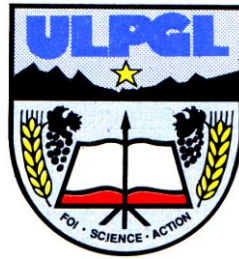


**UNIVERSITE LIBRE DES PAYS DES GRANDS LACS**

**ULPGL/GOMA**



BP. 368 GOMA

[www.ulpgl.net](http://www.ulpgl.net)

**FACULTE DES SCIENCES ET TECHNOLOGIES APPLIQUEES**

**DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL**

**ETUDE DE LA STABILITE D'UN MUR DE QUAI  
D'ACCOSTAGE DES NAVIRES SUR LE LAC KIVU  
APPLIQUEE AU TERMINAL PORTUAIRE DU PORT DE  
KITUKU A GOMA**

Mémoire présenté et défendu en vue de l'obtention du  
diplôme d'Ingénieur Civil.

Option : **Structures et ouvrages d'art**

Par : **NIZEYIMANA VUNABANDI Blaise**

Dirigé par : **Prof. Dr. Ing. BISHWEKA B. CHERIF**

Encadré par : **ASS. Ing. PATRICK SYAITSUTSWA**

**ANNEE ACADEMIQUE 2022–2023**

## EPIGRAPHE

*« Quand la charge imposée est trop grande ; il y a effondrement de la  
structure. »*

*DANIEL DESBIENS*

## DEDICACES

*A mon père Emmanuel VUNABANDI Cassidy*

*A ma mère Emilie NDIHE*

*A mes frères et sœurs les VUNABANDI*

*A tous ceux qui ont cru en moi et comptent sur moi.*

*NIZEYIMANA VUNABANDI Blaise*

## REMERCIEMENTS

Il nous est opportun de témoigner notre gratitude à l'endroit des personnes dont leurs apports ont été louables pour cet édifice, car l'accomplissement de ce travail a été les fruits d'un effort partagé des personnes à qui nous disons merci.

Avant tout, nous remercions l'Eternel Dieu qui, durant cette année académique, nous a comblés de son souffle pour nous voir ainsi arriver au bout de nos études d'ingénieur. Que son nom soit loué maintenant et jamais.

Nous désirons également exprimer notre reconnaissance envers le corps académique et scientifique de l'ULPGL- GOMA, particulièrement de la FSTA pour la formation qu'ils nous rassurent.

Un merci particulier au Professeur Docteur Ingénieur BISHWEKA B. Chérif pour la direction de ce travail et à l'Assistant Ingénieur Patrick SYAITSUTSWA pour l'encadrement indéfectible au cours de la rédaction de ce présent travail.

Nos plus chaleureux remerciements vont également à nos parents Emmanuel VUNABANDI Cassidy et Emilie NDIHE pour leur soutien tant matériel, financier que moral ainsi que tous les efforts et sacrifices consentis à notre égard. Qu'ils trouvent en ce paragraphe l'expression de notre profonde gratitude et que Dieu les bénisse abondamment.

Notre reconnaissance à nos frères et sœurs : Dr Tatien VUNABANDI, Claver VUNABANDI, Welars VUNABANDI, Fabrice VUNABANDI, Yves VUNABANDI, Henricus VUNABANDI, SANGU VUNABANDI Nadine, Elvine SHUKURU VUNABANDI. A Mon oncle Félicien VUNABANDI pour son encouragement.

A nos amis et camarades : Bertin HATANGI, Delphin BIHOKO, Benjamin KERAKABO, MUHINDO Vahwere, Nicolas BIRATE, Elie MUSUBAO, NSHUTI Olivier.

A tous ceux qui de près ou de loin, ont contribué à l'édifice de ce travail et dont les noms ne sont pas repris. Qu'ils trouvent tous ici l'expression de nos sentiments de reconnaissance.

## RESUME

Ce travail a porté sur l'étude de la stabilité d'un mur de quai d'accostage des navires sur le lac Kivu, appliquée au terminal portuaire du port de Kituku à Goma. L'objectif de ce travail est d'étudier la stabilité d'un mur de quai d'accostage des navires, pour mieux mener cette étude et parvenir aux résultats, nous avons fait la conception de l'ouvrage et évalué les différents efforts agissants sur ce dernier, ensuite les calculs ont été effectués. Le calcul du quai en B.A consisté à vérifier la stabilité externe et interne de l'ouvrage, pour la stabilité externe, trois vérifications étaient effectuées dont la stabilité au glissement, au renversement, et au poinçonnement, pour la stabilité interne nous avons déterminé les armatures à mettre dans le béton, vérifier la résistance des sections du mur dites critiques, par rapport aux différentes sollicitations imposées. Les résultats montrent que notre ouvrage est stable au glissement dans le cas où on ne tient pas compte de la butée, et instable lorsqu'on tient compte de la butée, pour la stabilité au renversement l'ouvrage est stable dans les deux cas, lorsqu'on a un terrain pulvérulent, et lorsqu'on a un terrain cohérent, pour le poinçonnement la contrainte en aval du mur est inférieure à la contrainte admissible et que la contrainte admissible est supérieure à zéro ce qui conduit à la stabilité au poinçonnement. Les résultats ont prouvé que l'ouvrage est stable.

**Mots clés :** Stabilité, Quai d'accostage, Navire, Port, Lac Kivu.

## ABSTRACT

This work focused on the study of the stability of a quay wall for docking ships on lake Kivu applied to the port terminal of the port of Kituku in Goma. The objective of this this work was to study the stability of a quay wall for docking ships, to better carry out this study and achieve the results, we designed the work and evaluated the different acting efforts on the letter, then the calculations were carried out. The calculation of the B.A quay consisted of checking the external and internal stability of the structure, for the external stability, three checks were carried out including the stability against sliding, overturning, and punching, for the internal stability we determined the resistance of the so-called critical sections of the wall, in relation to the different stresses imposed. The results obtained showed that our structure is stable against sliding in the case where we do not take into account the stop, and unstable when we take the stop into account, for stability against overturning the structure is stable in both cases, when we have powdery ground, and when we have coherent ground, for punching the stress downstream of the wall is less than the admissible stress and that the admissible stress is greater than 0 which leads to punching stability. The results proved that the structure is stable.

**Keywords:** Stability, Dock, Ship, Port, Lake Kivu.

## SOMMAIRE

EPIGRAPHE .....	i
DEDICACES.....	ii
REMERCIEMENTS .....	iii
RESUME.....	iv
ABSTRACT .....	v
SOMMAIRE .....	vi
LISTE DES TABLEAUX .....	viii
LISTE DES FIGURES .....	ix
SIGLES ET ABREVIATIONS .....	xi
INTRODUCTION GENERALE.....	1
Chapitre I. LES GENERALITES.....	5
I.1. INTRODUCTION .....	5
I.2. GENERALITES SUR LES PORTS .....	5
I.2.1. Définition d'un port.....	5
I.2.2. Historique des ports.....	6
I.2.3. Rôles des ports .....	7
I.2.4. Implantation et aménagement intérieur d'un port maritime.....	8
I.2.5. Types des ports.....	12
I.3. GENERALITES SUR LES QUAIS.....	18
I.3.1. Rôles du quai.....	18
I.3.2. Types des quais .....	18
I.3.3. Comparaison de quelques types de quais.....	23
I.4. GENERALITES SUR LES AUTRES OUVRAGES D'ACCOSTAGES .....	25
I.4.1. Les appontements [2] .....	25
I.4.2. Les ducs d'albe [2].....	25
I.5. GENERALITES SUR LES NAVIRES .....	27
I.5.1. Définition .....	27
I.5.2. Historique des navires .....	27
I.5.3. Types de navires.....	28
I.5.4. Géométrie des navires .....	32
I.6. GENERALITES SUR LE LAC KIVU .....	35

I.6.1. Genèse du lac Kivu [12].....	35
I.6.2. Caractéristiques du lac Kivu .....	36
I.6.3. Situation de transport sur le lac Kivu [15] .....	37
I.7. CONCLUSION PARTIELLE.....	39
Chapitre II. LES METHODOLOGIES .....	40
II.1. INTRODUCTION .....	40
II.2. PRESENTATION DU SITE : KITUKU .....	40
II.3. CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE .....	42
II.3.1. Critères à suivre .....	42
II.4. HYPOTHESES DE CALCUL ET LES NORMES EN VIGUEUR.....	43
II.5. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX.....	44
II.6. CONCEPTION DE L'OUVRAGE .....	46
II.7. ACTIONS SUR LES QUAIS .....	50
II.7.1. Actions.....	50
II.7.2. Combinaison d'actions .....	51
II. 8. LES EFFORTS AGISSANTS SUR LE QUAI.....	52
II.9. ETUDE DE LA STABILITE DES QUAIS.....	64
II.10. JUSTIFICATION DES QUAIS : STABILITE EXTERNE.....	68
II.11. CONCLUSION PARTIELLE .....	70
Chapitre III. RESULTATS ET INTERPRETATIONS.....	71
III.1. INTRODUCTION.....	71
III.2. ETUDE DE L'EQUILIBRE D'UN QUAI D'ACCOSTAGE.....	71
III.2.1. Pré dimensionnement d'un quai .....	71
III.3. DIMENSIONNEMENT DE L'OUVRAGE .....	73
III.3. 1. Eventaire des actions .....	73
III.4. VERIFICATION DES CRITERES DE STABILITE .....	77
III.4.1. Vérification de la stabilité externe.....	77
III.4.2. Vérification de la stabilité interne .....	82
III.5. CONCLUSION PARTIELLE .....	91
CONCLUSION GENERALE .....	93
BIBLIOGRAPHIE .....	96
ANNEXES .....	98

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau I. 1. Tableau récapitulatif sur le choix du type de quai [9].....	24
Tableau II. 1. Taux de travaux admissible vis-à-vis de la ruine du sol [3].....	41
Tableau II. 2. Les différents types de quai, leur hauteur en donnant le site mieux adapté [16]. ....	43
Tableau II. 3. Les caractéristiques des aciers d'armatures rencontrées dans le marché local [17]. ....	44
Tableau II. 4 : Les caractéristiques du navire du projet [18].....	46
Tableau II. 5 : coefficients global selon le modèle de l'ouvrage [19].....	51
Tableau II. 6: Coefficients partiel des actions [19] .....	51
Tableau II. 7. Les valeurs de capacités des bollards en fonction de la masse du navire[18].....	56
Tableau II. 8. Les valeurs recommandées pour l'inclinaison $\delta$ [21].....	59
Tableau II. 9 .Les justifications à faire pour la stabilité externe des quais [21]. ....	68
Tableau III.1: les différents efforts agissant sur le mur et leurs bras de levier.....	76
Tableau III.2: les résultats de la stabilité au glissement .....	78
Tableau III 3: Les résultats de la stabilité au renversement .....	79
Tableau III. 4: Les moments agissants dans la section critique S1 à l'ELU et à l'ELS .....	85
Tableau III.5: Les résultats de l'étude technique du mur de quai en béton armé .....	89

## LISTE DES FIGURES

Figure I.1. Illustration d'un port et les navires qui y accoste.....	5
Figure I.2. Un port commercial .....	14
Figure I.3. Un port de travaux et/ou port industriel .....	14
Figure I.4. Un port de pêche .....	15
Figure I.5. Un port de plaisance .....	15
Figure I.6. Illustration d'un schéma de principe et de fonctionnement d'un port[7].....	17
Figure I.7. Les différents types des quais poids [2]. .....	19
Figure I.8. Quai en caissons en béton armé.....	21
Figure I. 9. Les quais sur pieux [2]. .....	22
Figure I.10. Quai en Rideau plan de palplanches métalliques sur un Rideau arrière.....	23
Figure I.11.Un appontement[7] .....	25
Figure I.12. Un duc d'albe .....	26
Figure I.13. Un tanker .....	29
Figure I.14. Le navire transporteur en vrac sec .....	30
Figure I.15. Le navire transporteur de gaz avec cargo tank .....	30
Figure I.16. Le navire à passagers .....	31
Figure I.18. Un bateau intérieur .....	32
Figure I.19. Les dimensions générales du navire .....	33
Figure II.1. La situation géographique du site.....	40
Figure II.2. Site d'étude .....	41
Figure II.3. Pré dimensionnement du mur en B.A .....	49
Figure II.4. La géométrie du mur en B.A.....	50
Figure II.5. Les efforts agissants sur le quai. ....	52

Figure II.6 .Effort d'amarrage sur le quai [21]. .....55

Figure II.7. La poussée des terres sur un écran [21].....59

Figure II.8. Point d'application de la poussée du remblai [21].....60

Figure II.9. Pression hydrostatique sur le quai [21]. .....60

Figure II.10. Poids propre de l'ouvrage [21]. .....61

Figure II.11. Action d'une surcharge semi infinie sur le quai [21].....63

Figure II.12.Mode de rupture externe d'un mur poids : a) glissement, b) renversement, c) poinçonnement. ....65

Figure III. 1: coupe transversale du quai .....73

Figure III. 2: Eventaire des efforts sur un mur en B.A.....73

Figure III. 3: Section critique du mur en B.A. ....84

Figure III. 4: plan de ferrailage .....90

## SIGLES ET ABREVIATIONS

As	: Section armature
B.A	: Béton armé
FSG	: facteur de sécurité au glissement
FSR	: facteur de sécurité au renversement
FSTA	: faculté des sciences et technologies appliquées
G	: gramme
H	: hauteur
H eau	: tirant d'eau
H air	: tirant d'air
Kg	: kilo gramme
KN	: kilo newton
L	: longueur
m	: mètre
$m^2$	: mètre au carré
$m^3$	: mètre au cube
N	: newton
PBMVEE	: plus basse marée vive eau en équinoxe
PHMVEE	: plus haute marée vive en équinoxe
SCTP	: Office commercial de transport et de port
SNCC	: société nationale du chemin de fer au Congo
ONATRA	: office national de transport
R D C	: République Démocratique du Congo
ROSA	: Recommandations pour le calcul aux états limites des ouvrages en site aquatique.
ULPGL	: Université libre des pays des grands lacs
t	: tonne

## INTRODUCTION GENERALE

Depuis l'antiquité, pour franchir un cours d'eau les hommes réfléchissaient à des solutions qui sont fonction de la portée à franchir.

Ainsi, pour une petite distance ils réalisaient ce qu'on peut appeler pont et pour des grandes distances, ils créaient des pirogues pour assurer le déplacement des hommes et des biens qui par la suite seront remplacées par les navires, qui imposent la création des infrastructures pour immobiliser les embarcations : c'est le début des infrastructures portuaires.

Les terminaux portuaires (passagers, pétrole, contrôle, vrac solides etc.) comportent des ouvrages d'infrastructures appelés aussi ouvrages d'accostages et d'amarrages des navires, ainsi que des ouvrages de superstructures, pour la manutention et le stockage [1].

Le développement des infrastructures et des ouvrages d'arts (ports, aéroports, ponts, routes) qui sont des ouvrages servant pour le transport ; ces derniers nécessitent des études afin de sécuriser les personnes et les marchandises. Cependant, avec un réseau routier en très mauvais état, l'économie du pays dépend non seulement pour son commerce extérieur mais aussi pour une bonne part de son commerce intérieur du secteur portuaire.

L'évolution des ouvrages portuaires a marqué sa place à échelle mondiale, vu le rôle important que joue un port dans l'économie d'un pays. Cette évolution englobe tous les types d'ouvrages maritimes ainsi que les différents éléments qui les constituent [2].

Parmi les différents types d'ouvrages portuaires, le mur de quai assure le rôle très important en tant qu'ouvrage d'accostage et d'amarrage des navires, il offre aux navires une opportunité de stationner et de procéder aux transbordements des marchandises, des voyageurs, de ravitaillement, et d'armements. Vu tous ces rôles, il urge de faire une étude approfondie sur la stabilité d'un tel ouvrage sur une rive du lac Kivu en tenant compte des conditions nautiques (houles, vents dominants, marée ; tirant d'eau ; etc.) [2].

Les secteurs riverains du lac Kivu environnent nos deux villes, celle de Goma et de Bukavu, doivent jouer un rôle très important dans le domaine d'alimentation de ces dernières, mais suite à l'état actuel de délabrement et manque des infrastructures pouvant assurer l'accostage des bateaux et la manutention des produits dans nos villages, l'acheminement des produits vers les

ville est compromis, mais également notre attention s'est portée sur l'évolution du trafic lacustre, et en particulier le trafic opéré sur le lac Kivu entre la ville de Goma et les milieux environnants. Du jour le jour, on remarque un croissant développement du trafic sur ce lac ; le transport lacustre reste la seule voie de liaison entre ces entités, par contre le non-respect de la réglementation maritime, l'insuffisance et le mauvais état des ouvrages portuaires précisément les ouvrages d'accostages et d'amarrages des navires (généralement les quais) ; ainsi que d'entreposage, ne favorisent pas l'exploitation de ce transport en toute aisance et entraînent des pertes des produits commerciaux et des noyades.

C'est ainsi que le présent travail s'inscrit dans le cadre d'étudier la stabilité d'un mur de quai en béton armé servant comme ouvrage d'accostage des navires de grand tonnage.

Tenant égard à ce qui précède dans la problématique, tant des questions sur le plan technique se posent.

Le quai étant un ouvrage d'accostage assurant une liaison entre navire et terre, à quoi doit-il résister ? Que faut-il faire pour réduire les efforts sur le quai causé par l'accostage des navires ?

Compte tenu de la masse importante du navire et sa vitesse lors de l'accostage, quelles sont les vérifications à effectuer pour l'évaluation de la stabilité d'un mur de quai ?

Quelle relation existe-t-elle entre la détermination des critères de conception des ouvrages d'accostage vis-à-vis de la stabilité des ouvrages maritimes ?

Préconisons des solutions anticipatives aux questions spécifiques de cette recherche, car l'hypothèse est une proposition explicative provisoire de réponses aux questions posées dans la problématique.

Le quai résisterait aux efforts horizontales et d'amarrages, ainsi qu'à la poussée des remblais, mais également aux efforts verticaux de son poids propre, des engins de manutention et des charges sur la terre-plein. Afin de réduire l'importance des poussées, les remblais mis en place contre la face arrière, des ouvrages sont constitués par des enrochements pour réduire les efforts horizontaux causés par l'accostage du navire ; les quais sont équipés de défenses, dont un filtre en enrochement, ou en géotextile qui doit être placé sur le remblais sableux pour empêcher l'entraînement des éléments fins vers le bassin, sous l'effet des variations du niveau d'eau à

l'intérieur du remblai, et d'un tapis en enrochement qui doit être réalisé au pied du quai, coté bassin, quand le sol de fondation (par exemple sableux) risque d'être affouillé par les mouvements de l'eau provoqués par les hélices du navire lors des manœuvres.

Le navire dérivé une vitesse de 10 à 15 cm/seconde, il imposerait à l'ouvrage un effort horizontal qui peut dépasser la centaine de tonne ; sous l'effet du vent et des courants éventuels, l'effort d'amarrage peut aussi atteindre une centaine de tonnes.

En ce qui concerne les vérifications, au niveau des principes de conception des ouvrages portuaires, les méthodes de dimensionnement seraient fondées sur la vérification de plusieurs modes de rupture, on peut ainsi distinguer trois types d'instabilité de l'ouvrage dont l'instabilité global, ceci permettrait de savoir la stabilité global de l'ouvrage face aux forces qui lui sont appliquées ; l'instabilité externe qui affecte l'interaction de l'ouvrage et du sol, l'ouvrage se comportant généralement comme un solide ; et l'instabilité interne qui tient compte des différents matériaux constituant l'ouvrage en lui imposant un comportement non préjudiciable. De ceci, on peut maintenant vérifier la stabilité au glissement, au renversement et au sol de fondation (poinçonnement), ainsi que la décompression du sol de fondation.

