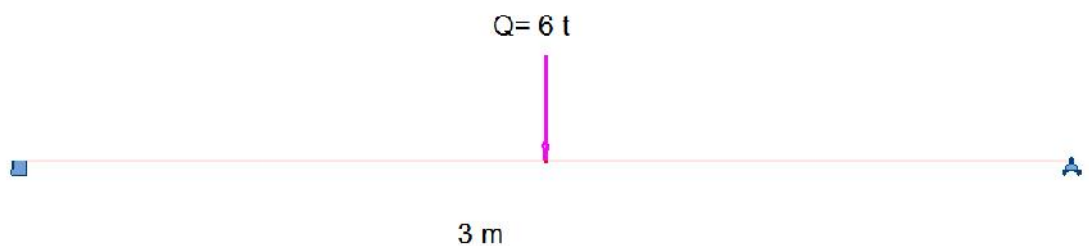


diagramme des moments

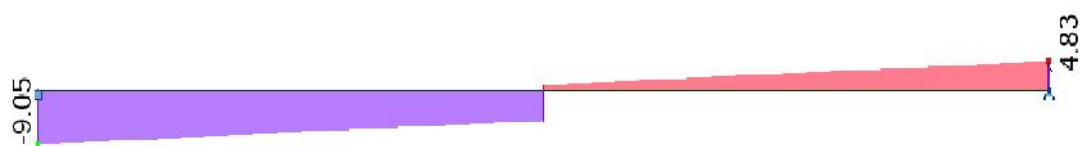


diagramme de l'effort tranchant

3^{eme} cas :

La pile des blocs qui tasse se trouve au milieu du tronçon, la poutre est encastrée à ces deux extrémités.

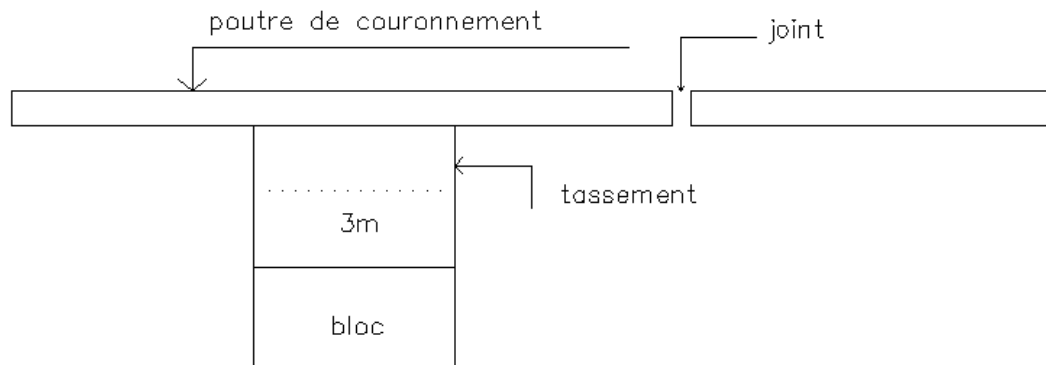
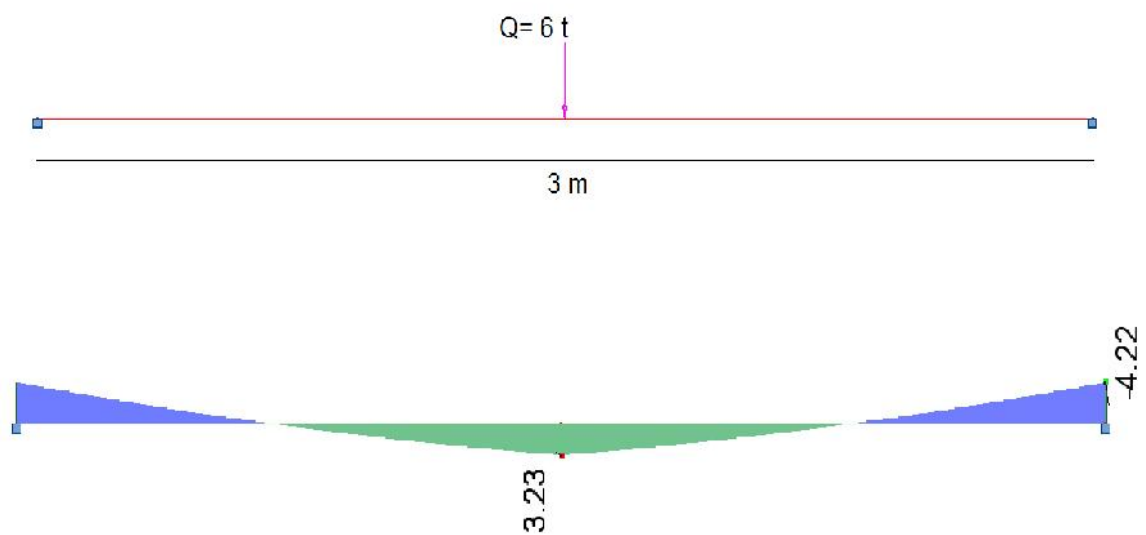


Schéma statique :