Les critères de conception à tenir en compte lors de l'évaluation de la stabilité, dont les critères liés aux conditions d'exploitations (types de navire, profondeur d'eau, hauteur du quai longueur du quai, tirant d'eau, amarrage) ; critères liés aux conditions naturelles (vent, vagues, courant, marée) et critères liés aux conditions structurelles (matériels et autres considérations, facteur de sécurité, talus) influenceraient beaucoup dans la stabilité d'un mur de quai.

Le dragage et déroctage seraient des divers travaux à réaliser en premier lors de la mise en exécution d'un mur de quai. Le dragage est une opération de prélèvement des matériaux du fond du lac ou mer, pour éliminer les sols susceptibles de provoquer des tassements pour les remblais, et aussi pour atteindre la hauteur de navigation requise.

L'objectif principal de ce travail est d'étudier la stabilité d'un mur de quai d'accostage sur un port du lac Kivu, particulièrement le port de Kituku, ainsi pour y parvenir, nous allons :

- Concevoir un quai et évaluer les charges qui lui sont appliquées ;
- Dimensionner le quai ;

- Vérifier la stabilité d'ensemble (externe) : vérifier la stabilité au glissement, la stabilité au renversement, et la capacité portante de la fondation (poinçonnement) ;
- Vérifier la stabilité interne et analyser les résultats.

Nous avons remarqué que le transport des personnes et des marchandises dans cette région continue de s'opérer dans des pirogues, qui ne peuvent à aucun supporter l'acheminement de ces derniers surtout quand il se produit une houle de grande intensité dans le lac.

Cependant, le choix de ce sujet a pour intérêt, la contribution sur le plan pratique du développement durable de la région, qui se justifie aussi pleinement dans le secteur du transport dans un angle où nous sommes appelés à évaluer la stabilité d'un mur de quai d'accostage sur le lac Kivu au niveau du port de kituku, partant des critères de conception qui sont présentés ci-haut.

Ces critères nous ont permis de choisir un site et arriver à établir un type de quai stable, pour assurer l'accostage des bateaux des grands tonnages et leur manutention possible.

L'aménagement des infrastructures portuaires de ce site de la ville, pourra permettre aux différentes couches de la population urbaine à s'approvisionner sans problèmes en denrées alimentaires agricoles en provenance des différents milieux, d'où l'amélioration des conditions de vie de la population et ainsi favorisant aux organes maritimes de l'état de maximiser des bénéfiques, suite à une grande intensité du trafic qui en résulterait.

Pour l'élaboration de ce travail, nous nous sommes servis de différentes méthodes dont une méthode documentaire sur les critères de conception des ouvrages d'accostage, pour fixer quelques principes théoriques de dimensionnement des éléments portuaire, surtout pour un mur quai en béton arme qui fait l'objet de cette étude, une méthode analytique, nous nous servirons aussi des normes Eurocode 2, BAEL 91 modifié 99 pour les ouvrages en béton arme, l'eurocode7 pour les ouvrages de soutènement et la ROSA 2000 pour les ouvrages en site aquatiques.

Outre l'introduction et la conclusion générales, ce travail comprend trois chapitres :

Chapitre premier : Les généralités ;

Chapitre deuxième : Les méthodologies ;

Chapitre troisième : Les résultats et interprétations.

## Chapitre I. LES GENERALITES

### I.1. INTRODUCTION

Le premier chapitre s'intéresse à une présentation sommaire des généralités sur les ports, les quais d'accostages pour les navires, les autres ouvrages d'accostages dont les appontements, les ducs d'albe et les digues, les généralités sur les navires, ainsi qu'un aperçu sur le lac Kivu.

### I.2. GENERALITES SUR LES PORTS

Un port est une infrastructure construite par l'homme, située sur le littoral maritime, sur les berges d'un lac ou sur un cours d'eau, et destinée à accueillir des bateaux et navires.

#### I.2.1. Définition d'un port

Le port est l'ensemble des espaces terrestres, eaux maritimes ou fluviales, des infrastructures et des superstructures réunissant les conditions physiques et d'organisations physiques permettant d'accueillir des navires pour qu'ils y abritent, y accostent, y effectuent les opérations d'embarquement et de débarquement des marchandises ou des passagers, s'y approvisionnent ou s'y effectuent des réparations [3].

En outre, un port est une infrastructure située sur le littoral maritime, sur les berges d'un lac tel qu'indique la figure I.1 et destinée à accueillir des bateaux et/ou navires. Un port peut remplir plusieurs fonctions, mais doit avant tout permettre d'abriter les navires en particulier pendant les opérations de chargement et de déchargement. Il facilite aussi les opérations de ravitaillement et de réparations. Le port étant un espace voué au transit des marchandises et des passagers, le port est : Une zone géographique, Une communauté de professionnel, Une zone industrielle et logistique, Un lieu d'échanges et d'informations [2].



**Figure I.1.** Illustration d'un port et les navires qui y accoste

### I.2.2. Historique des ports

Quand bien même que les sources dans le domaine ne sont pas définitives ; les premiers ports construits semblent toutefois remonter aux phéniciens avec les ports de Sidon et Tyr au XIIIème siècle av. j. c. ces villes sont alors à leur apogée et représentent d'importants carrefours commerciaux, ils perdureront jusqu'aux attaques des peuples de la mer. Ces ports permettaient le commerce mais également le départ de colons et le soutien des unités navales [2].

Vient ensuite dans le développement des ports, la construction de celui d'Alexandrie en Egypte, vers le XIIIème siècle av. j. c. une digue, l'heptastade y est construite, afin de séparer le port en deux parties accessibles suivant la provenance du vent. C'est également le site du phare d'Alexandrie, premier des phares. Les ports se développent ainsi le long de la méditerranée, et on compte notamment le port du Pirée à Athènes et celui d'Ostie pour Rome.

On peut également mentionner le port de Syracuse et celui de Cartage. Les techniciens de construction de l'époque utilisaient principalement les roches du lieu, ce qui nécessitait une abondante main d'œuvre, mais offrait des constructions extrêmement durables ; l'archéologie marine actuelle utilise abondamment ceci. On peut également noter l'utilisation des digues en arches semi-circulaires par les Romains, permettant une meilleure résistance aux vagues.

Au XXème siècle, la transformation est complète : les ports de commerce se spécialisent en sous-ensembles et en terminaux dédiés aux types de marchandises (vrac solide et liquide, conteneurs, passagers) ; les engins grandissent (tels les portiques) afin de pouvoir charger les navires grandissant sans cesse ; les cadences s'accroissent afin de rester dans la compétition, mais les effectifs embauchés baissent drastiquement. Les ports de plaisance se développent et prolifèrent le long des côtes des pays développés par la création de marinas parfois géantes. Les derniers développements incluent la construction d'immenses complexes portuaires comme l'Europoort de Rotterdam.

En RDC, il existe une multitude des ports, mais parmi les plus connus, il existe certains ports fluviaux notamment le port de Kinshasa (SCTP ex ONATRA) ; le port d'Ilebo (SNCC) ; le port de Kalemie (SCTP) ; le port de Kisangani (SCTP) ; le port de Baraka (SCTP) ; le port d'Ubundu, le port de Kindu, le port de Mushimbakye à Baraka(SCTP). Nous pouvons aussi citer certains ports maritimes notamment le port de Matadi et le port de Boma [3].

### I.2.3. Rôles des ports

Le port est une structure qui a pour rôle d'offrir aux navires un endroit muni des installations nécessaires à l'embarquement et au débarquement de leur chargement. Il doit donc offrir à ses usagers un ensemble d'ouvrages et de commodités destinées à assurer au mieux le passage des marchandises et des personnes, comme les ouvrages d'accostages, les moyens de débarquement etc. [4].

Pour que les navires puissent effectués les opérations de chargement et de déchargement, le port doit être à l'abri de l'agitation causé par l'action de la houle. La meilleure façon pour éviter celle-ci, est d'utiliser un plan d'eau naturel dont les eaux ne bougent pratiquement pas, soit en mer ouvert à l'aide d'une île ou d'un haut fond soit au fond d'une rade ou d'un estuaire ou bien en bordure d'un fleuve pour permettre aux navires soit :

- D'effectuer les opérations commerciales d'embarquement et de débarquement des passagers et des marchandises ;
- De stationner en attendant de partir pour un autre voyage ; et
- D'être entretenus, construit ou réparés en temps voulus [4].

Les conditions d'abri sont plus sévères dans les deux derniers cas.

Avant d'envisager l'implantation et l'aménagement d'un port, il est nécessaire de bien identifier les fonctions que l'on désire voir assurer par un port. Il faut donc se poser la question essentielle : un port, pour quoi faire ?

De la réponse à cette question découlera tout le reste, nous allons répondre à cette question en donnant les fonctions que joue un port.

#### I.2.3.1. Le port 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. Parmi les nombreux ports à fonction unique, on distingue :

- Les ports minéraliers qui a pour rôle essentiel, soit de charger les marchandises extraites des mines, en vrac à bord des navires, soit de les décharger ;
- Les ports pétroliers qui ont pour rôle, soit de charger à bord des navires le pétrole brut extrait des champs pétrolifères (port d'expédition), soit pour recevoir le pétrole brut, parfois

les produits raffinés, et de les réexpédier vers les lieux de transformation ou de consommation (port de réception) ;

- Les ports à passagers qui aujourd'hui, leur rôle est réduit au trafic sur courtes distances ou au trafic des voyageurs désirant emmener leur véhicule ;
- Les ports de pêche, qui a pour rôle de gérer l'ensemble des activités liées à la pêche et à la commercialisation du poisson ;
- Les ports de plaisance qui a pour but de procurer aux plaisanciers des prestations, leur permettant de profiter au mieux de leur séjour ou de leurs loisirs [4].

La pérennité de tels ports à fonction unique ou principale est liée au maintien de l'activité de base et est, de ce fait, relativement fragile. C'est pourquoi des nombreux ports cherchent à se diversifier de façon à répartir les risques tout en accroissant leur surface commerciale.

#### **I.2.3.2. Le port à fonction diversifiées ou multiples**

Ces ports sont très nombreux et ils assurent des fonctions très variées, notamment commerciales, ils tiennent alors un rôle de marché. La caractéristique de ces ports est de s'appuyer sur un hinterland susceptible de contribuer fortement à leur développement [4].

#### **I.2.3.3. Le port 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 [4].

#### **I.2.4. Implantation et aménagement intérieur d'un port maritime**

Un port doit offrir aux navires les installations nécessaires à la manutention des marchandises et permettre le stationnement des navires en attente, en ravitaillement ou en réparation. Pour l'exécution de ces opérations, les ports sont implantés de préférence dans des endroits abrités des houles ; mais, mis à part le cas où le port peut être aménagé dans une baie ou

le long d'un fleuve, le tracé du rivage n'assure pas, en général, aux navires un abri naturel suffisant. Aussi est-il souvent nécessaire de protéger les plans d'eau par des digues.

Parfois, les navires sont reçus à des postes spécialisés, aménagés au large des côtes, sans protection particulière. On trouve ainsi des postes pétroliers sur bouées, reliés à la terre par des canalisations (sea-lines), ou des postes de chargement de minerai qui s'avancent en pleine mer.

Mais il est indispensable que la mer soit calme pour que puisse s'effectuer la manœuvre d'accostage (les installations ne sont pas, en effet, utilisées par gros temps). Ainsi, dans la plupart des cas, les opérations de chargement et de déchargement des navires sont faites à l'intérieur d'un port protégé par des digues, comprenant un avant-port dans lequel la houle est amortie, ainsi que des bassins équipés de quais, de hangars, de magasins, de grues et de divers outillages spécialisés.

Les bassins peuvent être en libre communication avec la mer : il s'agit alors de bassins de marée, dans lesquels le niveau du plan d'eau varie suivant la marée. Le niveau peut être, au contraire, maintenu constant. C'est le cas des bassins séparés de l'avant-port ou des bassins de marée isolés par une écluse [5].

#### **I.2.4.1. Principes d'implantation des ports**

On distingue deux principaux types de ports :

- ✓ Les ports extérieurs gagnés sur la mer et à l'abri d'une protection avancée ;
- ✓ Les ports intérieurs constitués de canaux et de bassins qui s'enfoncent à l'intérieur des terres, creusés dans les zones littorales ou aménagés le long des cours d'eaux.

Les conditions naturelles dictent le plus souvent la partie à prendre en ce qui concerne l'aménagement :

- ✓ Le long d'une côte rocheuse ou de relief élevé, il serait très coûteux de creuser des darses à l'intérieur des terres. Les bassins devront être aménagés en avant du rivage et d'importantes digues construites pour les protéger.
- ✓ En bordure d'un littoral alluvial, de vastes bassins pourront être creusés d'une manière économique à l'intérieur des terres. Ils s'ouvriront sur un avant-port protégé par des digues, en général plus petites [5].

Mais, parfois, les ports sont à la fois creusés dans les terres et gagnés sur la mer ; c'est, en particulier, le cas de ports qui sont limités dans leur extension du côté de la terre en raison, par exemple, de l'existence de concentrations urbaines et industrielles, et que l'on est conduit à étendre sur la mer en créant de nouveaux bassins et de nouvelles digues.

#### **I.2.4.2. Tracé des accès et des ouvrages de protection d'un port**

Le tracé des accès d'un port et des ouvrages de protection est un compromis entre diverses considérations : par exemple, conditions de manœuvrabilité des navires, protection vis-à-vis de la houle, des courants, des vents et des transports de matériaux par la mer, coût des ouvrages. Le chenal d'accès doit être dragué de manière à réserver, sous la quille des navires les plus grands, un « pied de pilote » suffisant. Ce pied de pilote est de l'ordre de 10 % du tirant d'eau. La largeur du chenal est voisine de la longueur du plus grand navire destiné à l'emprunter. Le chenal est délimité par des balises flottantes.

L'avant-port a une longueur au moins égale à 4 ou 5 fois celle du navire, pour permettre à celui-ci de s'arrêter ; au cours de cette manœuvre, le navire est maintenu sur sa route à l'aide de remorqueurs ; sinon, il peut « abattre » sur bâbord ou tribord lorsque les machines battent en arrière pour obtenir l'arrêt.

À l'intérieur de l'avant-port, le navire doit changer son cap d'environ 180° ; pour cela, le plan d'eau doit permettre l'inscription d'une zone d'évitage dont les dimensions sont influencées par les conditions locales et que, l'on assimile souvent à un cercle dont le diamètre est généralement égal à 2 fois au moins la longueur du navire [5].

Certaines données dictées par les besoins de la navigation, et, notamment, la largeur de la passe et l'orientation du chenal d'accès, sont difficilement conciliables avec l'efficacité des protections.

Le tracé des ouvrages de protection est établi à partir de l'étude de la diffraction, de manière que l'agitation dans le port ne dépasse pas l'amplitude admissible pour l'exécution des opérations de manutention (0,50 m, en général, parfois sensiblement plus pour les très gros navires pétroliers).

Les études théoriques de diffraction sont faites avec des modèles de calcul sur ordinateur et les résultats sont comparés aux résultats d'études sur modèle réduit effectuées en laboratoires d'hydraulique [6].

Le modèle réduit est également nécessaire à l'étude des phénomènes de sédimentation. Celle-ci provient du transport des matériaux qui sont mis en suspension sous l'action de la houle, puis transportés soit par la houle, soit par les courants. Le tracé des digues doit être étudié de manière à éviter qu'un éventuel dépôt de matériaux ne progresse au point de venir, à la longue, obstruer le chenal d'accès et le port.

### **I.2.4.3. Disposition intérieure des ports**

Les quais pour marchandises diverses sont constitués par des ouvrages rectilignes permettant l'accostage de plusieurs navires. Le quai borde un terre-plein équipé de grues. En arrière, chaque poste à quai est pourvu d'un hangar le long et à l'arrière duquel sont chargés ou déchargés wagons et camions.

Entre le moyen de transport terrestre, d'une part, et la grue en bordure du quai, d'autre part, les manutentions sont effectuées à l'aide de chariots élévateurs. Les marchandises, avant d'être chargées ou après avoir été déchargées, sont regroupées sous hangar.

Lorsque les marchandises sont transportées par conteneurs, les grues sont remplacées par des portiques puissants capables de soulever un conteneur de 40 tonnes [6].

Le quai est bordé par un terre-plein de 300, voire 500 ou 600 mètres de largeur sur lequel les conteneurs sont stockés. Le transport terrestre est effectué par route (le conteneur est chargé sur remorque) ou par fer (des voies ferrées bordent le terre-plein de stockage), ou encore par voie fluviale (sur barges adaptées à cet effet). Un terminal maritime pour conteneurs comprend, en outre, un ou plusieurs hangars dans lesquels les conteneurs peuvent être vidés ou remplis.

Les marchandises peuvent également être transportées par car-ferries à manutention horizontale, dans lesquels pénètrent les camions, ce qui évite toute rupture de charge et toute manutention. Le navire alors accoste des ducs-d'Albe et une passerelle dont l'inclinaison varie avec le niveau du plan d'eau assure la liaison entre le terre-plein et le navire.

Les ports sont également équipés de quais à marchandises sèches en vrac, qui comportent en général des engins de manutention (portiques à bennes de 10 à 85 tonnes, aspirateurs à grains), un système de courroies transporteuses, une installation de stockage (silo ou terre-plein) et des engins de chargement ou de déchargement des wagons, camions et bateaux de navigation intérieure. Pour faire face au développement des trafics en vrac sec (minerais, céréales, charbons),

on assiste également à la création de centres appelés centres « multivrac », équipés d'engins les plus modernes destinés à répondre à la croissance de ces trafics [5].

Les postes pétroliers comportent seulement deux ducs-d'Albe d'accostage, des points d'amarrage pour fixer les extrémités d'aussières, une plate-forme équipée des appareils permettant de brancher les flexibles de liaison entre les canalisations d'évacuation et le navire, un système de canalisation et un dépôt.

Les ports, en général, ont des terminaux spécifiques selon les types de marchandises et des produits qui manipulent. Ces terminaux ont leurs installations et équipements adéquats à leur spécificité. Notamment : terminal à conteneurs, terminal pétrolier, terminal minéralier, etc.

### **I.2.5. Types des ports**

Le port peut se définir comme l'ensemble des équipements devant répondre aux besoins des opérations réalisées à l'interface terre-navire. 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 ravitaillement 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 [4].

Un port est à l'origine conçu pour remplir une mission bien définie et donc une activité bien spécifique. Cependant, profitant des équipements mis en place, d'autres activités viennent généralement se greffer sur l'activité d'origine. Par ailleurs, la localisation d'un port en fonction des besoins à remplir (position stratégique militaire, proximité des lieux de production et de Consommation...) doit en général être optimisée en fonction des impératifs nautiques (tirants d'eau des navires) et des caractéristiques des sites en présence (courants, houles, sédimentations...).

Les différents types de ports peuvent s'aborder en distinguant les ports, soit par leurs missions, soit par leur implantation géographique, soit par le mode d'alimentation de leur plan d'eau.

### **I.2.5.1. Types de port selon leur mission**

Compte tenu de la mission des ports et celle des navires qui les fréquentent, un même port remplit la plupart de ces missions, sinon la totalité. La distinction n'a donc qu'un intérêt théorique, on peut donc théoriquement distinguer :

#### **a) Les ports militaires**

Accueillir les navires de guerre. Certains ports sont ouverts (Portsmouth) ; mais d'autres non, notamment les bases de sous-marins, sont fermées et interdites au public pour des raisons de sécurité. Un port militaire peut inclure un arsenal, une école navale, un chantier de réparation, des moyens de ravitaillement, de logement et d'entraînement pour les équipages. Certains navires militaires, notamment les patrouilleurs, peuvent être dans d'autres types de ports [3].

Le port militaire requiert des espaces abrités importants où les navires peuvent stationner, disséminer dans un but de protection.

L'espace peut être :

- Soit une rade abritée de dimensions assez vastes pour permettre des manœuvres d'évitage aussi rapide que possible et pour disperser les bâtiments ;
- Soit des installations comportant des quais et des installations pour la construction, la réparation et l'armement des navires abrités par des digues.

Le port militaire est localisé dans un endroit stratégique. Afin d'assurer la fiabilité et la rapidité des interventions, le port est généralement situé sur la côte avec accès direct à la mer sans contraintes de marées ni d'ouvrages d'accès [4].

#### **b) Les ports commerciaux**

Ces ports peuvent assurer le trafic des marchandises et des passagers tel qu'indique la figure I.2. Ils sont le point de rupture dans la chaîne de transport : soit entre le mode terrestre et le mode maritime, soit entre deux modes maritimes. Le coût de transport terrestre étant nettement supérieur au coût de transport maritime, ils doivent être localisés le plus près possible de l'origine ou de la destination des trafics, sous réserve de présenter des accès nautiques satisfaisantes. Le transit est plus en plus basé sur les conteneurs et une manipulation automatisée sur des aires de

stockage provisoires situées près de quais. Des marquages au sol aident à placer un empiler, le conteneur tout en économisant l'espace disponible [4].



**Figure I.2.** Un port commercial

### c) Les ports de travaux

Ces ports sont créés pour l'exécution des grands travaux afin de servir à abriter les engins flottants tel qu'indiqué la figure I.3. Ils sont ensuite généralement réutilisés en les intégrant dans l'ensemble qui a nécessité leur création et peuvent être affectés à d'autres fonctions que le port principal [4].



**Figure I.3.** Un port de travaux et/ou port industriel

### d) Les ports de pêche

Outre la fonction d'accueil des navires, ces ports sont équipés de façon conséquente pour débarquer, traiter et commercialiser les produits de la pêche tel qu'indiqué la figure I.4.a et I.4.b. Sont les plus nombreux dans le monde ; leurs dimensions sont plus réduites et varient selon les bateaux accueillis : les chalutiers de haute mer partant pour plusieurs semaines auront besoin de plus d'espace de quai en revenant décharger leur cargaison, tandis que les petits bateaux de pêche partant à la journée auront besoin de pouvoir décharger rapidement pour la criée. L'infrastructure

est plus simple que pour un port de commerce : quelques quais ou pontons, une station de ravitaillement, et un moyen de vendre le produit de la pêche (marché à proximité), et éventuellement de le traiter avant la vente si cela n'a pas été fait sur le bateau [3].



**Figure I.4.a.** Un port de pêche moderne



**Figure I.4.b.** Un port de pêche artisanal

### e) Les ports de plaisance

Sont des ports destinés pour l'accueil des bateaux de plaisance, de loisir et de compétition, à voile et à moteur comme nous le constatons sur la figure I.5. Les places de port sont standardisées grâce à des pontons et des cat-ways et ce parce que la plupart des bateaux sont de petite taille (inférieur à 20m).

Différentes techniques d'amarrage sont utilisées selon les endroits. On y trouve une capitainerie, différents services d'avitaillement, de mise au sec et de réparation, une pompe à carburant, et divers services pour les équipages. Ces ports sont souvent situés près du centre des villes pour des raisons touristiques et pratiques (facilité d'accès et d'avitaillement) [3].

Le développement des loisirs maritimes a entraîné la création de ports spécialement aménagés pour la navigation de plaisance.



**Figure I.5.** Un port de plaisance

### **I.2.5.2. Types de ports d'après le mode d'alimentation de leur plan d'eau**

On distingue trois types de ports d'après le mode d'alimentation de leur plan d'eau :

Les ports à marée ; les ports à flots ; les ports à niveau constant.

#### **a) Ports à marée**

Dans ces ports, on laisse pénétrer librement la marée car elle ne pose aucun problème dans le cas des mers à faible marée mais présente tous les avantages. Tandis que dans les mers à marée moyenne ou forte, on n'adopte ce système que sous la pression d'exigences impérieuses du trafic. Il présente aussi l'inconvénient de la nécessité de construire les ouvrages d'accostage plus hauts et plus coûteux, et le ralentissement des mouvements des navires provoqués par ces ouvrages, mais en contrepartie on n'a plus besoin de construire des écluses. On doit limiter la superficie des bassins à marée, pour limiter la vitesse des courants de remplissages et de vidange qui sont gênants pour la navigation et provoquent des érosions au pied des ouvrages ou des ensablements dans les chenaux [4].

#### **b) Ports à flots**

Dans ces ports, le plan d'eau est maintenu au niveau de la marée haute par des écluses. L'inconvénient est de la nécessité de construire des écluses coûteuses, cependant, ils présentent aussi des avantages comme l'alimentation gratuite du plan d'eau, la hauteur limitée des ouvrages d'accostage, la minimisation des courants de remplissage et de vidange [4].

#### **c) Ports à niveau constant**

Dans ces ports, le niveau est maintenu constant soit par une alimentation artificielle (pompe), soit par une alimentation naturelle en amont (rivière).

On peut être amené à mettre en place une alimentation artificielle pour plusieurs raisons comme :

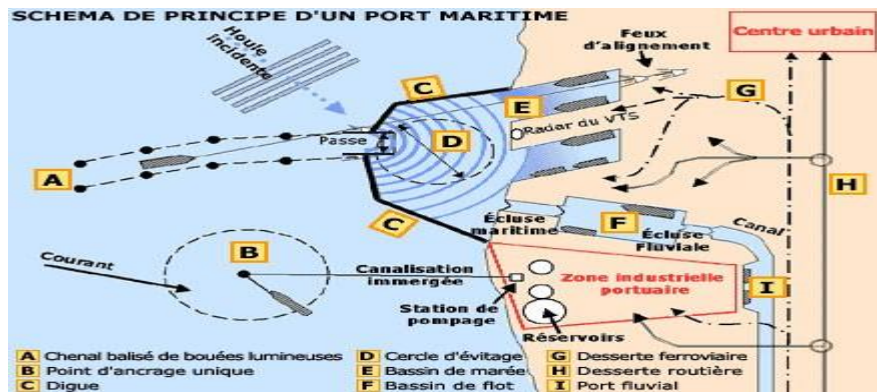
- La difficulté d'utilisation des écluses à cause des conditions naturelles ou des conditions d'exploitation ;
- Le maintien du niveau du plan d'eau au niveau supérieur de la marée par pompage.

### **I.2.5.3. Types des ports Selon leur localisation, et leurs activités**

On distingue les ports maritimes, les ports fluviaux, les ports lacustres, les ports à sec,

a) Les ports maritimes [7].

Le schéma de principe et de fonctionnement d'un port maritime est représenté à la figure I.6 ; les mécanismes et les mouvements qui se déroulent dans un port.



**Figure I.6.** Illustration d'un schéma de principe et de fonctionnement d'un port maritime [7].

Description du schéma de principe d'un port maritime :

- Pour entrer dans le port, ou en sortir, le navire emprunte un chenal balisé (A), aidé dans sa circulation par le radar du VTS (Visual Traffic System) et par les feux d'alignement.
  - L'avant-port (D) est protégé de la houle par des digues (C). Le navire peut y effectuer des manœuvres "d'évitage" (c'est-à-dire tourner sur lui-même de 180°), de façon à pouvoir être amarré à son poste d'opérations cap vers la sortie (ce qui facilite grandement l'abandon du poste en cas de nécessité).
  - Les postes d'accostage (conçus sous forme de quais, d'appontements ou de ducs d'Albe) sont établis en bordure :
    - \* De bassins de marée (E) en liaison directe avec l'avant-port
    - \* Ou de bassins à flot (F) reliés à l'avant-port par une écluse maritime
- Les postes sont desservis par des voies de transport intérieures (routes, rails, voies navigables (G, H, I) et équipés de terre-pleins permettant le stockage des cargaisons [7].

Lorsque l'agitation due à la houle n'est pas trop forte, les navires transportant des cargaisons liquides ou en vrac peuvent être reçus à des postes non protégés (B). Ils chargent ou déchargent leur cargaison par des tuyaux flexibles reliés à un point d'ancrage (B) constitué d'une bouée ancrée

sur le fond par des chaînes. La liaison entre ce point et les installations de stockage établis à terre s'effectue par des canalisations fixes posées sur le fond marin.

### **I.3. GENERALITES SUR LES QUAIS**

Un quai est un ouvrage réalisé afin de permettre l'accostage et l'amarrage des navires, et permettre le transbordement des passagers et marchandises.

#### **I.3.1. Rôles du quai**

Son premier rôle est d'offrir un appui aux navires pour accoster, procéder aux opérations commerciales, armement ou réparation et appareiller. Ils doivent donc remplir un triple rôle à savoir :

- ✓ Fournir le dispositif d'appui,
- ✓ Assurer la liaison navire/terre,
- ✓ Soutenir les terres à la limite du plan d'eau.

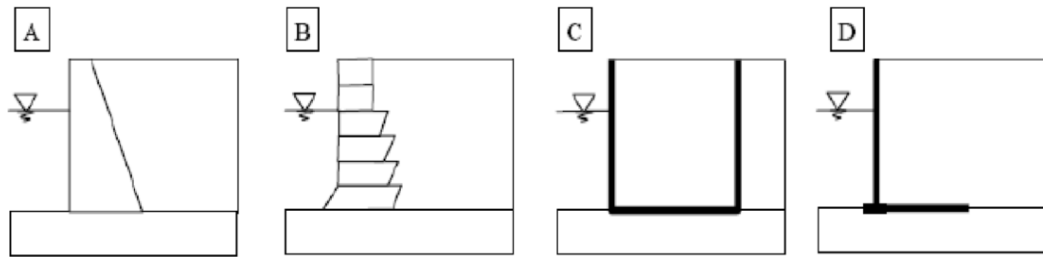
La fonction d'appui du navire est toujours assurée par l'ouvrage, l'amarrage peut être effectué sur des points distincts, la liaison avec la terre est assurée soit par l'ouvrage, soit par le terre-plein situé directement derrière lui. Le soutien des terres peut être assuré soit par l'ouvrage soit par un ouvrage accessoire (talus d'enrochement).

#### **I.3.2. Types des quais**

Ils existent plusieurs types de quai suivant leurs conditions de mise en œuvre et la possibilité d'exécution. Certains sont fondés en surface, en fonction des conditions géotechniques du site, et d'autres en profondeur.

Nous distinguons trois grandes variantes :

- ✓ La première catégorie concerne les quais-poids, taxés des ouvrages massifs tel qu'indique la figure I.7 qui sont :
  - Quais en maçonnerie des pierres ou en béton coulé sur places (A)
  - Quais en blocs de béton (B)
  - Quais en caissons échoués ou havés (C)
  - Quais en voile de béton armé, raidis, sur semelle ;
  - Quais en gabions de palplanches plates (D)



**Figure I.7.** Les différents types des quais poids [2].

- ✓ La deuxième catégorie concerne les quais présentant un écran plan,
- ✓ La troisième catégorie est celle des quais sur pieux ou piles

Notons ici que les quais-poids aussi appelés ouvrages massifs, assurent le soutènement des terres et leur stabilité d'ensemble est assurée par leur poids propre et présentent une fondation qui est continue.

#### a) Les quais poids

Ces types de quais sont réalisés sur un sol de bonne portance (sols rocheux, galets, sable compact...); la résistance aux poussées est obtenue grâce au seul poids de l'ouvrage. Ce sont des ouvrages massifs, dont la géométrie s'inscrit le plus souvent dans un trapèze dont la base mesure entre 60 et 70% de la hauteur.

#### ❖ Les murs de quai massifs

Les murs de quai massifs sont fondés en surface ou à faible profondeur. Ils sont utilisés chaque fois que l'on rencontre le sol résistant au fond du bassin ou à quelques mètres de profondeur.

On distingue notamment :

#### ▪ Quais en maçonneries de pierre ou en béton coulé sur place(A),

Ce type d'ouvrage est autrefois constitué d'une maçonnerie de pierre mais aujourd'hui, il est généralement en béton non armé. Ce type d'ouvrage n'est valable que s'il peut être fondé au voisinage du fond futur du bassin, ce qui exige à ce niveau un sol de portance suffisante.

Les murs blocs constitués par un empilage de blocs préfabriqués en béton d'un poids unitaire généralement compris entre 100 et 300 tonnes [5].

Sa construction est élaborée ainsi :

- **À sec** : à l'abri d'un batardeau, à l'abri temporaire d'un caisson mobile à air comprimé, à l'abri d'un caisson perdu à air comprimé qui sur place pour constituer une partie de l'ouvrage, avant dragage du bassin, dans une fouille mise à sec par rabattement de la nappe [3].
- **Sous l'eau** : soit par injection d'un mortier de ciment spécial (colcrete) dans les agrégats mise en place à l'avance dans des coffrages (exemple pile du quai Herman du Pasquier au havre) ; soit par coulage directe du béton sous l'eau avec des procédés spéciaux pour éviter le délavage ; on peut, par exemple, déverser dans le béton déjà en place avant commencement de la prise.

La partie immergée au-dessus des basses mers est construite à sec entre des coffrages moyennant les précautions habituelles du « travail à la marée » pour éviter le délavage du béton à marée montante : cachetage au plâtre ou ciment prompt, coffrages étanches, etc. [3].

Il faut noter que les ouvrages continus doivent être coupés de joint de dilatation et de retrait, tous les 20 à 30m ; les précautions nécessaires pour éviter une fuite des remblais par des joints.

- **Quais en blocs de béton préfabriqués (B),**

Le mur de quai est constitué de blocs de béton préfabriqué, évidés ou non, empilés sous l'eau les uns sur les autres, au-dessus d'une assise bien réglée ; les vides des blocs, s'ils existent, sont remplis de remblai, et l'ensemble est solidarisé par une poutre de couronnement en béton armé coulées in situ au-dessus du niveau de l'eau, et de préférence après mise en place des remblais en arrière. Ces ouvrages sont toujours réalisés en site nautique [4].

- **Quais en caisson (C),**

Les caissons sont constitués d'une ou plusieurs cellules verticales en béton armé ou précontraint, en général circulaire ; ils sont préfabriqués et disposés en continu sur l'alignement du quai, puis rempli de sable compacté par vibration ou de tout-venant, avant d'être sollicités par la poussée des remblais arrière tel qu'indique la figure I.8. L'utilisation de caissons échoués ou havés est plus intéressante en site nautique qu'en site terrestre du fait de la réduction de la hauteur à draguer ou à haver.

On connaît deux procédés principaux de construction, l'un consistant à édifier les murs de quai dans une fouille asséchée, l'autre à utiliser des éléments préfabriqués (blocs-caissons). Dans cette

dernière technique, la mise en place peut être effectuée soit par l'emploi de grues flottantes, soit par flottaison ou échouage [8].

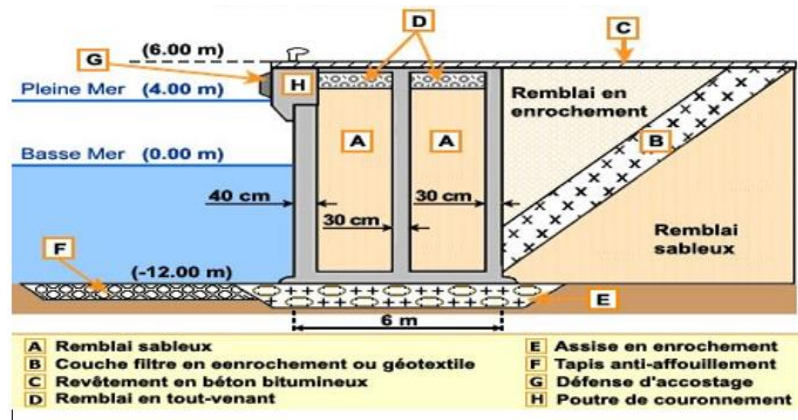


Figure I.8. Quai en caissons en béton armé.

#### ▪ Quais en voile de béton armé

Ce type d'ouvrage s'apparente à un quai continu en caissons cylindriques échoués dont le radier serait conservé, la partie arrière supprimée, la partie avant aplanie et les parties latérales transformées en contreforts. Ils sont en général construits en site terrestre.

#### ▪ Quais en gabions de palplanches plates

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

Les murs de quai en palplanches (poutres métalliques de grande longueur et de faible largeur) constituent souvent une solution économique et d'exécution rapide. Les palplanches enclenchées les unes dans les autres forment un rideau continu, le rideau principal étant ancré sur un rideau arrière de moindre importance.

Parfois, les palplanches forment des enceintes emplies de remblai. Le quai constitué par de telles cellules appelées « gabions » est ainsi un ouvrage massif. Les palplanches peuvent être combinées avec des pieux métalliques pour constituer un rideau de plus grande inertie [5].

### b) Les quais sur pieux

Les quais sont constitués par une plate-forme en béton armé supportée par des pieux (ou piles) en béton ou en acier, sont utilisées quand les terrains naturel est constitué d'une couche de mauvaise qualité sous laquelle existe une couche de terrain de portance suffisante à une profondeur pas trop importante.

Des pieux inclinés et la butée offerte par la partie supérieure du remblai permettent de mobiliser une force horizontale suffisante pour équilibrer l'effort engendré par l'accostage et l'amarrage des navires. Les quais sur pieux assurent les fonctions suivantes :

- Reprise des efforts verticaux par le système de pieux ;
- Reprise des efforts horizontaux des navires ou du milieu naturel ;
- Soutènement des terres : le rempiètement des talus faisant partie intégrante du quai sur pieux.

Lorsque le terrain en surface ne présente pas de qualités suffisantes pour permettre la fondation de murs de quai massifs, on construit, au-dessus du talus délimitant le terre-plein, une plateforme qui est appuyée sur des pieux ou des piles tel qu'indique la figure I.9.

Le talus est revêtu d'énrochements. Les pieux ou les piles peuvent être en béton armé ou être constitués par des tubes remplis de béton. Ce type de structure peut être combiné avec un rideau de palplanches permettant de réduire l'emprise du talus et ainsi la largeur de la plate-forme [5].

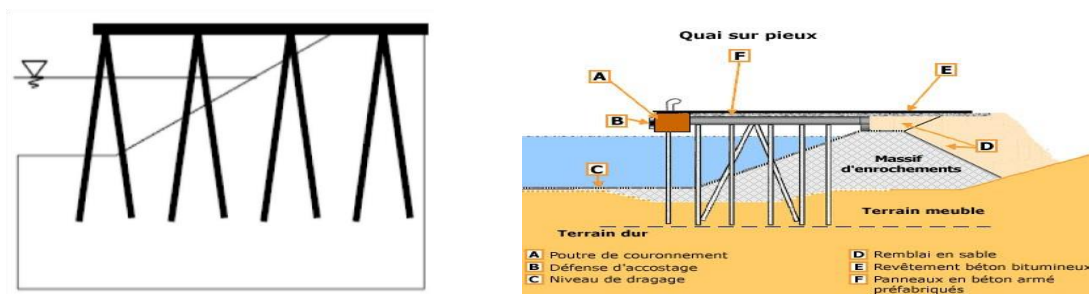


Figure I. 9. Les quais sur pieux [2].

### c) Les quais à rideau mixte ou quais Danois

Le quai danois est constitué d'un rideau de palplanches et d'une plate-forme en béton armé fondée sur des pieux en béton ou en acier.