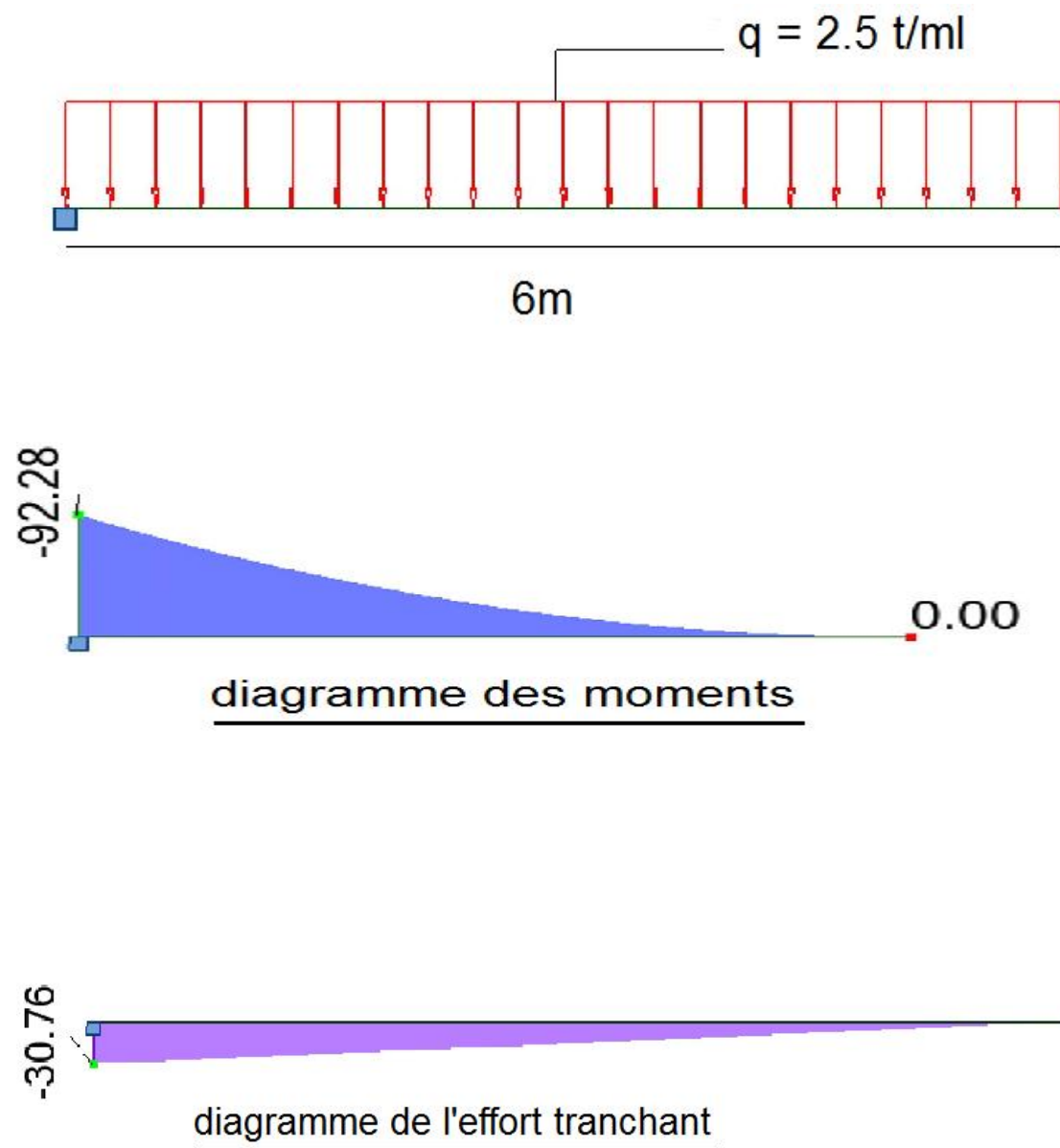


IX.2.2 Sous charges horizontaux :**1- Traction sur le bollard :**

On dispose 1 bollard entre deux joints.

Le bollard est considéré comme encastrement, la charge q est uniformément répartie.

Schéma statique :



2- L'effort d'accostage :

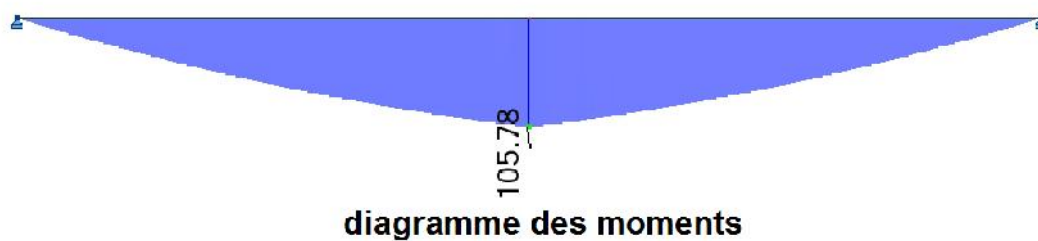
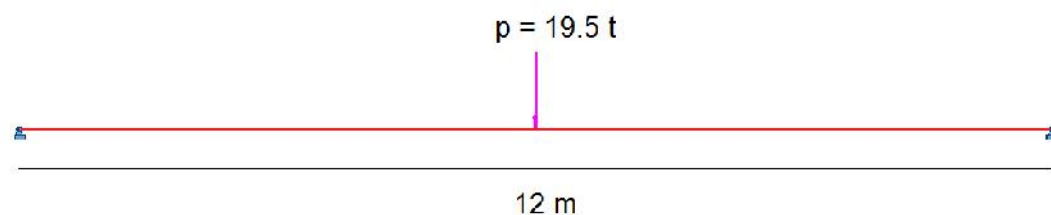
L'énergie que l'ouvrage d'accostage absorbe pendant le choc est inférieure à l'énergie cinétique du navire, une part de cette énergie étant absorbée par la rotation du navire, et l'autre part absorbée par le système de défenses.

Dans notre cas on choisit des défenses tel que la déflexion égale à 70%, c'est-à-dire le 30% qui reste absorbée par l'ouvrage lui-même (la poutre de couronnement).

Les défenses sont placées au milieu de la poutre (une défense par poutre).

Donc on considère que la poutre est appuyée sur les deux cotés.

Schéma statique :



IX.3 LE FERRAILLAGE :**IX.3.1 Sous charges verticales :**

Calcul les armatures longitudinales :

- **Nappe supérieure :**

$$b = 1\text{m} ; h = 1.05\text{m}$$

$$d = 0.9 h = 0.945\text{m} ; M_{SER} = -29.82\text{t.m}$$

On a fait le calcul à l'aide de logiciel robot expert

$$A_S = 16.8 \text{ cm}^2.$$

Vérification de la condition de non fragilité:

$$A_{min} = 0.23b.d. f_{t28}/f_e = 13.12\text{cm}^2 < A_S \text{ vérifiée.}$$

Donc, on prend **9 HA 16** $\Rightarrow A_S = 18.10 \text{ cm}^2$.

Vérification des contraintes :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{SER}}{I} \cdot x \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ pour le béton.}$$

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{M_{SER}}{I} \cdot (d - x) \leq \bar{\sigma}_{st} \text{ pour l'acier.}$$

▪ **Position de l'axe neutre :**

$$b x^2/2 - n A_S \cdot (d-x) = 0 \Rightarrow x = 0.195\text{m.}$$

$$I = b x^3/3 + n A_S \cdot (d-x)^2 = 0.018\text{m}^4.$$

D'où :

$$\sigma_{bc} = 1.7 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa.} \quad \text{C'est vérifié.}$$

$$\sigma_{st} = 19.4 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa.} \quad \text{C'est vérifié.}$$

- **Nappe inférieure :**

$$M_{SER} = 4.29\text{t.m} ; A_S = 11.3 \text{ cm}^2.$$

Vérification de la condition de non fragilité:

$$A_{min} = 0.23b.d. f_{t28}/f_e = 13.12\text{cm}^2 > A_S \text{ vérifiée.}$$

Donc, on prend $A_S = A_{min} = 13.12\text{cm}^2$, on pose **9 HA 14** $\Rightarrow A_S = 13.85 \text{ cm}^2$.

Vérification des contraintes :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{SER}}{I} \cdot x \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ pour le béton.}$$

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{M_{SER}}{I} \cdot (d - x) \leq \bar{\sigma}_{st} \text{ pour l'acier.}$$

▪ **Position de l'axe neutre :**

$$b x^2/2 - n A_s \cdot (d - x) = 0 \Rightarrow x = 0.178m.$$

$$I = b x^3/3 + n A_s \cdot (d - x)^2 = 0.014m^4.$$

D'où :

$$\sigma_{bc} = 0.2 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \quad \text{C'est vérifié.}$$

$$\sigma_{st} = 2.7 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa.} \quad \text{C'est vérifié.}$$

Calcul les armatures transversales :

On a :

$$T_U = 0.1388 \text{ MN} ; b = 1m ; h = 1.05m ; d = 0.945m.$$

Fissuration préjudiciable donc :

$$\bar{\tau}_u = \min (0.15 f_{ct28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa.}$$

La contrainte tangente est donnée par : $\tau_u = \frac{T_U}{b \cdot d}$

$$\tau_u = 0.15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$$

Calcul de la section A_t et S_t :

▪ **Diamètre des cadres ϕ_t :**

$$\phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \phi_L) = \min (30 ; 100 ; 14) = 14 \text{ mm}$$

Donc on prend : $\phi_t = 10 \text{ mm}$

Nous disposons **1 cadre + 1 étrier + 2 épingles.**

$$A_t = 6 \text{ HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2$$

▪ **Espacement des cadres S_t :**

$$S_t \leq (0.9 A_t f_e) / b \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28} K) \quad ; \quad K = 0$$

$$S_t \leq 98 \text{ cm.}$$

✓ **Pourcentage minimale :**

$$S_t \leq (A_t f_e) / (0.4b) = 41 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min (0.9d ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

Donc prend $S_t = 20 \text{ cm.}$

On dispose **1 cadre + 1 étrier + 2 épingles** de $\phi 10$ tous les 20 cm.