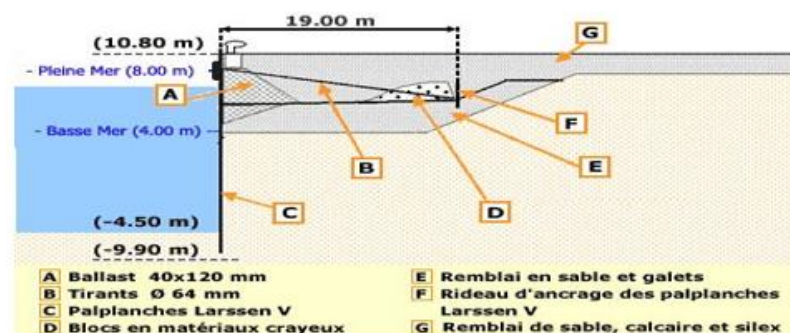
La résistance aux efforts d'accostage est assurée par la poussée du remblai contre le rideau et, éventuellement, par la réaction horizontale des pieux inclinés. Les efforts verticaux sont équilibrés par les réactions verticales des pieux qui supportent la plate-forme et, éventuellement, des tubes métalliques insérés dans le rideau de palplanches.

Ces quais sont indiqués quand le sol de fondation est de qualité moyenne et qu'il existe une couche de terrain de bonne résistance à une profondeur raisonnable [1].

#### d) Les quais utilisant des rideaux de palplanches

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

Le rideau en palplanches est remplacé par une paroi moulée en béton armé. Pour augmenter l'inertie, la paroi peut présenter des contreforts ou avoir un tracé en forme de palplanches comme indique sur la figure I.10.



**Figure I. 10.** Quai en Rideau plan de palplanches métalliques sur un Rideau arrière

### I.3.3. Comparaison de quelques types de quais

Après plusieurs échecs dans les différentes exécutions d'ouvrages d'accostage, plusieurs études du type mécanique, physique, géotechnique, de résistance des matériaux, de géologie,

d'hydrologie et d'hydraulique, de fondation, des structures et autres ont été effectuées pour mieux choisir le type de quai. Le tableau I.1 fournit une synthèse sur le choix du type de quai [9]:

**Tableau I. 1.** : tableau récapitulatif sur le choix du type de quai [9].

Types de quais	Utilisation	Avantages	Inconvénients
Blocs	Profondeur de moins de 12m, non disponible de moyens spéciaux	Réalisation facile, moyens conventionnels, durabilité	Conditions géotechniques requises, délais d'exécution lent
Caissons	Profondeur supérieur à 10m ; disponibilité de moyens spéciaux	Réalisation rapide, absorption de charges importantes	Conditions géotechniques requises, moyens spéciaux
Parois moulés	Toutes profondeurs exécution à sec	Réalisation rapide, Absorption de charges importantes, économique	Conditions géotechniques requises, moyens spéciaux, corrosion de l'acier,
Rideaux de palplanches	Profondeur et charges non exceptionnelles, exécution à sec	Réalisation rapide	Conditions géotechniques requises, corrosion de l'acier,
Gabions de palplanches	Profondeur et charges moyennes, Réalisation mer	Economique en cas d'indisponibilité du béton	Conditions géotechniques requises, corrosion de l'acier,
Quai sur pieux	Toute profondeur et toutes charges, postes isolés	Indépendants de conditions géotechniques, réduction de l'agitation résiduelle	Corrosion de l'acier, Cout excessif

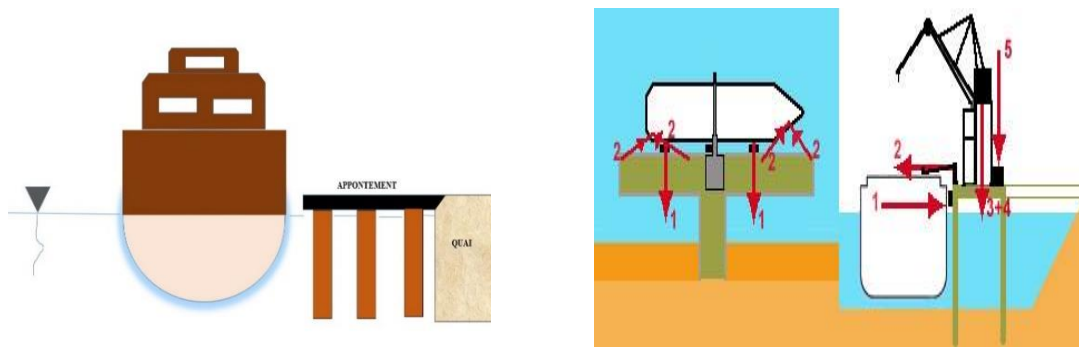
## I.4. GENERALITES SUR LES AUTRES OUVRAGES D'ACCOSTAGES

Parmi les autres ouvrages d'accostages nous pouvons parler des appontements et les ducs d'albe.

### I.4.1. Les appontements [2]

Un appontement C'est un ouvrage d'accostage permettant le chargement et le déchargement des navires. Il remplit les fonctions de fournir au navire un dispositif d'appui, et éventuellement permettre son amarrage, et assurer la liaison entre les navires et la terre (terre-plein des quais, plateforme des appontements) tel qu'indique les figure I.11.a et I.11.b.

Les appontements doivent assurer la descente des charges pondérales (essentiellement verticales : stockage, manutention), des charges liées aux outillages (comportant une composante horizontale non négligeable) et des actions liées aux navires (essentiellement horizontales : amarrage et accostage).



**Figure I.11.a.** Un appontement **Figure I.11.b.** Les efforts agissant sur un appontement [7]

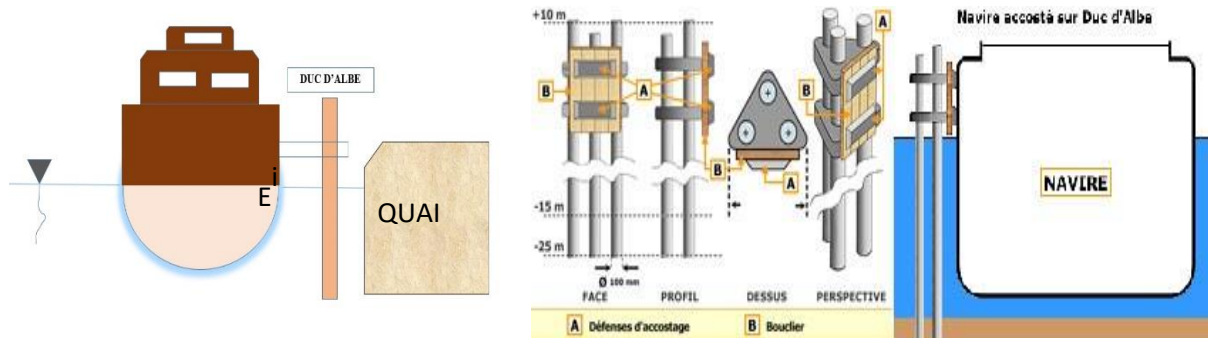
L'ouvrage n'assure pas une liaison directe entre le navire et la terre. Il doit résister :

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

### I.4.2. Les ducs d'albe [2]

Un duc d'albe remplit seulement la fonction de fournir au navire un dispositif d'appui, et éventuellement permettre son amarrage. Il permet au bateau de rester en eau profonde et de suivre les variations de niveau du plan d'eau dans sa limite de sa hauteur tel qu'indique les figures I.12.a et I.12.b.

On utilisera également le duc d'albe qui est, dans sa conception actuelle, un pieu métallique planté verticalement dans le lit de la rivière.



**Figure I.12.a.** Un duc d'albe

**Figure I.12.b.** Schéma d'un duc d'albe en tubes métalliques

Les ducs d'Albe utilisés comme ouvrages d'accostage, autrefois constitué par des faisceaux de pieux en bois, les ducs d'Albe sont aujourd'hui réalisés au moyen de tubes métalliques ou de caissons en palplanches soudées entre elles, battus verticalement dans le sol.

Ils résistent aux efforts d'accostage par leur flexion offrant une résistance croissant de façon pratiquement proportionnelle à leur déplacement horizontal en tête des tubes. Des défenses placées sur un bouclier sur lequel s'appuie la coque du navire contribuent également à l'absorption de l'énergie d'accostage. La butée du sol sur la partie enterrée des tubes métalliques équilibre l'effort horizontal imposé à leur tête. Afin d'économiser la quantité d'acier, les tubes ont une épaisseur variable calculée de telle manière que les contraintes de flexion soient sensiblement les mêmes sur toute la hauteur de l'ouvrage. Ces ouvrages sont indiqués quand le sol de fondation a des caractéristiques permettant le battage des tubes (sable ou argile). Quand les fonds sont rocheux, les ducs d'Albe sont alors réalisés sous forme d'ouvrage massif (caissons en béton armé). Ils doivent, dans ce cas, être équipés de défenses suffisantes pour limiter à des valeurs admissibles les efforts d'accostage imposés à l'ouvrage ou à la coque du navire.

L'origine du nom "duc d'Albe" (ou souvent "dolphin" dans les ports anglo-saxons) est issu du titre de "l'inventeur" des anciens ouvrages en bois qui était un prince hollandais portant le titre de "Duc d'Albe".

## **I.5. GENERALITES SUR LES NAVIRES**

Un navire est un bateau destiné à la navigation maritime, c'est –à – dire prévu pour naviguer au-delà de la limite où cessent de s'appliquer les règlements techniques de sécurité de navigation intérieure, et où commencent à s'appliquer les règlements de navigation maritime.

### **I.5.1. Définition**

Le navire est un moyen de transport sur mer et sur les voies fluviales et lacustres universellement utilisé, et ce depuis plusieurs millénaires. Il est essentiellement destiné à transporter un chargement : marchandises ou passagers ou les deux. Il peut aussi être utilisé comme engin de combat sur mer.

Cependant, il existe une différence entre le navire et le bateau ; si l'on se rapporte aux textes de la marine marchande française, un navire est une embarcation qui navigue en mer, et un bateau est une embarcation qui navigue en eaux intérieures (fleuves, lacs, rivières,) ; la taille de l'engin n'a rien à y faire.

### **I.5.2. Historique des navires**

Les premiers navires ont été construits au Néolithique, à partir de troncs d'arbres évidés à l'aide d'outils en pierre (pirogue monoxyle) mais d'autres types de bateaux (de type skiff) ont été conçus. La victoire est le premier navire à réaliser un tour du monde, de septembre 1519 à septembre 1521. Ce navire est parti d'Espagne sous le commandement du célèbre navigateur et explorateur Fernand de Magellan [10].

Dès la préhistoire, l'homme construit des embarcations fluviales : pirogues creusées dans un tronc d'arbre, canoës en peau ou encore radeaux de roseaux. Ces frères esquifs furent les ancêtres des navires que construisirent les peuples méditerranéens à partir de 2500 av. J.C. Les babyloniens, les phéniciens et les Egyptiens ont été les premiers à avoir utilisé la voile pour déplacer leurs bateaux. Les premiers voiles étaient constituées de tissu de chanvre ou de lin qui était enduit de goudron. Il y a 5000 ans, les Egyptiens manœuvrent leurs barques à l'aide de rames retenues par la seule force humaine, comme l'attestent la barque solaire, ou encore les gravures du moyen empire il y a 4000ans [10].

Le développement des connaissances scientifiques, l'introduction des nouveaux matériaux et de nouveaux moyens de mise en œuvre, les leçons apprises de l'expérience du temps de paix et des

nécessités de la guerre, contribuent chacune pour leur part aux progrès rapides de la construction navale. Ainsi on évolue actuellement vers des navires spécialisés et automatisés, avec grande capacité et grande vitesse [5].

### I.5.3. Types de navires

Les navires, en faisant abstraction des navires de guerre, peuvent être classés en quatre grandes catégories : les navires commerciaux, les navires industriels, les navires de service et les bateaux d'intérieur. Chaque catégorie est formée de différents types de navires ou bateaux que l'on peut distinguer selon sa fonction, sa spécificité ou encore selon la nature de son chargement.

#### I.5.3.1. Les navires commerciaux [5].

Les navires de commerce présentent une grande diversité et montrent une tendance de plus en plus marquée à la spécialisation, destinés à transporter toute sorte de produits et/ou des passagers, sans être exhaustif, on distinguera notamment :

- **Les navires cargo général** : Désignés ainsi du fait qu'ils peuvent transporter une grande variété de marchandises et sous différente forme comme sacs, boîte, palettes, caisses, barils, voir même des marchandises conteneurisées, réfrigérés ou non, des cargaisons en vrac comme céréales dans des compartiments prévus pour et des huiles spéciales dans des compartiments citernes. Les navires cargo ont en général des longueurs de 137 à 168 m, des déplacements de 15.000 à 25.000 dwt et des vitesses tournant autour de 16-20 nœuds.

Une série de navires spécialisés sont directement apparentés aux navires cargo, notamment :

- ✓ **Les navires à conteneurs** : en tant que variantes des navires du type cargo général, ils sont conçus pour transporter uniquement des conteneurs standards de 20 et 40 pieds, réfrigérés ou non selon le type. Ils ont des longueurs de 100 à 350 m, des vitesses de 14 à 33 nœuds et des capacités de 700 à 6.800 TEU. Les plus petites unités faisant du cabotage (**feeders**) ont des longueurs inférieures à 130 m et des capacités maximales de 400 TEU.

Les dimensions, vitesses et capacités dwt de ces navires tournent autour des valeurs respectives de celles des navires cargo général.

- ✓ **Les navires transporteurs de barges** : Les navires variantes des ceux à conteneurs standard. Ils sont conçus pour transporter des conteneurs étanches et auto-flottants. Les

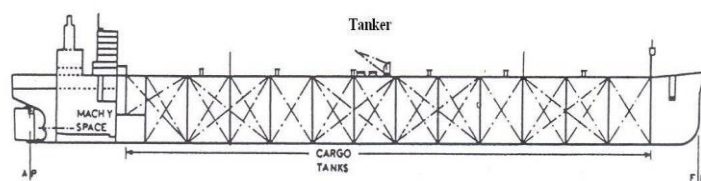
opérations de chargement et déchargement se font en mer par les propres moyens des navires ; portique pour le type lash et l'élévateur pour le type seabee.

Chaque type possèdent ses propres conteneurs spécifiques notamment des barges de 40.000 pieds cube pour seabee, et de 20.000 pieds cube pour lash, or un conteneur standard 20 pieds à une capacité d'environ 1.200 pieds cube. Ces navires sont très pratiques pour le transport en mer, voies navigables intérieures (fleuve, canaux). Les dimensions, les proportions et les dwt de ces navires sont similaires à celles des navires à conteneurs, par contre leurs vitesses varient de 14 à 25 nœuds (inférieures à celles des navires à conteneur classiques et supérieures à celles des navires cargo général).

- ✓ **Les navires transporteurs en vrac**, navires de conception spéciale et de dimensions et capacités variantes, sont destinés à transporter soit des produits secs en vrac (minéraliers, céréaliers) ou des produits liquides en vrac (tankers, pétroliers, bateaux citernes), ou encore produits secs et/ou liquides en vrac donc transporteurs multi-produits OBO (ore/bulk/oil) minerais/céréales/huiles.

On distingue ainsi :

- a) **Les tankers** sont des navires de formes spécialement conçues pour le transport des produits liquides en vrac comme pétrole brut, produits pétroliers, huiles végétales, mélasse, latex, voir même des produits chimiques liquides tel qu'indique sa forme sur la figure I.13. Ils portent des noms selon leur spécificité notamment le pétrolier pour le transporteur de pétrole brut en vrac.

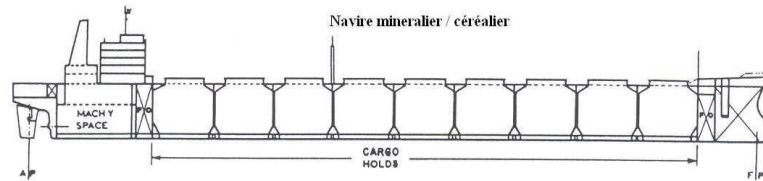


**Figure I.13.** Un tanker

Bien qu'on rencontre des tankers de toutes les dimensions et capacités, en général leurs vitesses restent autour de 15-16 nœuds. Les plus gros d'entre eux atteignent et dépassent les 500.000 dwt.

- b) **Les navires transporteurs en vrac sec** sont des navires qui ont de larges écoutilles et des cales de formes et de structures spéciales tel qu'indique la figure I.14, ils sont conçus pour le transport

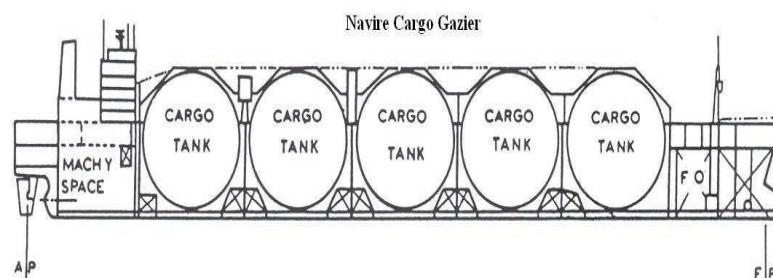
des produits secs en vrac notamment des minerais de fer, de plomb, de manganèse, etc., des céréales comme orge, maïs, blé, etc. et des produits divers tels que sel, kaolin, ciment, bauxite, potasse, etc.



**Figure I.14.** Le navire transporteur en vrac sec

c) **Les navires transporteurs en vrac sec et/ou liquide OBO** sont des navires spécialement conçus pour pouvoir transporter des combinaisons de cargaisons sèches et/ou liquides, notamment minerais et céréales, charbon et huile, etc.

d) **Les navires transporteurs gaz liquéfiés**, navires extrêmement sophistiqués servant à transporter des produits gazeux liquéfiés ; LNG, LPG, méthane, éthane, éthylène, ammoniac, etc. Ces navires équipés de systèmes de refroidissement pour maintenir, pendant le transport, la température de liquéfaction des gaz transportés (-1 à -162°C selon le gaz), ont des capacités allant de 5.000 à 300.000 m<sup>3</sup> et peuvent atteindre des vitesses de 20-23 nœuds tel qu'indique la figure I.15.



**Figure I.15.** Le navire transporteur de gaz avec cargo tank

e) **Les navires à passagers** : sont destinés au transport des passagers sur de courtes ou longues traversées, généralement selon un horaire et route définis. En principe des navires transportant plus de 12 passagers s'appellent **paquebots**. Jadis les paquebots transocéaniques comme le Titanic, le France, le United States, la Queen Elisabeth II, etc., avaient des déplacements de 45.000 à 85.000t, des longueurs de 315 m et des vitesses de 30-35 nœuds.

De nos jours, les paquebots sont principalement destinés aux croisières touristiques. Ceux de courtes traversées s'appellent **malles**. Ils transportent, généralement à grande vitesse, uniquement

des passagers souvent entre deux ports et selon un horaire établi, les figures I.16 et I.17 montrés les types des navires selon le mode de transport.