IX.3.2 Sous charges horizontaux :**Calcul les armatures longitudinales :**- **Coté terre :**

$$h = 1\text{m} \quad ; \quad b = 1.05\text{m}.$$

$$d = 0.9 h = 0.9\text{m}.$$

$$M_{SER} = 105.78 \text{ t.m.}$$

Le calcul sera fait par le logiciel robot expert.

$$A_S = 63 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité:

$$A_{min} = 0.23b.d. f_{t28}/f_e = 14.99\text{cm}^2 < A_S \text{ vérifiée.}$$

$$\text{Donc, on prend } 7 \phi 32 + 2 \phi 25 \Rightarrow A_S = 66.12\text{cm}^2.$$

Vérification des contraintes :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{SER}}{I} \cdot x \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ pour le béton.}$$

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{M_{SER}}{I} \cdot (d - x) \leq \bar{\sigma}_{st} \text{ pour l'acier.}$$

▪ **Position de l'axe neutre :**

$$b x^2/2 - n A_S \cdot (d-x) = 0 \Rightarrow x = 0.345\text{m}.$$

$$I = b x^3/3 + n A_S \cdot (d-x)^2 = 0.049\text{m}^4.$$

D'où :

$$\sigma_{bc} = 7.45 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa.} \quad \text{C'est vérifié.}$$

$$\sigma_{st} = 194.29 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa.} \quad \text{C'est vérifié.}$$

- **Coté mer :**

$$M_{SER} = -92.28 \text{ t.m} < \bar{M}_1 \text{ donc la section est sans armatures comprimés.}$$

$$A_S = 54.6 \text{ cm}^2.$$

Vérification de la condition de non fragilité:

$$A_{min} = 0.23b.d. f_{t28}/f_e = 14.99\text{cm}^2 < A_S \text{ vérifiée.}$$

$$\text{Donc, on prend } 7 \phi 32 \Rightarrow A_S = 56.3 \text{ cm}^2.$$

Vérification des contraintes :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{SER}}{I} \cdot x \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{pour le béton.}$$

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{M_{SER}}{I} \cdot (d - x) \leq \bar{\sigma}_{st} \quad \text{pour l'acier.}$$

▪ **Position de l'axe neutre :**

$$b x^2/2 - n A_s \cdot (d-x) = 0 \Rightarrow x = 0.32m.$$

$$I = b x^3/3 + n A_s \cdot (d-x)^2 = 0.044m^4.$$

D'où :

$$\sigma_{bc} = 6.9 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \quad \text{C'est vérifié.}$$

$$\sigma_{st} = 196.62 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa.} \quad \text{C'est vérifié.}$$

Calcul les armatures transversales :

On a :

$$T_U \approx 0.3076 \text{ MN} ; b = 1.05m ; h = 1m ; d = 0.9m.$$

Fissuration préjudiciable donc :

$$\bar{\tau}_u = \min (0.15 f_{ct28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa.}$$

La contrainte tangente est donnée par : $\tau_u = \frac{T_U}{b \cdot d}$

$$\tau_u = 0.32 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$$

➤ **Calcul de la section A_t et S_t :**

▪ **Diamètre des cadres ϕ_t :**

$$\phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \phi_L) = \min (28.57 ; 105 ; 32) = 28.57 \text{ mm}$$

Donc on prend : $\phi_t = 14 \text{ mm}$

Nous disposons **1 cadre + 2 épingles**.

$$A_t = 4 \text{ HA14} = 6.16 \text{ cm}^2$$

▪ **Espacement des cadres S_t :**

$$S_t \leq (0.9 A_t f_e) / b \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28} K) \quad ; \quad K = 0$$