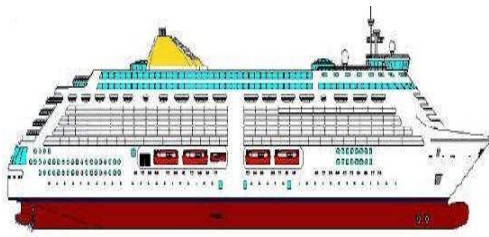


Figure I.16. Le navire à passagers

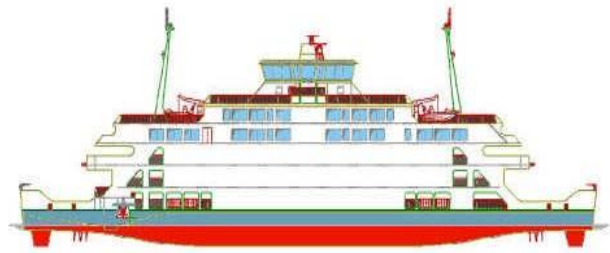


Figure I. 17. Les ferries

f) **Les ferries, car ferries** : Les **ferries** sont des navires à grande vitesse transportant des passagers ou du cargo sur de courtes traversées entre les deux rives d'un fleuve, d'une baie, entre les îles côtières et le continent ou encore dans un port selon un horaire à grande fréquence.

Par contre, les **car-ferries** sont des navires spécialisés qui transportent, entre deux destinations et selon un horaire établi, des véhicules de tous types avec leurs passagers. Ils peuvent être symétriquement accessibles et propulsés à l'avant et à l'arrière (**courtes traversées**) ou propulsés à l'arrière mais accessibles soit par l'avant soit par l'arrière ou soit des deux (**longues traversées**).

### I.5.3.2. Les navires industriels

Les caractéristiques de ces navires sont dictées par la spécificité de leurs missions. Ainsi les formes, accommodations, équipements, puissances, dimensions et déplacements varient d'un navire à l'autre selon sa spécificité. On en distingue:

- **Les bateaux de pêches**, tant côtier que de haute mer, ils portent des noms selon leur mode de pêche et de spécialisation : chalutier, trawler, morutier, thonier, etc.
- **Les unités spéciales** qui sont des navires et bateaux généralement très spécialisés servant à une tâche précise notamment bateaux baliseurs, bateaux hydrographiques, navires câbliers, bateau de recherche et d'exploration comme bateau océanographique, bateau sismique, et différents types de dragues, etc.

### I.5.3.3. Les navires de service

Les caractéristiques de ces navires comme dans le cas des navires industriels varient selon les services pour lesquels ils sont destinés. Ils portent des noms désignant leur mission notamment remorqueurs (de port ou de haute mer), pousseurs, brises glaces, bateaux de sauvetages, bateaux d'incendie, bateau pilote, bateaux d'approvisionnement offshore, engins flottants comme grues flottantes, bigues flottantes, ponton grue, etc. [5].

### I.5.3.4. Les bateaux d'intérieur

Ce sont des bateaux destinés au transport fluvial des chargements de produits variés tel que l'indique à la figure II.18 : cargo, produits en vrac, minéraux, produits pétroliers, gaz liquéfiés, etc. Ils sont autopropulsés ou unités formés par l'accouplement d'un pousseur (système pousseur-barges appelé **convoi intégré**) ou d'un remorqueur avec un ou plusieurs barges (touage). En général leurs dimensions sont imposées par celles des voies d'eau qu'ils fréquentent. En canal leur vitesse est limitée 6 à 9 km/h.

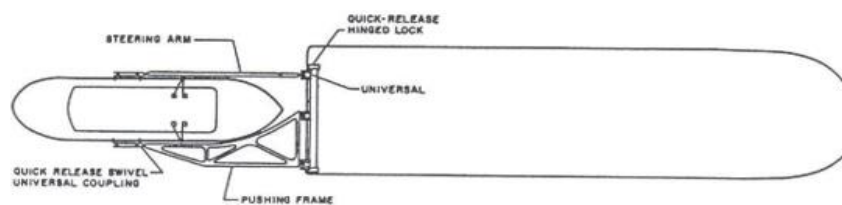


Figure I.18. Un bateau intérieur

## I.5.4. Géométrie des navires

Un navire est un flotteur ayant un plan de symétrie longitudinal normalement vertical. La partie immergée constitue la carène ou les œuvres vives, la partie émergente porte le nom d'œuvres mortes. Le sens ordinaire de marche détermine l'avant et l'arrière. Le côté droit du navire en regardant vers l'avant s'appelle tribord, le côté gauche s'appelle bâbord. A l'avant, le navire s'amincit en coin pour former la proue, l'arrière est façonné pour former la poupe.

Etant donné qu'un navire est essentiellement un engin de transport maritime ou un engin de combat, ses caractéristiques principales sont sa portée utile ou poids utile transporté et sa vitesse [5].

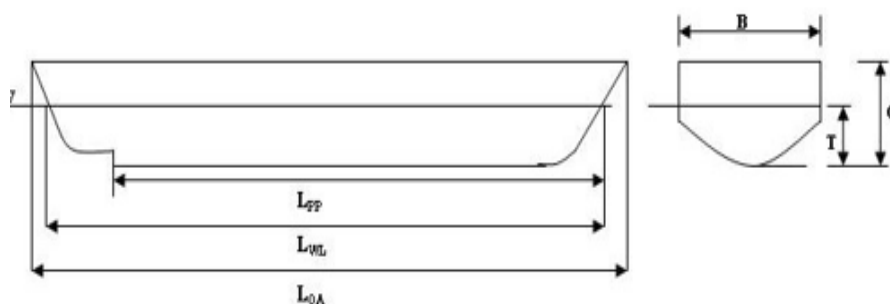
### I.5.4.1. Dimensions des navires

La dimension des navires intervient sur la longueur à donner à l'ouvrage d'accostage sur l'importance des fonds à rechercher au pied de cet ouvrage, donc sur la hauteur de cet ouvrage.

Elle intervient aussi sur l'importance des chocs auxquels l'ouvrage devra faire face lors de l'accostage et sur l'importance des tractions des amarres lorsque le navire est à bord à quai.

Pendant leurs escales, les navires doivent pouvoir stationner en toute sécurité dans le port, à l'abri de toute intempérie pouvant conduire à des agitations, ce qui laisserait tanguer le navire. Ils peuvent être simplement mouillés sur leurs ancres ou sur des coffres d'amarrage (si les conditions climatiques et environnementales les permettent) ; s'ils doivent transborder leurs cargaisons, la manutention peut être faite soit au moyen de leurs engins de bord (grues), soit les marchandises sont déposées sur des engins flottants assurant ainsi la liaison avec les infrastructures terrestres. De préférence, les navires sont accostés et amarrés à leurs poste d'opération, ce qui permet de prendre ou de déposer les cargaisons directement à terre, sans nécessiter un transbordement par un moyen flottant. Ces postes d'opérations sont constitués par des ouvrages dites d'accostage et d'amarrage des navires [11].

L'encombrement d'un navire est déterminé par sa longueur  $L$ , sa largeur  $B$ , son creux  $C$ , son tirant d'eau  $T$  et la hauteur maximum de ses superstructures. On distingue la longueur hors tout  $L$  et la longueur entre perpendiculaire  $L_{pp}$ , les perpendiculaires avant et arrière se trouvent aux intersections de la flottaison en charge d'été avec la face avant de l'étrave et la face arrière de l'étambot tel qu'indique à la figure I.19.



**Figure I.19.** Les dimensions générales du navire

La ou les pièces inférieures axiales de la coque s'appellent la quille. Le creux est la distance verticale mesurée, dans le plan longitudinal, du pont supérieur à la face supérieure de la quille. La partie étanche délimitée entre le pont supérieur à la face inférieure de la quille constitue la coque du navire (le flotteur). Les parties situées au-dessus de pont supérieur s'appellent dès lors superstructures.

Le tirant d'eau  $T$  en charge, se mesure depuis la face supérieure de la quille jusqu'à la flottaison en charge, l'enfoncement s'obtient en y ajoutant l'épaisseur de la quille.

La distance mesurée sur la muraille, au milieu de la longueur du navire depuis le livet du pont supérieur jusqu'à la flottaison en charge, constitue le franc-bord. Au repos en eau calme, pour un chargement déterminé symétrique, la coque est coupée par le plan de flottaison suivant une courbe plan symétrique appelée ligne d'eau [5].

#### I.5.4.2. Déplacement et port en lourd

Conformément au principe d'Archimède, le navire subit de la part de l'eau une poussée vers le haut égal au poids du volume de l'eau déplacée. Le déplacement en charge complète est égal d'une part au volume de la carène immergée jusqu'à la limite permise par les règles de franc-bord, multipliée par le poids spécifique de l'eau, et d'autre part au poids total  $P_T$  du navire.

Il s'exprime en tonnes métriques de 1.000 kg ou plus souvent en tonnes anglaises de 1.016 kg (long tons). Parfois aussi en short tons (907 kg) utilisées sur les lacs américains notamment. On a ainsi :

$$\Delta(t) = \nabla(m^3) \cdot \varpi(kg/m^3) = P_T(t) \quad (I. 1)$$

A 10°C  $\varpi = 1.000 \text{ kg/m}^3$  pour l'eau douce et  $1.026 \text{ kg/m}^3$  pour l'eau de mer. Le tirant d'eau en charge  $T$  est donné pour le navire en eau de mer. Il varie selon le poids spécifique de l'eau, notamment il augmente en eau douce proportionnellement au rapport  $\varpi$  (eau de mer) /  $\varpi$  (eau douce) [5].

Le poids lège ou déplacement lège est le poids du navire sans marchandises, ni combustible, ni équipage, ni approvisionnements. Il comprend le poids de la coque armée (coque et les accessoires de coque, l'armement notamment ancres, chaînes, embarcations, appareils divers) et le poids des machines y compris les auxiliaires.

Le port en lourd est le poids du chargement du navire y compris le poids des passagers avec leurs bagages et de l'équipage avec leurs effets personnels, toutes les matières consommables : combustibles et approvisionnements. On a ainsi les relations suivantes :

Poids de la coque armée + Poids des machines = Déplacement lège

Chargement + Combustibles + Approvisionnements = Port en lourd (Dwt)

Déplacement lège + Déplacement dwt = Déplacement en charge.

C'est le port en lourd qui donne, en première vue, une appréciation sur la capacité de chargement d'un navire [5].

## I.6. GENERALITES SUR LE LAC KIVU

Le lac Kivu est un lac de montagnes, situé à une altitude de 1463m. Il se trouve à l'ouest du Rwanda et à l'est de la République Démocratique du Congo, formant une frontière naturelle d'environ 100 Km entre les deux pays, s'étendant entre 1°34' de l'altitude sud et entre 28° 50' et 29°23' de longitude Est. Le lac Kivu (2700 Km<sup>2</sup>), est l'un des Grands Lacs d'Afrique et le plus dangereux des trois lacs méromictiques du continent, car contenant de grandes quantités de gaz toxique, asphyxiant et à effet de serre.

Le problème majeur de la navigation sur le lac Kivu est l'immatriculation des bateaux de transport et des pirogues de pêche, les feux de signalisation, le balisage du lac et l'assurance.

### I.6.1. Genèse du lac Kivu [12]

La première apparition du lac Kivu sur une carte date de la mission de l'illustre Henry Morton Stanley (1878), qui avait été envoyé par le rédacteur en chef du New York Herald Tribune, avec pour mission de retrouver David Livingstone, parti, lui, à la recherche de la source du Nil et porté disparu. Il lui faudra de longs mois pour découvrir le célèbre explorateur. Il y parviendra le 10 novembre 1871, sur les rives du lac Tanganyika, à Ujiji, près de Kigoma (Tanzanie).

Le Roi Léopold II de Belgique avait également chargé Stanley d'explorer la région et d'établir une série de comptoirs commerciaux le long du Congo. Cependant, le premier Européen qui a visité le lac Kivu et qui en a réalisé une cartographie détaillée, fut le comte Adolpf Von Götzen, un officier allemand qui, en 1894, entra au Rwanda à la tête d'une troupe de 620 soldats. Il fut également le premier européen à traverser le Rwanda.

Le professeur Damas constate dans les eaux profondes du lac Kivu, la présence du gaz une année après certaines études. Les eaux profondes du lac Kivu sont non seulement putrides mais aussi gazeuses : ramenées à la surface, elles pétillent comme du SODA, déclare cet homme de science. En 1947, après un essai de combustibilité fait sommairement sur place, Kufferath un chimiste et capitaine zoologiste, spécialiste en océanographie conclurent qu'il y a la présence du méthane. Une analyse plus poussée effectuée cinq ans plus tard devait non seulement confirmer la découverte mais préciser aussi la proportion de méthane ( CH<sub>4</sub> ) dans les gaz recueillis.

### I.6.2. Caractéristiques du lac Kivu

Le lac Kivu peut se décrire simplement comme une grande marmite bouillante dont le couvercle qui est la couche d'eau superficielle, empêche les gaz chauds de se disperser aux alentours.

#### ➤ **Caractéristiques physiques** [13]

Les caractéristiques physiques du lac sont les suivantes :

- ✓ Volume total :  $\pm 580 \text{ Km}^3$  ;
- ✓ Périmètre côtier : 1196 Km ;
- ✓ Evaluation de surface du lac  $3,4 \text{ Km}^3$  par an ;
- ✓ Quantité d'eau entrant :  $6500 \text{ Km}^3/\text{an}$  ;
- ✓ Quantité d'eau sortant :  $3,2 \text{ Km}^3/\text{an}$  ;
- ✓ Limite d'oxydation : 50 m ;
- ✓ Température en surface :  $23,1^\circ\text{-}24,5^\circ\text{C}$  ;
- ✓ Son bassin hydrographique couvre près de  $5340 \text{ Km}^3$ .

La rivière Ruzizi est l'exutoire du lac Kivu ; qui jette au nord du lac Tanganyika entre Uvira en République Démocratique du Congo et Bujumbura au Burundi.

#### ➤ **Etude physico chimique du lac**

De nombreuses études ont été faites sur le physico chimique du lac Kivu en général, en particulier celle du Tietze dans les années 1975-1977, rendant compte de ce phénomène.

L'explication précise de ce phénomène de stratification est complexe. Les différentes couches du lac vont se séparer en couches homogènes où le mixage par convection se fait facilement, séparer par des couches à haut gradient de densité qui jouent le rôle de barrière au processus de mélange.

L'analyse des profils des teneurs en gaz du lac Kivu indique que le gisement de gaz se trouve confiné à l'intérieur de l'isobathe -270m et qu'une couche favorable au captage des eaux du lac Kivu se situe à une profondeur d'environ 350m.

Ce gaz est constitué pour 4/5 par du dioxyde de carbone ( $2,1 \text{ LCO}_2 / \text{L eau}$ ), et 1,5 de méthane ( $0,425 \text{ LCH}_4 / \text{L eau}$ ) [13].

### ➤ Structure des eaux

Le lac Kivu est l'un des trois lacs méromictiques du continent Africain. Les eaux du lac présentent une structure stratifiée particulièrement évidente au vu des variations de ses paramètres physico-chimiques avec la profondeur.

Il diffère des autres grands lacs Africain par sa stratification permanente, caractérisé en outre par un chemocline principale s'étendant de 255 à 262m. Sources subaquatiques entrent dans l'eau profonde de façon permanente stratifiée à différentes profondeurs, avec un apport total d'environ  $1,3 \text{ Km}^3$  par an.

A cause de la stratification stable due à la densité élevée des eaux profondes, les eaux du lac sont faiblement mélangées de la surface au fond, ce qui implique la rareté des nutriments dans l'eau de la surface.

Comme résultat, une grande quantité de nutriments se dépose par sédimentation au fond du lac. Seulement pendant les périodes de mixage de l'eau généralement en saison sèche, la couche superficielle de l'eau se mélange complètement et produit une zone toxique relativement importante engendrant un bloom phytoplanktonic.

Dans le lac Kivu, si ces eaux ne se mélangent pas, c'est principalement pour deux raisons : la profondeur et faiblement son exposition aux vents : le lac se situe à 1463m d'altitude, coincé au milieu d'une chaîne volcanique dont les sommets dépassent les 400m et bloquent donc partiellement les vents. La température et la salinité du lac Kivu augmente avec la profondeur à deux origines [14].

La sédimentation, cet apport est dit biogénique, c'est-à-dire qu'il résulte de la sédimentation de matières biologiques, qui meurt et plonge dans les eaux profondes, un deuxième apport en sel est géogénique, d'origine terrestre. Le lac Kivu est alimenté par de l'eau de source chaude provenant des failles du sol d'origine volcanique, cette eau est fortement chargée en sel, sa densité est donc plus forte et elle plonge également au milieu de remonter en surface.

### **I.6.3. Situation de transport sur le lac Kivu [15]**

Le transport lacustre a depuis toujours été associé au développement économique et à la dynamique sociale de deux provinces sœurs du Nord et du Sud-Kivu sur la partie Ouest du Lac Kivu, c'est-à-dire sur la partie congolaise d'une part, et la partie Est du Lac sur le territoire rwandais.

➤ **Structure et régime de propriété de la flotte sur le Lac Kivu :**

Cette partie du trafic est la voie de passage de l'acheminement du commerce intérieur et extérieur. Cette fonction particulière des zones portuaires a naturellement structuré leur activité économique, que ce soit au travers des activités de construction et de réparation navales ou des débouchés commerciaux offerts aux entreprises locales. Deux logiques prévalaient alors, celle de la proximité géographique des ports (compte tenu des difficultés d'acheminement terrestre) et celle du recours à des opérateurs nationaux.

Plusieurs facteurs ont cependant mis à mal cette double logique, plaçant les ports dans un contexte de concurrence souvent exacerbée, résultant notamment d'une concentration géographique croissante du transport lacustre. Cette concentration est la conjonction de deux phénomènes : d'une part, les armateurs, en cherchant à réaliser des économies d'échelles, sont entrés dans une course au gigantisme.

Par manque d'infrastructures routières adéquates dans la partie Est de la R.D.C et particulièrement le tronçon routier qui relie les chefs-lieux des provinces du Nord-Kivu à celle du Sud-Kivu est dans un état défectueux ne favorisant pas la circulation des biens et des personnes entre les deux provinces sœurs. L'acheminement des biens et des personnes entre les deux provinces a été maintenant favorisé par le développement du mode de transport lacustre sur le lac Kivu, avec une certaine souplesse, les marchandises et les passagers à partir (ou à destination) des ports d'éclatement interprovinciaux. Les raisons de succès de ce mode de transport sont triples : d'abord, elles ont bénéficié de la réalisation d'infrastructures performantes ; ensuite il permet de transporter des tonnages très importants à moindre coût ; enfin, il apparaît que ce mode de transport pratique un coût artificiellement bas dans la mesure où il génère des externalités négatives qui sont supportées par l'ensemble de la collectivité. Cette sous-tarifcation explique en partie la forte demande dont bénéficie ce mode de transport, au détriment des autres modes de transport, pourtant moins générateurs d'externalités. Certes, cette sous tarifcation reste élevée qu'il ne devrait l'être selon le rapport de la Banque Mondiale.

➤ **Structure de la flotte sur le lac Kivu :**

En R.D.C, selon le texte de l'ordonnance loi n°66/96 du 14 mai 1966, tout bateau doit être jaugeé, immatriculé et reconnu apte à la navigation pour être mis en service. Le bateau se définit comme étant « tout bâtiment de 10 tonnes de jauge brute ou plus, destiné au transport de

personnes ou des choses, à la pêche, au remorquage, au dragage ou à toute opération lucrative de navigation »

Le marché de transport sur le lac Kivu est actuellement très sollicité. L'analyse de l'offre de transport lacustre est nécessaire pour comprendre les évolutions antérieures. Le nombre d'entreprises de transport lacustre ainsi que la diversification des engins sont en effet très importants, et l'ouverture des frontières n'a fait qu'exacerber une concurrence déjà vive [15].