$$S_t \leq 54.01 \text{ cm.}$$

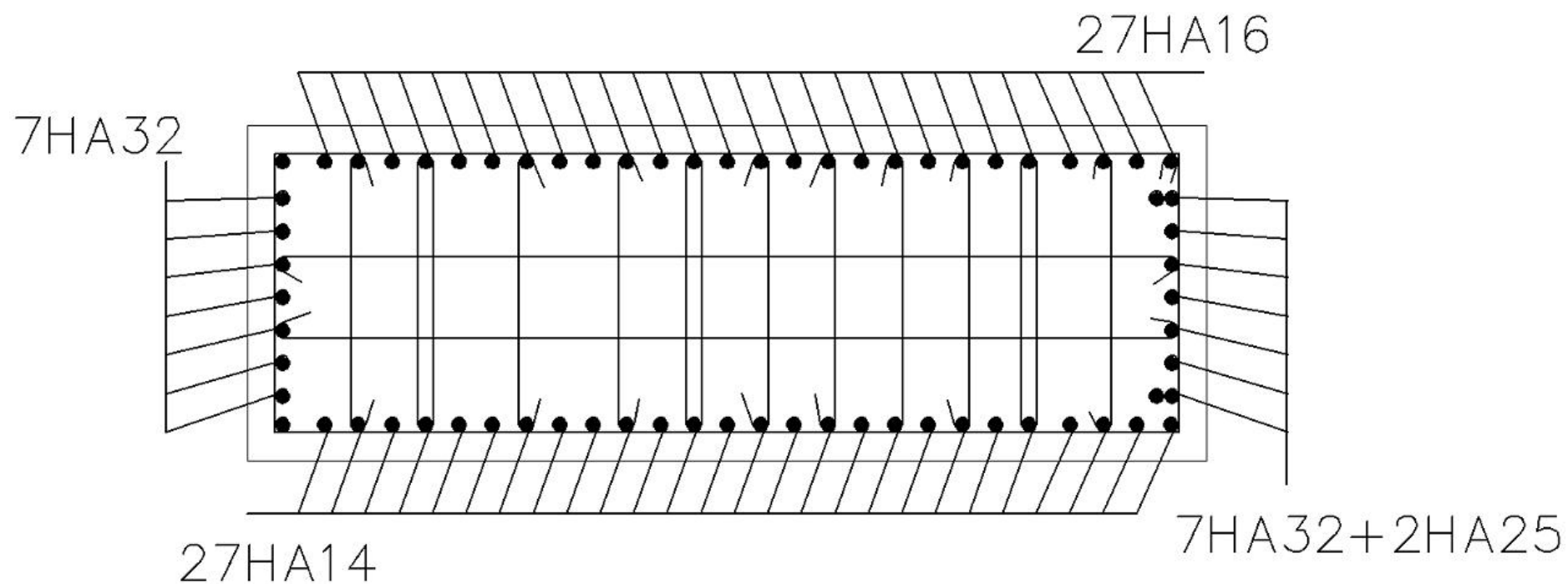
✓ **Pourcentage minimale :**

$$S_t \leq (A_t f_e) / (0.4b) = 58.66 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min (0.9d ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

Donc $S_t = 20 \text{ cm}$.

On dispose **1 cadre + 2 épingles** de $\phi 14$ tous les 20 cm.



CHAPITRE X

DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF DE LA VARIANTE

X. DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF DE LA VARIANTE**X.1 DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF :**

Matériaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Blocs (béton préfabriqué)	M ³	12163.6253	24,000	291,927,006
Poutre de couronnement (béton coulé sur place)	M ³	1157.625	18,000	20,837,250
Aciers	T	106.510438	156,000	16,615,628.40
T.V.C	T	19270.8548	2,000	38,541,709.50
Enrochements	T	6727.308	2,300	15,472,808.40
Bollards	U	31	300,000	9,300,000
Défenses	U	31	1,000,000	31,000,000
TOTAL				423,694,402.00

Le devis a été estimé à une somme de :

**Quatre Cent Vingt Trois Millions Six Cent Quatre Vingt
Quatorze Milles Quatre Cent Deux Dinars Algérien.**

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE :

J'ai appliquée mes connaissances théoriques déjà acquises durant les cinq années de ma formation, pour la réalisation de ce modeste travail qui m'a permis d'avoir une vue importante sur la construction et l'entretien des ouvrages maritimes, particulièrement les quais, qui sont des ouvrages complexes et font appel aux différents principes et étapes d'études et réalisation.

Ayant visité le chantier et vu l'état très dégradé des quais en question, la remarque la plus apparente est l'inexistence d'un suivi et entretien permanent, surtout pour des ouvrages dans un milieu très agressif, tel le milieu marin.

En plus de mon cursus scolaire, j'ai pu améliorer mes connaissances et appliquer d'autres normes et approches de calcul, en utilisant des logiciels spécifiques.

BIBLIOGRAPHIE

LIVRE :

Travaux maritimes tom1 & 2 J.CHAPON.

Fondation et ouvrages en terre G.PHILIPPONNAT
et B.HUBERT.

Calcul pratique des fondations et des soutènements A.BOUAFIA.

COURS :

Travaux maritimes ENSTP

Mécanique des sols ENSTP

Béton armé ENSTP

REGLEMENT :

B.A.E.L 91 modifié 99

RPA 99 version 2003

LOGICIEL:

World 2007

Excel 2007

AUTOCAD 2011

ROBOT 2011

Programme GLISS

SITE INTERNET:

www.Google.com

ANNEKE

LABORATOIRE D'ETUDES MARITIMES DJEANANE EL MALEK - HYDRA - ALGER

NOM DU PROJET : rempliement du quai Skikda

CAS : Statique

DENSITE DE L-EAU = 1.03

POINT	X-ORD	Y-ORD
1	0.00	0.70
2	500.00	0.70
3	500.00	9.40
4	500.00	10.70
5	500.10	10.80
6	1000.10	10.80
7	1000.00	10.70
8	1000.00	9.40
9	1000.00	0.70
10	0.00	0.00
11	1000.00	0.00

LIGNE	GAUCHE	DROITE	SOL
1	1	2	4
2	2	3	3
3	3	4	2
4	4	5	1
5	5	6	1
6	4	7	2
7	3	8	3
8	2	9	4
9	10	11	5

SOL	DENSITE	COHESION	PHI	SATURE	LIQUEFACTION
1	4.00	0.001	1	1	0.00
2	1.80	0.000	37	1	0.00
3	2.10	0.000	37	0	0.00
4	2.10	0.000	40	0	0.00
5	2.10	0.000	37	0	0.00