## **I.7. CONCLUSION PARTIELLE**

Le premier chapitre consisté à une présentation sommaire des généralités sur les ports; les généralités sur les quais, et autres ouvrages d'accostages comme les digues, les appontements, les ducs d'albe, avec leurs spécificités, nous avons eu à énumérer les différentes catégories de quais et toutes ses variantes et leurs procédures de mise en œuvre, également nous avons eu à présenter les considérations à prendre en compte pour élaborer et classifier les ouvrages d'accostages ; grâce à ces différentes notions, nous tacherons dans la suite à faire un choix judicieux pour le type de quai à ériger sur le site d'étude; vu que notre attention se portée sur les quais d'accostages, à travers lequel nous avons ressortis les fonctions assignées à ce dernier dans une installation portuaire, ainsi que diverses variantes des quais (comme le quai poids, quai sur pieux...).

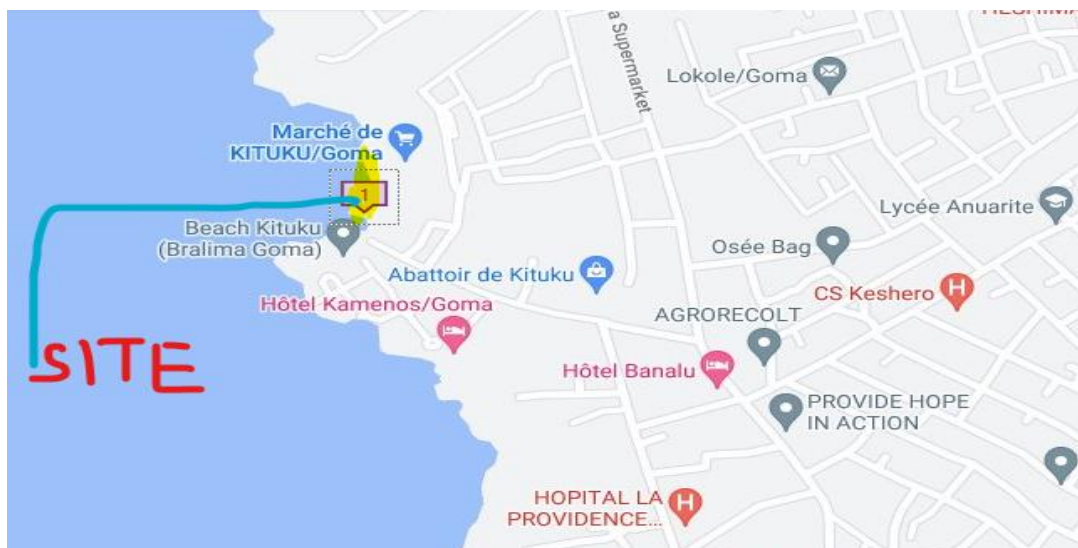
## Chapitre II. LES METHODOLOGIES

### II.1. INTRODUCTION

Ce chapitre s'intéresse à la présentation de la zone d'étude, au choix du type d'ouvrage à ériger sur le site, aux critères de choix de l'ouvrage, aux hypothèses générales de calcul et les normes en vigueur, aux caractéristiques des matériaux, à la conception de l'ouvrage, au pré dimensionnement du quai, aux bilans des efforts agissant sur le quai, à l'étude de la stabilité du mur de quai choisi et la justification des quais : la stabilité externe.

### II.2. PRESENTATION DU SITE : KITUKU

Port de kituku est situé à l'Est de la République Démocratique du Congo, plus précisément dans la province du nord Kivu, ville de Goma, commune de Goma, quartier Kyeshero, l'image à la figure II.1 présente la configuration géographique du terrain selon l'application Google maps.



**Figure II. 1.** La situation géographique du site

Et la figure II.2 est une représentation du milieu d'étude avec le logiciel Google earth pro.



**Figure II. 2.** Site d'étude

Avant d'élaborer un projet de construction important, il est indispensable de procéder à une reconnaissance profonde des sols afin de décider du mode de fondation approprié susceptible d'assurer la stabilité de l'ouvrage tout en tenant compte des facteurs économiques ainsi que des matériaux répondant aux normes suivant la spécificité de l'ouvrage.

➤ **Données géotechniques du site d'étude [3]**

Le sol de GOMA, au bord du lac est formé des roches basaltiques poreuses avec une contrainte admissible  $\sigma_a = 2,46\text{MPa}$  soit  $0,246\text{kg/cm}^2$ ; la contrainte admissible d'un sol constitué des roches altérées doit être comprise entre 1 et 1,5MPa, comme le montre au tableau II.1.

**Tableau II. 1.** Taux de travaux admissible vis-à-vis de la ruine du sol [3].

NATURE DU TERRAIN	$\sigma$ admissible sol ( $\text{KN/m}^2$ )
Roche saine et dure	4 000
Roche altérée	1 000 à 1500
Gravier, gravier sablonneux	250 à 350
Gravier limoneux compact	250 à 300
Limon	150 à 200
Argile	100 à 150

## II.3. CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE

La classe d'exposition est la porte d'entrée pour la durabilité des ouvrages en bétons. Le choix de la (ou des) classe (s) d'exploitation dépend de l'environnement lié à l'ouvrage à réaliser et de son exploitation pendant sa durée d'utilisation.

### II.3.1. Critères à suivre

#### ➤ Exploitation du quai

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

Le navire de projet définit les efforts d'amarrage, les efforts d'accostage et la cote de dragage. Cette cote de dragage définit la hauteur libre du quai qui est limitée pour chaque type de quai [16].

#### ➤ Conditions géotechniques

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

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

En site terrestre, les ouvrages écrans sont les plus appropriés. En revanche, les ouvrages sur pieux, caissons échoués et gabions de palplanche sont plus adaptés pour les sites nautiques [16].

Le tableau II.2 représente différents types de quai, leur hauteur en donnant le site le mieux adapté.

**Tableau II. 2.** Représente différents types de quai, leur hauteur en donnant le site le mieux adapté [16].

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

Pour cette étude, nous optons pour l'utilisation d'un quai poids et plus précisément un quai en béton armé raidis sur semelle. Vu que l'entière de cette ouvrage est conçue en béton armé, vu aussi son poids propre et surtout que c'est un ouvrage qui est en monobloc (c'est-à-dire qu'après avoir posées les armatures, on aura qu'à couler tout son mur en une seule fois avec un même mélange de béton) ; nous nous disons qu'avec le navire type que nous aurons à considérer lors de notre dimensionnement, ce type de quai ne peut pas se laisser tirer vers l'eau ou même laisser une partie de sa structure s'arracher de l'ensemble.

#### II.4. HYPOTHESES DE CALCUL ET LES NORMES EN VIGUEUR

Pour un quai ; le mur est la pièce maitresse, du fait que la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage se traduit par la résistance offerte par celui-ci face aux différents sollicitations. La résistance d'un élément de génie civil étant fonction de ses dimensions et des matériaux qui le composent et leurs caractéristiques, son dimensionnement doit être conforme à une méthode de calcul préétablie par une quelconque réglementation, tenant en compte toutes les contraintes.

Ainsi pour le calcul du type de mur de quai qui fait l'objet de notre travail, on se basera sur des normes mises en notre disposition notamment BAEL, EUROCODE 2, et ROSA 2000 qui s'appuient sur la connaissance des matériaux (béton armé) ; les dimensions et les actions appliquées

sur les ouvrages maritimes mais également nous utiliserons l'Eurocode 7 pour les ouvrages de soutènement.

## II.5. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Les matériaux concernés dans notre étude sont : le béton, l'acier, les palplanches plates et les matériaux de remblais.

### ➤ Le béton

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours, appelé résistance caractéristique et notée  $f_{c28}$ . La valeur  $f_{c28}$  est choisie à priori compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

Les caractéristiques du béton adopté pour ce travail sont :

- La résistance à la compression :  $f_{c28} = 25\text{MPa}$
- La résistance à la traction :  $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1\text{MPa}$
- La résistance de calcul :
  - ✓ À l'ELU :  $f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \cdot 25 \text{ MPa}}{1,5} = 14,16\text{MPa}$
  - ✓ À l'ELS :  $0,6 f_{c28} = 0,6 \cdot 25\text{MPa} = 15\text{MPa}$
- Poids spécifique du béton noté  $\gamma$  :
  - ✓ Pour le béton armé :  $25\text{MPa}$
  - ✓ Pour le béton non armé :  $24\text{MPa}$

### ➤ L'acier

Les caractéristiques des aciers d'armature rencontrés dans le marché local sont reprises dans le tableau II.3.

**Tableau II. 3.** Les caractéristiques des aciers d'armatures rencontrés dans le marché local [17].

Provenance de l'acier	Contrainte limite élastique : $f_e$	Contrainte de traction des armatures à l'ELU : $f_{su}$	Contrainte de traction des armatures à l'ELS : $s_{st}$
Nairobi	427,135 MPa	371,45MPa	170,8MPa
Kampala	404,304MPa	351,568MPa	161,76MPa
Rwanda	373,322MPa	324,627MPa	161,3064MPa

Dans le tableau II.3 :

- La contrainte limite élastique  $f_e$  est obtenu à partir des essais;
- La contrainte limite de traction  $f_{su}$  à l'ELU est calculé par la relation :  $f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$ , avec  $\gamma_s = 1,15$  ;
- La contrainte limite de traction  $s_{st}$  à l'ELS (en considérant la fissuration très préjudiciable, du fait que nous sommes dans un environnement marin), a pour formule :  
 $s_{st} = 0,8 \cdot X$ , avec  $X = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$ , où  $\eta$  est un coefficient numérique, dit coefficient de fissuration, dont la valeur est égale à **1** pour les ronds lisses et les treillis soudés et **1,6** pour les armatures à hautes adhérence.

Dans cette étude, on utilisera les aciers en provenance de NAIROBI qui ont pour caractéristiques :

$$f_e = 427,153 \text{ MPa}$$

$$f_{su} = 371,45 \text{ MPa}$$

$$s_{st} = 170,8 \text{ MPa}$$

➤ **Les matériaux de remblais**

Il s'agit des matériaux de remblayage de l'enceinte circulaire des palplanches, pour l'obtention des cellules de gabion. Le matériau de remplissage doit assurer un bon drainage et doit aussi avoir une grande résistance au cisaillement.

Ces considérations nous amènent à retenir pour le remblai interne des matériaux frottant constitués de sable ou de gravier ; ce qui justifie l'utilisation dans cette étude des matériaux locaux constitué des concassés de pierre basaltique abondant dans la région, ayant pour caractéristique :

- Dimension : 15-30mm
- Angle de frottement interne :  $= 35^\circ$
- Poids volumique sèche :  $\gamma_d = 16 \text{ KN/m}^3 = 1,6 \text{ t/m}^3$
- Poids volumique humide :  $\gamma' = 18 \text{ KN/m}^3 = 1,8 \text{ t/m}^3$

## II.6. CONCEPTION DE L'OUVRAGE

L'ouvrage sert à l'accostage des navires. Pour la conception, on doit tenir compte de quelques paramètres entre autres : le type de navire, l'analyse géotechnique du site, le niveau du plan d'eau ; puis au pré dimensionnement. etc.

### ➤ Navire type du projet

Le plus grand navire que notre port devra recevoir aura des caractéristiques géométriques et techniques suivantes :

- Longueur : 30 m,
- Largeur : la règle de l'art stipule que la largeur doit être cinq fois plus petite que la longueur et pour notre navire la largeur est de 6 m,
- Hauteur : dans tout le cas et pour des conditions d'équilibre, cette dernière ne peut jamais dépasser la largeur et elle est de 6m,
- Masse à vide :150T,
- Masse de la cargaison :100T
- Masse total :250T

Le tableau II.4 représente les caractéristiques du navire du projet :

**Tableau II. 4** : Les caractéristiques du navire du projet [18].

Types	Port en lourd (t)	Déplacement (t)	Longueur (m)	Tirant d'eau (m)	LAO (m)
Gd porte-conteneur	140 000	205 000	46	15	350
Porte-conteneur	156 000	240 000	56	15,5	395
Feeder	32 000	40 000	36	11,5	200
	27 000	36 000	30	7,5	100
Pétrolier	150 000	184 000	50	17	284
	20 000	30 000	26	7	180

➤ **Caractéristiques du sol** [18].

Tout ouvrage de génie civil prend assise sur un sol. Ce dernier doit disposer une capacité portante satisfaisante pour le supporter en toute sécurité. Cependant, pour cette étude, enfin d'accroître les contraintes locales au niveau de la base et permettre d'offrir une surface régulière à la base du mur, il est prévu de faire une fouille de **1,5m** remplie de moellons à **0,5m** d'épaisseur.

Les moellons pour le remplissage de la fouille ont les mêmes caractéristiques que l'enrochement derrière le mur de quai :

- Cohésion du sol :  $C = C' = 0$  KPa
- Angle de frottement :  $\varphi = \varphi' = 35^\circ$
- Poids volumique sec :  $\gamma_d = 1,6$  t/m<sup>3</sup>
- Poids volumique humide :  $\gamma = 1,8$  t/m<sup>3</sup>
- Poids volumique déjaugé humide :  $\gamma' = 1,1$  t/m<sup>3</sup>

La fondation d'un mur poids se comportant comme une semelle filante, la contrainte admissible du sol est calculée par la formule suivante :

$$\sigma_{adm} = \frac{\frac{\gamma B N_\gamma}{2}}{3} + \frac{\gamma_1 D(N_q - 1) + cN_c}{3} + D \gamma_1 \quad (II. 1)$$

Avec :  $\gamma$  : poids volumique du sol sous la fondation;

-  $\gamma_1$  : poids volumique du sol au-dessus du plan de la semelle ;

-  $c$  : cohésion du sol,

-  $D$  : profondeur de la fondation ;

-  $B$  : largeur de la semelle ;

-  $N_q, N_\gamma, N_c$  : les facteurs de la capacité portante qui dépendent de  $\varphi$ ,

Ces valeurs sont représentées dans le tableau en annexe 2.

- **Pré dimensionnement du quai**
- **Détermination de la hauteur du quai**

La hauteur totale H de l'ouvrage est conditionnée par le tirant du navire type du projet et réciproquement, cette dimension impose par le plus grand navire que l'ouvrage pourra recevoir.

Cette hauteur est mesurée depuis le fond du bassin jusqu'au niveau supérieur de l'ouvrage appelé couronnement.

La hauteur d'un ouvrage d'accostage est déterminée comme suit :

- ✓ Le niveau supérieur du quai (hauteur de couronnement) doit être arasé à une cote supérieure de 1.5 à 2m, au-dessus des plus hautes eaux connues : cette marge tient compte de l'importance locale des surcotes des marées de vives eaux exceptionnelles dues aux vents ou aux crues de rivières maritimes.
- ✓ On détermine la cote de dragage du pied des ouvrages en retranchant du niveau de la plus basse mer, la valeur maximum du tirant d'eau des navires prévus, augmentée d'une marge (0.60 à 1.00m), d'autant plus forte que le sol est dur (risque d'avarie par échouage).
- ✓ La valeur de la hauteur totale de l'ouvrage au-dessus du fond est pratiquement égale à la somme de l'enfoncement maximum du plus grand navire devant être reçu au poste considéré et de la variation maximum du plan d'eau, augmentant d'une marge variant de 2.5m à 3m.
- ✓ Il faudra tenir compte de la décote possible (étiage) et de l'enfoncement des navires en eau douce [18].

La hauteur du quai est déterminée comme suit :

$$H = h_{\text{eau}} + (\text{PHMVEE} - \text{PBMVEE}) + h_{\text{air}} \quad (\text{II. 2})$$

- Avec :
- PHMVEE : Plus haute marée vive eau en équinoxe
  - PBMVEE : Plus basse marée vive eau en équinoxe
  - h eau : le tirant d'eau
  - h air : la marge de sécurité 2.5 m « tirant d'air »
  - H : la hauteur.

Les données permettant la détermination de la hauteur :

- ✓ Hauteur du tirant d'eau du navire type du projet : 7,5m
- ✓ Données nautiques du port : PHMVEE = 1,7m et PBMVEE = 0,8m, d'où la variation maximum du plan d'eau est égale à 0,9m (données du port de SNCC à Goma).
- ✓ Profondeur du lac à environ 8m de la coté, obtenue à partir d'un fil à plomb.

D'après ces données et avec une marge de +2,5m, la hauteur du quai est :

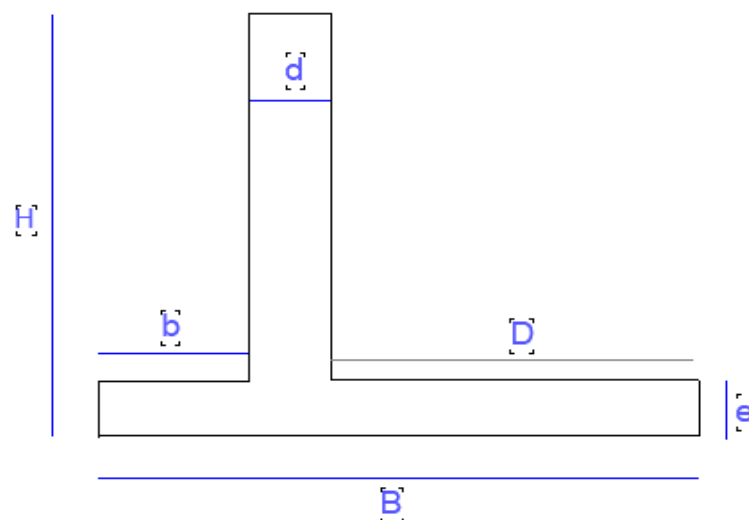
$H=7,5+(1,7-0,8) +2,5=10,9\text{m}$ , on prendra donc  $H=11\text{m}$ .

Tous ces paramètres étant pris en compte, la hauteur de l'ouvrage est  $H= 11\text{m}$  comme vous le verrez dans la suite.

### ➤ Longueur de l'ouvrage

En théorie, la longueur est celle du plus navire prévu, qui est plus de 50 mètres (soit actuellement de 150 à 300 mètres). Sachant que la longueur du quai continu est généralement égale à la somme de longueur hors tous des navires à recevoir simultanément plus une marge de sécurité. Dans ce travail et pour des besoins d'études, on considère le quai de longueur totale  $L= 100\text{ m}$ , longueur du projet  $L = 110\text{ m}$  (ici on considère que le quai peut recevoir au moins deux navires).

Les autres caractéristiques géographiques du quai soumis à l'examen sont déterminées de cette manière. En se basant à la hauteur du mur en béton armé  $H$ , déterminons à présent les paramètres géométriques du quai. Soit la figure II.3.



**Figure II. 3.** Pré dimensionnement du mur en B.A

Soit la hauteur de l'ouvrage H en mètre :

$$e = \frac{H}{12} \text{ Pour } H \geq 7\text{m et } \frac{H}{18} \text{ pour } H \text{ faible (} H \leq 4\text{m)}. \quad (\text{II. 3.a})$$

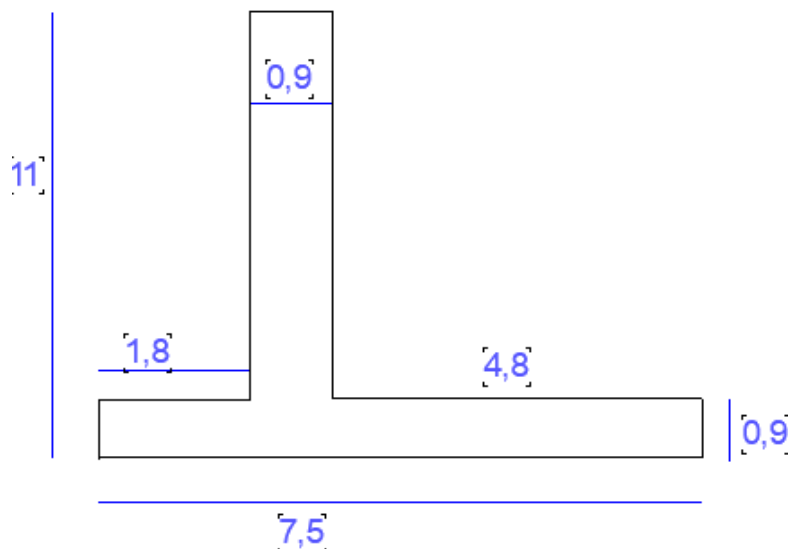
$$b = \frac{H}{8} \quad (\text{II.3.b})$$

$$d = \frac{H}{12} \quad (\text{II.3.c})$$

$$D = B - b - d \quad (\text{II.3.d})$$

Pour de raison de prudence, la norme recommande de majore d la largeur de la semelle de 15%.

D'où la géométrie du mur du quai en B.A est :



**Figure II. 4.** La géométrie du mur en B.A.

## II.7. ACTIONS SUR LES QUAIS

### II.7.1. Actions

Le quai est soumis aux actions suivantes : Actions permanentes, actions variables, actions accidentelles.

- **Actions permanentes** : Poids propre du mur  $P_p$  et des terres situées sur les débords  $P_r$  ; résultante de la poussée des terres derrière le quai  $P_T$  ; action de l'eau : pression hydrostatique  $P_{st, h}$  et sous-pression  $P_{st, v}$ .

- **Actions variables** : Elles sont essentiellement constituées par les surcharges d'exploitation  $Q_s$  et l'effort d'amarrage  $Q_a$ .
- **Actions accidentelles** (actions sismiques) : poids dû aux efforts sismiques,  $E$  ; la poussée dynamique du remblai derrière le quai  $P_{dy,T}$  ; action dynamique de la surcharge d'exploitation :  $Q_{dy,T}$  ; surpression hydrodynamique de l'eau coté remblai :  $P_{dy,r}$  ; dépression hydrodynamique de l'eau coté bassin :  $P_{dy,b}$ .

Les calculs des différents éléments de la structure seront conduits selon le format semi-probabiliste aux états limites dont les principes généraux sont présentés par les directives communes du 13 mars 1979 et dont l'application est exposée dans les recommandations pour le calcul aux états limites des ouvrages en site aquatique ROSA 2000.

### II.7.2. Combinaison d'actions

Pour les combinaisons d'actions les coefficients à prendre en compte selon le type de l'ouvrage sont donnés dans le tableau II.5 et le tableau II.6 donne les valeurs des coefficients partiels des actions [20].

Tableau II. 5 : coefficients global selon le modèle de l'ouvrage [19]

	Quais sur pieux	Quais poids	Soutènement
ELS	1	1	1
ELU fondamental	1,125	1,125	1,125
ELU accidentel	1	1	1

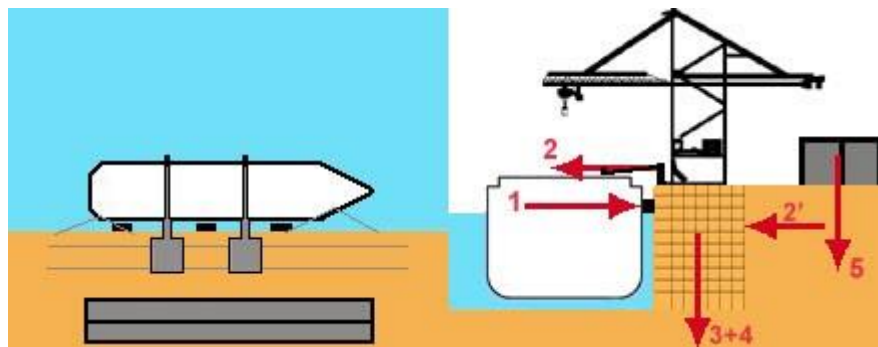
Tableau II. 6: Coefficients partiel des actions [19]

Actions	$\gamma_q$ ELS	$\gamma_q$ ELUF	$\gamma_q$ ELUA
Charges permanentes (G)			
- Défavorables ( $G_{defav}$ )	1	1,2	1
- Favorables ( $G_{fav}$ )	1	0,9	1
Température (T)	1	1,2	1
Accostage (AC)	1	1,33	0
Amarrage(AM)	1	1,2	0
Surcharges d'exploitations (S)			

- Charge de stockage sur quai $-2t/m^2$	1	1,2	0
- Charge de stockage sur terre-plein $- 4,5t/m^2$	1	1,2	0
- Charge routière	1	1,2	0
- Grue, cavalier, chariot	1	1,2	0
Portique (P)			
- portique au repos ( $P_{repos}$ )	1	1,2	0
- Portique en service ( $P_{serv}$ )	1	1,2	0
- Portique broché ( $P_{broché}$ )	1	1	0
- Portique ancré ( $P_{ancré}$ )	0	0	1
Séisme (E)	0	0	1

## II. 8. LES EFFORTS AGISSANTS SUR LE QUAI

Les efforts agissants sur le quai sont groupés en deux composants dont les efforts horizontaux (accostage, amarrage, vent, poussée des terres) et les efforts verticaux (poids de l'ouvrage, surcharge et terre-pleins). La figure II.5 montre en détail les différents efforts.



**Figure II. 5.** Les efforts agissants sur le quai.

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

- Aux efforts horizontaux :

- ✓ Energie d'accostage (1),
- ✓ Effort d'amarrage (2) et
- ✓ À la poussée des remblais (2')

-Aux efforts verticaux :

- ✓ De son poids propre (3)
- ✓ Des engins de manutention (4)
- ✓ Des charges sur le terre-plein (5) [7].

Le calcul de stabilité des ouvrages d'amarrage doit tenir compte d'une multitude d'efforts horizontaux et verticaux auxquels peut être sujet de n'importe quel type de mur de quai. Ces efforts sont pourtant variables, d'une heure à l'autre, d'une journée à la suivante et d'une saison à l'autre.

C'est pourquoi un calcul fiable et précis doit prendre en considération les situations les plus critiques auxquels sont exposés les murs de quai. Des situations où le plus grand nombre d'efforts s'applique en même temps sur l'ouvrage, risquent son instabilité ou peut être sa rupture.

#### a) Efforts horizontaux.

Les efforts horizontaux à prendre en compte lors du calcul du mur de quai sont :

L'effort d'accostage ou énergie d'accostage, l'effort d'amarrage, l'effort dû au vent sur les engins de levage et des superstructures, et enfin l'effort dû à la poussée des terres.

##### ➤ Effort d'accostage

Un navire approche du quai à une certaine vitesse qui lui confère une énergie cinétique. L'accostage s'effectue donc avec un choc qui impose de violents efforts aux ouvrages. Les calculs tiennent compte du dérivé du navire, de sa taille, de l'utilisation des machines et de remorqueurs, la difficulté de calculs a conduit les autorités portuaires à réaliser des études statistiques basée sur des observations en vraie grandeur grâce à un système pour mesurer la vitesse de dérivé du navire (radars à effet doppler).

En fin de manœuvre d'accostage, le navire doit avoir un angle nul ou très faible (5 à 8° maximum) avec la direction du front d'accostage et une vitesse aussi faible que possible, dirigée au plus près de la normale au front d'accostage. Il le touche en général en un point de bordé situé vers l'avant ou vers l'arrière sur une défense de couronnement du quai, ce qui occasionne un choc dont l'énergie est absorbée par un effort de contact et une déformation de la défense dans la direction du choc [18].

Les navires de projet et leurs caractéristiques à considérer pour la conception des ouvrages d'accostage sont définis dans le tableau II.7, on adopte comme navire de projet pour notre travail ; le type FEEDER.

La vitesse d'accostage  $V$  est, pour la calcul des ouvrages, comprise entre 0,1m/s (cas des grandes navires en site abrité) et 0,3m/s (cas de petits navires en site exposé du point de vue des courants et des vents) [5]. En extrapolant à partir des données précédentes, on trouve pour un déplacement de 36 000 tonnes, la vitesse d'accostage de 0,26m/s [20].

L'énergie cinétique d'accostage est calculée par la formule :

$$E_{ac} = C_m * C_e * C_s * C_c * \left(\frac{1}{2} * \frac{M}{g} * v^2\right) \quad (II.4)$$

Avec :

- ✓  $C_m$  : coefficient de masse ajoutée : 1,7 ;
- ✓  $C_e$  : coefficient d'excentricité, calculé en supposant que l'accostage s'effectue sur le tiers avant : 0,8 ;
- ✓  $C_s$  : coefficient de souplesse de coupe : le quai sera équipé de défenses souples, d'où  $C_s=1$ .
- ✓  $C_c$  : coefficient de configuration de quai : il est égal à 0,8 pour un appontement ou un quai creux et à 1 pour un quai plein ;
- ✓  $M$  : masse du navire en déplacement ; 36 000 tonnes
- ✓  $g$  : accélération de la pesanteur, on prendra  $g = 10 \text{ m/S}^2$  ;
- ✓  $v$  : vitesse d'accostage du navire. 0,26m/s

On a :  $E_{ac} = 165,5 \text{ t/m}$

La longueur totale du navire de projet étant de 100m ; la réaction de cette énergie sur un poste d'accostage est :  $E_{ac} = 1,65t$

Les défenses d'accostage distant de 5m, sur toute la longueur du quai et placée à 2m en dessous de la rase supérieur du mur, cette force par mètre linéaire devient  $E_{ac} = 0,33t/m$ .

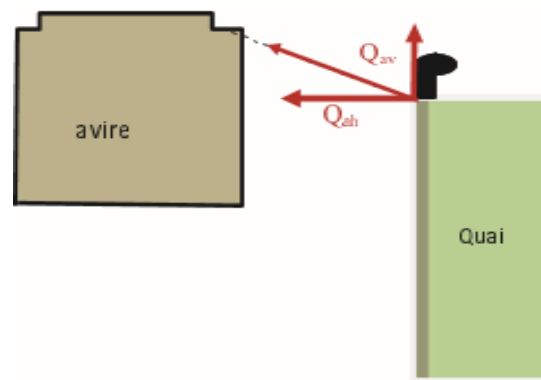
Le quai est soumis à un effort d'accostage, mais ce dernier est négligeable vu qu'il est absorbé par les défenses d'accostage.

➤ **Effort d'amarrage :  $Q_a$**

Les amarres sont frappées sur des bollards, bornes ou organeaux, fixés sur le quai, auxquels elles imposent des efforts qui dépendent :

- ✓ Du vent sur le navire, effet de voile,
- ✓ De l'action du courant sur les œuvres mortes,
- ✓ De l'agitation du plan d'eau (passage de navire)

Ces efforts sont répartis sur l'ouvrage par une poutre longitudinale sur laquelle sont fixés les organes d'amarrage tel qu'indiqué à la figure II.6. Le quai est équipé de bollards de  $x$  tonnes chaque  $y$  mètre linéaire. L'effort d'amarrage  $Q_a$ , au mètre linéaire a une composante verticale  $Q_{av}$  et une composante horizontale  $Q_{ah}$ .



**Figure II. 6** .Effort d'amarrage sur le quai [21].

Ces efforts ont pour direction à celle des amarres et dépendent donc des conditions locales, des caractéristiques du navire et de son amarrage. Ils doivent être calculés dans chaque cas en tenant compte du plan d'amarrage étudié.

Les efforts d'amarrage sont exercés par les amarres sur les bollards ou crocs sur lesquels elles sont frappées. Les conditions locales, les caractéristiques géométriques du navire et son plan d'amarrage particulier exigent une étude pour chaque cas.

Cette force est déterminée à partir des caractéristiques du navire type de projet et certains paramètres naturels du milieu (notamment la vitesse du vent, l'angle entre la direction

du vent et l'axe longitudinale du navire, la surface du navire exposée au vent, le coefficient de forme de la coque du navire) [21].

Nous nous servons du tableau II.7, qui donne les valeurs de capacités des bollards en fonction de la masse du navire en déplacement.

**Tableau II. 7.** Les valeurs de capacités des bollards en fonction de la masse du navire en déplacement [18].

Table 4.9. bollard load P and approximate spacing				
Ships with Displacement In tons up to	bollard load P in KN	Approximate spacing between bollards in Meters	bollard load normal from the berth in KN/m berth	bollard load along the berth in KN/m berth
2000	100	5-10	15	10
5000	200	10-15	15	10
10 000	300	15	20	15
20 000	500	20	25	20
30 000	600	20	30	20
50 000	800	20-25	35	20
100 000	1000	25	40	25
200 000	1500	30	50	30

Après interpolation dans le tableau II.7 entre les valeurs des capacités et des distances entre les bollards pour les navires de masse en déplacement 30 000 et 50 000, nous avons :

- ✓ Capacité du bollard : 660 KN = 66t
- ✓ Distance entre bollards : 21,5m ≈ 22m

On déduit de ces valeurs un effort d'amarrage pour notre navire de projet :  $Q_a = 66t$ .

Conformément à ROSA 2000, les amarres faisant un angle de 30° avec l'horizontal, l'effort d'amarrage  $Q_a$  se décompose en deux, une composante verticale notée  $Q_{a,V}$  et une autre horizontale notée  $Q_{a,H}$ , par suite on a :

$$\checkmark Q_{aV} = Q_a * \sin 30^\circ = 33t$$

$$\checkmark Q_{aH} = Q_a * \cos 30^\circ = 57,15t$$

Les bollards étant distant l'un de l'autre de 22 m, l'effort d'amarrage par mètre linéaire sera :

$$\checkmark Q_{a,V} = 1,5 \text{ t/m}$$

$$\checkmark Q_{a,H} = 2,6 \text{ t/m.}$$

### ➤ Effort du vent sur les engins de levage et des superstructures

Le vent provoque des efforts sur les engins et les superstructures. Il est aussi l'origine de la houle, et les autres phénomènes.

Pour l'ouvrage d'infrastructure, la direction du vent la plus défavorable est perpendiculaire au poste d'accostage, vers le bassin. Les efforts du vent se réduisent aux appuis des superstructures, en une réaction horizontale et une réaction verticale vers le haut ou vers le bas due à l'effet de portique ; En cas d'appui encastré, il y a aussi un moment. Il peut y avoir lieu de distinguer les efforts en service et hors service (au-delà du vent de service normal ou exceptionnel) [5].

L'ordre de grandeur des efforts horizontaux sur portiques ramènes au mètre de quai peut atteindre  $3 \cdot 10^4 \text{ N}$  à  $5 \cdot 10^4 \text{ N}$  avec une valeur moyenne de 2.5 tonnes par mètres linéaire de longueur d'obstacle. En ce qui concerne les efforts du vent sur les engins et superstructures, on adopte une valeur moyenne de  $4 \cdot 10^4 \text{ N}$  par mètre linéaire de longueur du quai, ce qui équivaut à 4 t/ml. Selon ROSA 2000, l'effet de cet effort doit être considéré défavorable pour la stabilité de l'ouvrage. L'effort du au vent sur les engins de levage et des superstructures est notée  $E_V$ .

Les forces dues à la houle ,Cette force est de **5 à 10 KN /ml** dans le lac Kivu [22].

### ➤ La Poussée $P_T$ et butée des terres $B_T$

Les terres (ou remblais) retenues par l'ouvrage d'accostage sont caractérisées par les propriétés intrinsèques des matériaux et la hauteur.

Les actions et réactions du sol jouent un rôle essentiel dans la stabilité des ouvrages d'infrastructure d'un type avec soutènement des terres. Les poussées et butées sont déterminées par les formules classiques de la mécanique des sols ou mieux selon la théorie élasto-plastique, en tenant compte des déplacements. L'attention est attirée sur les points suivants :

- ✓ Il est intéressant de réduire localement la poussée arrière en disposant une « chaise » quand cela est possible (ouvrages massifs) ;
- ✓ La contrainte de butée stabilisatrice est très sensible au choix de son inclinaison sur la normale à l'écran : il sera prudent d'adopter un angle de frottement nul ou faible ;
- ✓ Il faut s'abstenir de prendre en compte une butée stabilisatrice au pied du quai, dans l'épaisseur du sol risquant d'être remanié ou même affouillé [21].

Les terres (ou remblai) retenues par les ouvrages d'accostage sont caractérisé par les grandeurs suivantes :

- Angle de frottement interne,
- Cohesion du sol
- Poids volumique du sol à différent niveau

Les calculs de poussé sont complexes et des essais en laboratoire sont nécessaires. Nous allons proposer de calculer cette poussée avec la méthode de Rankine. La formule générale donnée par Rankine est la suivante :

$$P_a = \frac{1}{2} \rho * H^2 * K_a \quad (\text{II.5})$$

Avec :

- H : la hauteur du remblai considéré agissant sur le mur
- $\rho$ : masse volumique **du** remblai considéré
- $K_a$  : le coefficient de pression active des terres au repos (le coefficient de poussée de Rankine), qui dépend de :
  - ✓ L'angle  $\beta$  que le talus fait avec l'horizontal ;
  - ✓ L'angle  $\lambda$  d'inclinaison de l'écran sur la verticale ;
  - ✓ L'angle de frottement interne  $\phi$  du terrain situé en arrière du mur ;
  - ✓ L'angle d'inclinaison  $\delta$  de la poussée unitaire sur la normale à l'écran (qui dépend aussi de l'état de rugosité du parement du mur, pour un mur en béton généralement  $\delta = \frac{2}{3} \phi$  et pour un écran en acier lisse on prend  $\delta=0$ ).

Les coefficients de poussé et de butée des terres s'expriment comme suit :

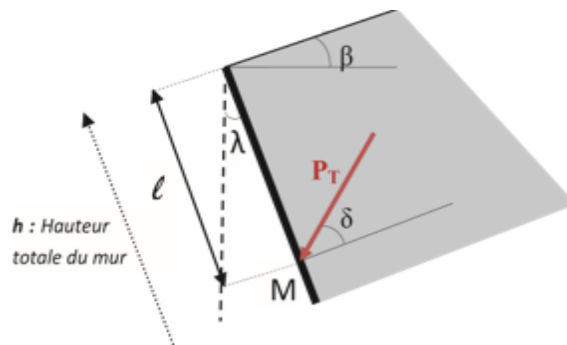
➤ Poussée :

$$K_a = \frac{\cos^2(\lambda - \varphi)}{\cos(\lambda + \delta) \left[ 1 + \frac{\sin \varphi + \delta \sin \varphi - \beta}{\cos \lambda + \delta \cos \lambda - \beta} \right]} \quad (\text{II.6})$$

➤ Butée :

$$K_p = \frac{\cos^2(\lambda - \varphi)}{\cos(\lambda + \delta) \left[ 1 - \frac{\sin \varphi + \delta \sin \varphi - \beta}{\cos \lambda + \delta \cos \lambda - \beta} \right]} \quad (\text{II.7})$$

$\varphi$ : angle de frottement du matériau de remblai utilisé, pour trouver la valeur de  $\delta$ , nous partirons de la figure II.7.



**Figure II. 7.** La poussée des terres sur un écran [21].

Le tableau II.8 donne les valeurs recommandées pour l'inclinaison  $\delta$

**Tableau II. 8.** Les valeurs recommandées pour l'inclinaison  $\delta$  [21].

Parement(*)	Angle de frottement interne du sol					
	<30°		30 à 35°		>35°	
	Poussée	Butée	Poussée	Butée	Poussée	Butée
Lisse	0	-1/3	0	-2/3	+1/3	-2/3
Rugueux	0	-1/3	+1/3	-2/3	+2/3	-2/3
Très rugueux	+1/3	-1/3	+2/3	-2/3	+2/3	-2/3

(\*) Lorsque les murs de soutènement retiennent des remblais ou sont équipés d'un tapis drainant synthétique, il convient d'adopter  $\delta = 0$  pour la poussée.