SEISME = 0.00

FORCE D'AMARRAGE = 2.5 ORDONNEE = 11

SURCHARGE = 4.00

NAPPE A 9.40 DE 0.0 A 1000.0

FACTEUR DE SECURITE=	6.11	A X=	485.00	Y=	11.50	R=	22.73
FACTEUR DE SECURITE=	4.49	A X=	485.00	Y=	16.50	R=	25.49
FACTEUR DE SECURITE=	3.76	A X=	485.00	Y=	21.50	R=	28.86
FACTEUR DE SECURITE=	3.31	A X=	485.00	Y=	26.50	R=	32.64
FACTEUR DE SECURITE=	3.06	A X=	485.00	Y=	31.50	R=	36.72
FACTEUR DE SECURITE=	3.50	A X=	490.00	Y=	11.50	R=	18.48
FACTEUR DE SECURITE=	2.73	A X=	490.00	Y=	16.50	R=	21.79
FACTEUR DE SECURITE=	2.39	A X=	490.00	Y=	21.50	R=	25.64
FACTEUR DE SECURITE=	2.28	A X=	490.00	Y=	26.50	R=	29.84
FACTEUR DE SECURITE=	2.24	A X=	490.00	Y=	31.50	R=	34.26
FACTEUR DE SECURITE=	1.98	A X=	495.00	Y=	11.50	R=	14.72
FACTEUR DE SECURITE=	1.80	A X=	495.00	Y=	16.50	R=	18.70

FACTEUR DE SECURITE=	1.82	A	X=	495.00	Y=	21.50	R=	23.08
FACTEUR DE SECURITE=	1.91	A	X=	495.00	Y=	26.50	R=	27.67
FACTEUR DE SECURITE=	2.03	A	X=	495.00	Y=	31.50	R=	32.38
FACTEUR DE SECURITE=	1.84	A	X=	500.00	Y=	11.50	R=	11.90
FACTEUR DE SECURITE=	1.97	A	X=	500.00	Y=	16.50	R=	16.57
FACTEUR DE SECURITE=	2.16	A	X=	500.00	Y=	21.50	R=	21.39
FACTEUR DE SECURITE=	2.33	A	X=	500.00	Y=	26.50	R=	26.28
FACTEUR DE SECURITE=	2.50	A	X=	500.00	Y=	31.50	R=	31.20
FACTEUR DE SECURITE=	4.26	A	X=	505.00	Y=	11.50	R=	10.80
FACTEUR DE SECURITE=	3.52	A	X=	505.00	Y=	16.50	R=	15.80
FACTEUR DE SECURITE=	3.40	A	X=	505.00	Y=	21.50	R=	20.80
FACTEUR DE SECURITE=	3.43	A	X=	505.00	Y=	26.50	R=	25.80
FACTEUR DE SECURITE=	3.51	A	X=	505.00	Y=	31.50	R=	30.80
FACTEUR DE SECURITE=	2.23	A	X=	493.00	Y=	13.50	R=	17.55
FACTEUR DE SECURITE=	2.16	A	X=	493.00	Y=	14.50	R=	18.29
FACTEUR DE SECURITE=	2.10	A	X=	493.00	Y=	15.50	R=	19.05
FACTEUR DE SECURITE=	2.07	A	X=	493.00	Y=	16.50	R=	19.84
FACTEUR DE SECURITE=	2.03	A	X=	493.00	Y=	17.50	R=	20.65
FACTEUR DE SECURITE=	2.00	A	X=	493.00	Y=	18.50	R=	21.47
FACTEUR DE SECURITE=	1.98	A	X=	493.00	Y=	19.50	R=	22.30
FACTEUR DE SECURITE=	2.03	A	X=	494.00	Y=	13.50	R=	16.88
FACTEUR DE SECURITE=	1.99	A	X=	494.00	Y=	14.50	R=	17.65
FACTEUR DE SECURITE=	1.94	A	X=	494.00	Y=	15.50	R=	18.44
FACTEUR DE SECURITE=	1.91	A	X=	494.00	Y=	16.50	R=	19.25
FACTEUR DE SECURITE=	1.89	A	X=	494.00	Y=	17.50	R=	20.08
FACTEUR DE SECURITE=	1.88	A	X=	494.00	Y=	18.50	R=	20.92
FACTEUR DE SECURITE=	1.87	A	X=	494.00	Y=	19.50	R=	21.78
FACTEUR DE SECURITE=	1.88	A	X=	495.00	Y=	13.50	R=	16.24
FACTEUR DE SECURITE=	1.84	A	X=	495.00	Y=	14.50	R=	17.04
FACTEUR DE SECURITE=	1.82	A	X=	495.00	Y=	15.50	R=	17.86
FACTEUR DE SECURITE=	1.80	A	X=	495.00	Y=	16.50	R=	18.70
FACTEUR DE SECURITE=	1.80	A	X=	495.00	Y=	17.50	R=	19.55
FACTEUR DE SECURITE=	1.79	A	X=	495.00	Y=	18.50	R=	20.42
FACTEUR DE SECURITE=	1.80	A	X=	495.00	Y=	19.50	R=	21.29
FACTEUR DE SECURITE=	1.76	A	X=	496.00	Y=	13.50	R=	15.65
FACTEUR DE SECURITE=	1.74	A	X=	496.00	Y=	14.50	R=	16.48
FACTEUR DE SECURITE=	1.73	A	X=	496.00	Y=	15.50	R=	17.32
FACTEUR DE SECURITE=	1.73	A	X=	496.00	Y=	16.50	R=	18.18
FACTEUR DE SECURITE=	1.75	A	X=	496.00	Y=	17.50	R=	19.06
FACTEUR DE SECURITE=	1.76	A	X=	496.00	Y=	18.50	R=	19.95
FACTEUR DE SECURITE=	1.77	A	X=	496.00	Y=	19.50	R=	20.84
FACTEUR DE SECURITE=	1.69	A	X=	497.00	Y=	13.50	R=	15.09
FACTEUR DE SECURITE=	1.70	A	X=	497.00	Y=	14.50	R=	15.95
FACTEUR DE SECURITE=	1.71	A	X=	497.00	Y=	15.50	R=	16.82
FACTEUR DE SECURITE=	1.72	A	X=	497.00	Y=	16.50	R=	17.71
FACTEUR DE SECURITE=	1.73	A	X=	497.00	Y=	17.50	R=	18.61
FACTEUR DE SECURITE=	1.75	A	X=	497.00	Y=	18.50	R=	19.52
FACTEUR DE SECURITE=	1.78	A	X=	497.00	Y=	19.50	R=	20.43
FACTEUR DE SECURITE=	1.73	A	X=	497.00	Y=	11.50	R=	13.44
FACTEUR DE SECURITE=	1.70	A	X=	497.00	Y=	12.50	R=	14.26
FACTEUR DE SECURITE=	1.69	A	X=	497.00	Y=	13.50	R=	15.09
FACTEUR DE SECURITE=	1.70	A	X=	497.00	Y=	14.50	R=	15.95
FACTEUR DE SECURITE=	1.71	A	X=	497.00	Y=	15.50	R=	16.82
FACTEUR DE SECURITE=	1.69	A	X=	498.00	Y=	11.50	R=	12.87
FACTEUR DE SECURITE=	1.69	A	X=	498.00	Y=	12.50	R=	13.72
FACTEUR DE SECURITE=	1.69	A	X=	498.00	Y=	13.50	R=	14.59
FACTEUR DE SECURITE=	1.70	A	X=	498.00	Y=	14.50	R=	15.47
FACTEUR DE SECURITE=	1.72	A	X=	498.00	Y=	15.50	R=	16.37

FACTEUR DE SECURITE= 1.72 A X= 499.00 Y= 11.50 R= 12.35
 FACTEUR DE SECURITE= 1.73 A X= 499.00 Y= 12.50 R= 13.24
 FACTEUR DE SECURITE= 1.74 A X= 499.00 Y= 13.50 R= 14.14
 FACTEUR DE SECURITE= 1.76 A X= 499.00 Y= 14.50 R= 15.05
 FACTEUR DE SECURITE= 1.80 A X= 499.00 Y= 15.50 R= 15.97
 FACTEUR DE SECURITE= 1.84 A X= 500.00 Y= 11.50 R= 11.90
 FACTEUR DE SECURITE= 1.86 A X= 500.00 Y= 12.50 R= 12.82
 FACTEUR DE SECURITE= 1.88 A X= 500.00 Y= 13.50 R= 13.74
 FACTEUR DE SECURITE= 1.90 A X= 500.00 Y= 14.50 R= 14.68
 FACTEUR DE SECURITE= 1.93 A X= 500.00 Y= 15.50 R= 15.62

TRANC.	POIDS	INCLINAISON	COHESION	LARG.	POIDS EFF.	PHI	X
1	14.1	-27.5	0.0	1.3	0.5	40.0	491.7
2	22.9	-20.1	0.0	1.9	2.2	37.0	493.3
3	25.1	-11.7	0.0	1.9	3.3	37.0	495.2
4	26.1	-3.7	0.0	1.9	3.9	37.0	497.1
5	26.1	4.4	0.0	1.9	3.9	37.0	499.0
6	2.5	8.6	0.0	0.1	1.4	37.0	500.0
7	43.3	12.6	0.0	1.8	24.4	37.0	501.0
8	41.3	20.4	0.0	1.8	23.4	37.0	502.8
9	29.3	27.5	0.0	1.3	16.7	40.0	504.3
10	31.7	34.7	0.0	1.6	18.3	37.0	505.8
11	27.4	43.4	0.0	1.6	16.1	37.0	507.4
12	21.5	53.5	0.0	1.6	13.1	37.0	509.0
13	12.4	68.1	0.0	1.6	8.4	37.0	510.6
14	0.4	79.7	0.0	0.2	0.4	37.0	511.5
15	0.0	82.7	0.0	0.0	0.0	1.0	511.6

ITERATION	INITIAL	CALCULE
1	1.0000	1.4974
2	1.2487	1.5807
3	1.4147	1.6262
4	1.5204	1.6518
5	1.5861	1.6666
6	1.6263	1.6752
7	1.6508	1.6804
8	1.6656	1.6834
9	1.6745	1.6852
10	1.6799	1.6863
11	1.6831	1.6870

FACTEUR DE SECURITE= 1.69 A X= 498.00 Y= 12.50 R= 13.72

LABORATOIRE D'ETUDES MARITIMES DJEANANE EL MALEK - HYDRA - ALGER

NOM DU PROJET : remplètement du quai Skikda

CAS : DYNAMIQUE

DENSITE DE L-EAU = 1.03

POINT	X-ORD	Y-ORD
1	0.00	0.70
2	500.00	0.70
3	500.00	9.40
4	500.00	10.70
5	500.10	10.80
6	1000.10	10.80
7	1000.00	10.70
8	1000.00	9.40
9	1000.00	0.70
10	0.00	0.00
11	1000.00	0.00

LIGNE	GAUCHE	DROITE	SOL
1	1	2	4
2	2	3	3
3	3	4	2
4	4	5	1
5	5	6	1
6	4	7	2
7	3	8	3
8	2	9	4
9	10	11	5

SOL	DENSITE	COHESION	PHI	SATURE	LIQUEFACTION
1	4.00	0.001	1	1	0.00
2	1.80	0.000	37	1	0.00
3	2.10	0.000	37	0	0.00
4	2.10	0.000	40	0	0.00
5	2.10	0.000	40	0	0.00

SEISME = 0.15

FORCE D'AMARRAGE = 1.25 ORDONNEE = 11

SURCHARGE = 4.00

NAPPE A 9.40 DE 0.0 A 1000.0

FACTEUR DE SECURITE=	4.14	A X=	485.00	Y=	11.50	R=	22.73
FACTEUR DE SECURITE=	3.01	A X=	485.00	Y=	16.50	R=	25.49
FACTEUR DE SECURITE=	2.47	A X=	485.00	Y=	21.50	R=	28.86
FACTEUR DE SECURITE=	2.15	A X=	485.00	Y=	26.50	R=	32.64
FACTEUR DE SECURITE=	1.96	A X=	485.00	Y=	31.50	R=	36.72
FACTEUR DE SECURITE=	2.50	A X=	490.00	Y=	11.50	R=	18.48
FACTEUR DE SECURITE=	1.89	A X=	490.00	Y=	16.50	R=	21.79
FACTEUR DE SECURITE=	1.61	A X=	490.00	Y=	21.50	R=	25.64
FACTEUR DE SECURITE=	1.48	A X=	490.00	Y=	26.50	R=	29.84
FACTEUR DE SECURITE=	1.42	A X=	490.00	Y=	31.50	R=	34.26
FACTEUR DE SECURITE=	1.36	A X=	495.00	Y=	11.50	R=	14.72

FACTEUR DE SECURITE= 1.17 A X= 495.00 Y= 16.50 R= 18.70
 FACTEUR DE SECURITE= 1.13 A X= 495.00 Y= 21.50 R= 23.08
 FACTEUR DE SECURITE= 1.16 A X= 495.00 Y= 26.50 R= 27.67
 FACTEUR DE SECURITE= 1.21 A X= 495.00 Y= 31.50 R= 32.38
 FACTEUR DE SECURITE= 1.03 A X= 500.00 Y= 11.50 R= 11.90
 FACTEUR DE SECURITE= 1.09 A X= 500.00 Y= 16.50 R= 16.57
 FACTEUR DE SECURITE= 1.19 A X= 500.00 Y= 21.50 R= 21.39
 FACTEUR DE SECURITE= 1.28 A X= 500.00 Y= 26.50 R= 26.28
 FACTEUR DE SECURITE= 1.36 A X= 500.00 Y= 31.50 R= 31.20
 FACTEUR DE SECURITE= 1.80 A X= 505.00 Y= 11.50 R= 10.80
 FACTEUR DE SECURITE= 1.66 A X= 505.00 Y= 16.50 R= 15.80
 FACTEUR DE SECURITE= 1.67 A X= 505.00 Y= 21.50 R= 20.80
 FACTEUR DE SECURITE= 1.70 A X= 505.00 Y= 26.50 R= 25.80
 FACTEUR DE SECURITE= 1.74 A X= 505.00 Y= 31.50 R= 30.80

TRANC.	POIDS	INCLINAISON	COHESION	LARG.	POIDS EFF.	PHI	X
1	9.8	-22.3	0.0	1.0	0.2	40.0	495.5
2	10.5	-17.4	0.0	1.0	0.6	40.0	496.5
3	17.7	-11.2	0.0	1.5	1.4	40.0	497.7
4	18.3	-3.7	0.0	1.5	1.8	40.0	499.2
5	2.3	0.2	0.0	0.1	1.3	40.0	500.0
6	34.5	4.1	0.0	1.5	19.6	40.0	500.8
7	33.9	11.3	0.0	1.5	19.2	40.0	502.3
8	21.5	17.4	0.0	1.0	12.2	40.0	503.5
9	20.8	22.3	0.0	1.0	11.9	40.0	504.5
10	33.8	29.5	0.0	1.7	19.5	37.0	505.8
11	29.7	39.4	0.0	1.7	17.4	37.0	507.5
12	23.8	51.1	0.0	1.7	14.4	37.0	509.2
13	14.2	68.7	0.0	1.7	9.5	37.0	510.9
14	0.3	83.0	0.0	0.2	0.3	37.0	511.8
15	0.0	86.4	0.0	0.0	0.0	1.0	511.9

ITERATION	INITIAL	CALCULE
1	1.0000	1.0212
2	1.0106	1.0239
3	1.0173	1.0255
4	1.0214	1.0266
5	1.0240	1.0272

FACTEUR DE SECURITE= 1.03 A X= 500.00 Y= 11.50 R= 11.90