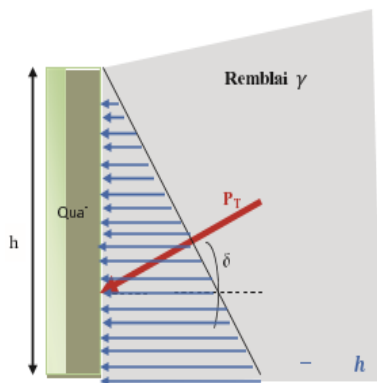
La résultante  $P_T$  des poussées unitaires, sur la hauteur « h » de l'écran, s'applique au tiers inférieur du parement avec l'inclinaison  $\delta$  et l'intensité :

$$P_T = 0,5 * K_a * \gamma * H^2 \quad (II.8)$$

De même pour la résultante de la butée des terres :

$$B_T = 0,5 * K_p * \gamma * H^2 \quad (II.9)$$

Le Point d'application de la poussée du remblai tel qu'indique à la figure II.8, montre le tiers inférieur du quai ou bloc de quai.



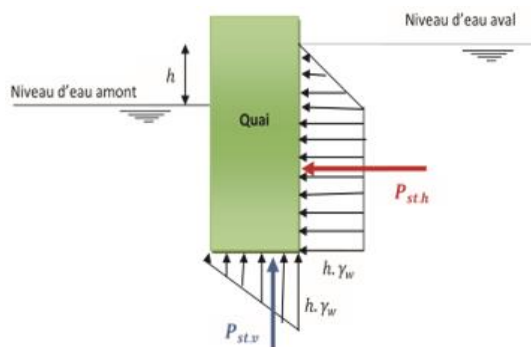
Le matériau de remblais derrière le mur de quai est principalement constitué d'enrochement en pierre basaltique (3-50kg) des caractéristiques :

- ✓ Angle de frottement :  $\varphi = \varphi' = 40^\circ$
- ✓ Poids volumique sec :  $\gamma_d = 16 \text{ KN/m}^3 = 1,6 \text{ t/m}^3$
- ✓ Poids volumique humide :  $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3 = 1,8 \text{ t/m}^3$
- ✓ Poids volumique déjaugé ou noyé :  $\gamma' = 11 \text{ KN/m}^3 = 1,1 \text{ t/m}^3$ .

**Figure II. 8.** Point d'application de la poussée du remblai [21].

Beaucoup d'auteurs (Rankine, Caquot) ont calculé la valeur maximale de la butée que peut offrir un sol de la caractéristique donnée. Il faut aussi noter que la butée est très sensible à l'inclinaison de la contrainte sur l'écran. Le calcul est généralement fait par la théorie de Caquot et Kérisel. La butée ira dans le sens de la sécurité de l'ouvrage.

➤ **L'effort dû à l'eau (action de l'eau)**



Pression hydrostatique  $P_{st, h}$  et sous-pression  $P_{st, v}$ .  
Sont normaux au quai.

$P_{st, h}$  est considérée comme constante en dessous du niveau aval et égale à la différence de niveau  $h$  entre les cotes amont et aval :  $h \cdot \gamma_w$ , sous le bloc d'assise  $P_{st, v}$  est supposée triangulaire passant de  $0$  à  $h \cdot \gamma_w$

**Figure II. 9.** Pression hydrostatique sur le quai [21].

➤ **La surpression hydrostatique**

Cette force est occasionnée par la présence de la nappe. Si le lac a un niveau, à quelque distance de l'ouvrage, qui est au moins celui du niveau moyen, il en résulte lorsque le niveau du plan d'eau est inférieur à celui de la nappe, des efforts agissants sur l'ouvrage d'accostage dans le même sens que la poussée des terres.

Le cas le plus critique alors, se présente quand le niveau de l'eau cote remblai coïncide avec la marée haute (**h=11 m**) alors que de l'autre cote du mur, coté du lac, le niveau de l'eau est à son minimum correspondant à la marée basse (**h=10m**). La pression hydrostatique se calcul par la formule générale de l'hydrostatique suivante :

$$P = \gamma_{eau\ salée} \times h \tag{II.10}$$

$\gamma$  étant le poids volumique de l'eau salée et h la hauteur d'eau.

**b) Efforts verticaux**

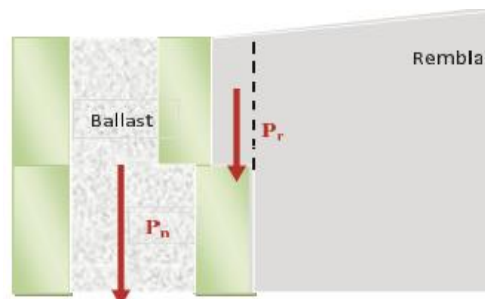
Avec le poids propre, les sous pressions (à pleine mer ou à basse mer) et les surcharges d'exploitation (présentes ou absentes) doivent être combinées de la façon la plus défavorable pour l'effet étudié.

Les surcharges de calcul sur terre-plein bord à quai à des terminaux à conteneurs sont couramment prises égales à 4 ou 5. 10<sup>4</sup> N/m<sup>2</sup>. Les charges concentrées des engins de parcs peuvent être encore plus contraignantes.

➤ **Le Poids propre de l'ouvrage PG [21].**

Le poids propre se compose de la manière tel qu'indique à la figure II.10 :

- ✓ Poids propre du quai : béton + ballast intérieur P<sub>p</sub>,
- ✓ Poids propre du remblai situé sur les débords : P<sub>r</sub>.



**Figure II. 10.** Poids propre de l'ouvrage [21].

Le poids propre est déduit du poids volumique des matériaux des différents éléments constitutifs de l'ouvrage et de leurs dimensions géométriques.

On adopte les notations suivantes :

- W pour le poids propre de l'ouvrage, qui est constitué du poids de la semelle noté  $W_S$  et celui du mur noté  $W_V$ .
  - P pour le poids de la gabionnade
  - Pr pour le poids des remblais au-dessus de la semelle du mur en béton armé.
- **Surcharge des ouvrages et des terre-pleins**

Les calculs doivent aussi tenir compte des surcharges des engins de manutention, routières et ferroviaires.

De par son exploitation, l'ouvrage est exposé à une surcharge sur elle-même et sur le terre-plein. Par suite ces surcharges doivent être prises en compte dans la mesure qu'elles aggravent les conditions des calculs. Il faut alors forcément tenir en compte des poussées horizontales induites. On tient aussi en compte de ces poussées même si la surcharge est appliquée seulement sur le terre-plein.

Quelques valeurs couramment admises pour les surcharges uniformément réparties sur les surfaces des ouvrages :

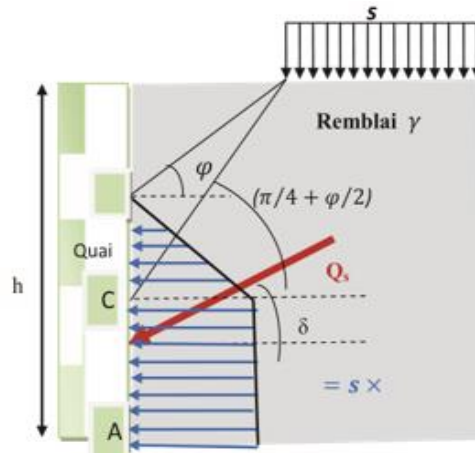
- ✓ 4 à 6 t /  $m^2$  pour un trafic de marchandises diverses.
- ✓ 6 à 20 t /  $m^2$  pour des trafics pondéreux selon les conditions d'exploitation.

Les calculs doivent tenir compte des surcharges des engins de manutention routières et ferroviaires. On tient aussi compte de l'effet du vent sur les engins.

Sur le port de kituku à Goma, on y observe principalement un trafic des diverses marchandises. Ainsi compte tenue de ce trafic, pour notre étude on se propose de prendre une surcharge d'exploitation de 5 t/ $m^2$  notée  $Q_s$  [3].

✓ **Action de la surcharge :  $Q_s$**

Point d'application de l'action de la surcharge : le centre de gravité du prisme ABDE, tel qu'indique à la figure II.11.



**Figure II.11.** Action d'une surcharge semi infinie sur le quai [21].

La contrainte de poussée  $q_s$ , uniformément répartie sur l'écran et due à la surcharge verticale  $s$  s'écrit comme suit :

$$q_s = S^* K_a \quad (\text{II} .11)$$

Le diagramme des contraintes est fait habituellement sous les hypothèses suivantes :

Au-dessous de la ligne d'action AB inclinée de  $\varphi$  la surcharge n'a aucune influence ;

En dessous de la ligne d'action AC inclinée de  $(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2})$  sur l'horizontale, la surcharge agit comme si elle était infinie, c'est-à-dire  $q_s = s^* K_a$  ;

Une progression linéaire est adoptée entre B et C.

➤ **Effort hydrodynamique**

Une étude détaillée des vagues doit être établies afin de pouvoir estimer ses différentes caractéristiques, qui nous permettrons de calculer les pressions et les efforts qui seront engendrés sur les murs de quai.

✓ **La houle**

La houle est produite par l'action du vent à la surface de l'eau : lors d'un coup de vent, la surface de la mer se couvre des rides, puis l'intensité du vent augmente, la déformation de la surface s'accroît, en formant des ondulations d'aspect désordonnée, sans qu'il soit possible de distinguer une propagation dans une direction déterminée (agitation à

trois dimensions) ; si le vent persiste, les vagues se forment et progressent dans la direction où souffle le vent ; l'agitation tend à devenir un phénomène à deux dimensions en donnant une houle cylindrique.

#### ✓ **Les courants généraux**

Les courants généraux sont formés par :

- Des forces extérieures au milieu marin, par exemple les vents et les tempêtes du lac.
- Des forces intérieures au milieu marin (différence de salinité ou de température à l'intérieure de la mer).

Les courants dus aux vents des tempêtes peuvent se superposer au mouvement de la marée, et produire d'importance surélévation du niveau du lac. En raison de leurs faibles vitesses, les courants généraux ont le plus souvent une faible influence sur le régime des côtes, mais ils conditionnent les climats des régions côtières.

Il est donc vraiment important de faire une étude hydrodynamique pour la conception d'un mur de quai. L'augmentation ou diminution de niveau du lac (marée) peut entraîner l'instabilité du mur, en provoquant son effondrement [21].

## **II.9. ETUDE DE LA STABILITE DES QUAIS**

Les ouvrages poids sont ceux dont la stabilité est assurée par leurs poids, grâce au frottement qu'il mobilise au niveau de l'interface entre sa fondation et le sol.

Les murs des quais poids étant conçu pour résister aux sollicitations extérieures grâce à leurs poids, ils sont classés comme une variante des murs poids, d'où leur dimensionnement sera aussi identique à celui de murs poids.

Ainsi, le calcul des quais-poids se fait suivant deux phases ; le calcul de stabilité d'ensemble ou externe et le calcul de la stabilité interne ; la première nous permet de savoir la stabilité globale de l'ouvrage face aux forces qui lui sont appliquées et la stabilité interne impose aux différents matériaux constituant l'ouvrage un comportement non préjudiciable [18].

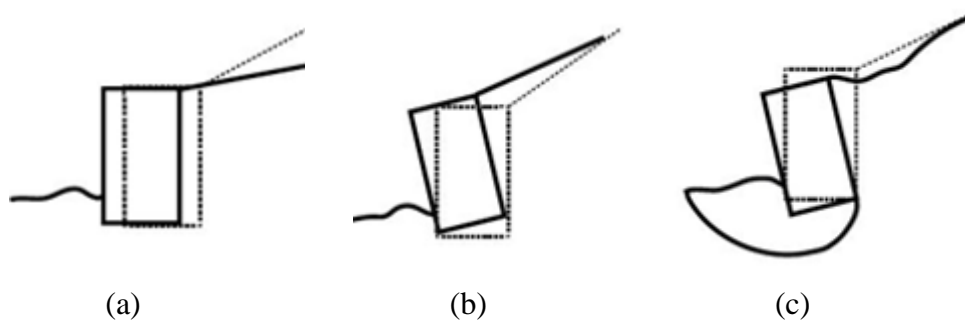
#### ➤ **Stabilité d'ensemble ou externe**

La stabilité externe traduit une situation dans laquelle, suite aux sollicitations extérieures, un ouvrage poids reste monolithique (donc pas de rupture dans la structure de

l'ouvrage) ; mais il se produit des déplacements relatifs de l'ouvrage par rapport au massif de sol qu'il supporte [23].

Pour le calcul d'un ouvrage poids, il faut donc prendre en compte plusieurs modes de rupture externes potentiels, notamment :

- ✓ Le glissement du mur : qui est un déplacement du mur en translation ;
- ✓ Le renversement : traduit un déplacement en rotation du mur ;
- ✓ Le poinçonnement : se produit lorsqu'il y a insuffisance de la capacité portante du sol de fondation, tous ces modes sont représentés à la figure II.12.



**Figure II. 12.** Mode de rupture externe d'un mur poids : a) glissement, b) renversement, c) poinçonnement.

Comme il se produit trois potentiels ruptures externes, pour assurer la stabilité d'ensemble d'un mur poids il faudra respectivement effectuer trois vérifications, à savoir : la vérification de la stabilité du mur au glissement, au renversement, et au poinçonnement [24].

#### ✓ **Vérification de la stabilité au glissement**

Cet état est matérialisé par l'équilibre des forces. Ainsi il devient important d'envisager l'éventualité du déplacement du quai sur le plan de sa fondation.

Les forces horizontales tendent à translater le mur du quai et la somme des forces verticales s'opposent à cette action. La résistance au cisaillement  $\tan\phi$  offerte par la base participe aussi à la stabilisation de l'ouvrage.

La stabilité au glissement est vérifier en comparant un facteur de sécurité  $FS_G$  que doit avoir l'ouvrage, avec un coefficient de sécurité  $C_s$  admissible selon le type d'ouvrage poids prévu par la norme, le mur est stable si :

$$FS_G \geq C_s, \quad (\text{II.12})$$

Généralement le facteur de sécurité au glissement est pris égal à 2, si on tient compte de la butée du sol, ou égal à 1,5 si on n'en tient pas compte.

Le quai est stable lorsque le rapport de la sommation des efforts horizontaux retenant l'ouvrage sur les efforts horizontaux faisant glisser l'ouvrage est supérieur à 1.5.

En outre l'ouvrage est stable au glissement si :

$$FS_G = \frac{Ca*B + V \tan \varphi}{H} > 1.5 \quad (\text{II.13})$$

Avec : - **v** : somme des forces verticales

- **H** : somme des forces horizontales

- **C<sub>a</sub>** : la cohésion

- **φ** : l'angle de frottement interne de l'enrochement.

- **B** : la base de la semelle

Le facteur de sécurité au glissement  $FS_G$  s'exprime simplement comme le rapport des forces résistants  $F_r$  (frottement entre la semelle et le sol de fondation, adhésion entre la semelle et le sol de fondation butée éventuelle des terres) sur les forces motrices  $F_m$  (composante horizontale de la poussée des terres et les surcharges d'exploitation).

$$FS_G = \frac{\sum F_r}{\sum F_m} \quad (\text{II.14})$$

La résistance au glissement sur la base du mur de quai peut être améliorée si nécessaire en inclinant la surface d'appui de la semelle et le quai alors se déplacer vers le haut sous l'effet du glissement. En construisant une « bêche » [25].

#### ✓ **Vérification de la stabilité au renversement et au poinçonnement.**

La poussée des terres, la pression latérale due aux surcharges et les pressions hydrostatiques tendent à faire basculer le mur de quai par rotation autour d'un point quelconque de sa base. Le mur de quai doit être conçu de façon à résister aux efforts qui peuvent provoquer son renversement.

On définit le facteur de la sécurité au renversement comme le rapport entre la somme des moments stabilisants et la somme des moments renversants. Généralement le facteur de

sécurité doit être supérieur à 1.5 pour les terrains pulvérulents et de 2.0 pour les terrains cohérents.

$$FS_R = \frac{\sum M_{stabilisants}}{\sum M_{renversants}} > 1,5 \quad (\text{II.15})$$

$M_{Stab}$  et  $M_{renv}$  sont respectivement les moments par rapport à l'arrête inférieur aval du mur des forces tendant à stabiliser le mur et des forces pouvant provoquer sont renversement. Pour qu'un mur poids soit stable au renversement, trois conditions doivent être vérifiées, à savoir [26]:

1° Le facteur de sécurité au renversement  $FS_R$  doit être supérieur au coefficient de sécurité qui est pris égal à 1,5.

2° La résultante des forces verticales doit passer dans tiers central de la base de la semelle du mur.

3° La contrainte du sol en aval du mur doit être inférieure ou égale à la contrainte admissible du sol :

$$\sigma_{AV} \leq \sigma_{adm} ; \quad (\text{II.16})$$

4° La contrainte du sol en amont doit être supérieure à 0 (pour que le coté amont ne se soulève pas du mur) :

$$\sigma_{Adm} > 0. \quad (\text{II.17})$$

Les deux dernières conditions font allusion à l'éventualité du poinçonnement du mur suite à l'insuffisance de la capacité portante du sol de fondation.

#### - Position de la résultante

L'excentricité « e » est donnée par la formule :

$$e_A = \frac{\sum M^*}{\sum F_V} \quad (\text{II.18})$$

La valeur de  $e_A$  cherchée doit se trouver dans le tiers central.

#### - Capacité portante

Le facteur de sécurité la capacité portante est donnée par la formule suivante :

$$F_P = \frac{q_{adm}}{\sigma_{max}} \geq 2.5 \quad (\text{II.19})$$

Avec  $q_{adm}$  représente la contrainte admissible du sol

$\sigma_{max}$  La contrainte maximale au niveau de la base du mur ou de la semelle.

✓ **La stabilité interne**

La stabilité interne dépend des caractéristiques de résistance de matériaux constitutifs de l'ouvrage. Il s'agit donc de vérifier la résistance de la section du matériau du mur par rapport aux effets des sollicitations qui lui sont imposées.

En ce sens, pour le mur de quai en voile de béton armé raidis sur semelle, on fera référence au règlement BAEL91 modifié 99 pour la vérification de la résistance de section en B.A.

**II.10. JUSTIFICATION DES QUAIS : STABILITE EXTERNE**

Les justifications à faire pour la stabilité externe des quais sont résumées dans le tableau II.9.

**Tableau II. 9** .Les justifications à faire pour la stabilité externe des quais [21].

Etat limite	Combinaison	Justifications
ELU1	Fondamentale	Stabilité au glissement
		Stabilité au renversement
		Stabilité du sol de fondation (poinçonnement)
ELU2	Accidentelle ou sismique	Stabilité au glissement
		Stabilité au renversement
		Stabilité du sol de fondation (poinçonnement)
ELS1	Rares	Stabilité du sol de fondation (poinçonnement)
		Décompression du sol de fondation
ELS2	Fréquente	Stabilité du sol de fondation (poinçonnement)
		Décompression du sol de fondation

✓ **Vérification de la stabilité au glissement :**

La condition suivante doit être vérifiée :

$$H_d \leq V_d \tan \varphi' / \gamma g1 + C' . A' / \gamma g2 \quad (II .20)$$

Avec les notations suivantes :

$H_d$  et  $V_d$ : composantes de calcul horizontale et verticale de l'effort appliqué sur le quai ou bloc de quai,

$A'$ : surface comprimée de celui-ci,

$\varphi'$ : angle de frottement interne du sol,

$c'$ : cohésion.

Sauf dispositions différentes du marché :

$\gamma_{g1}$  est pris égal à 1,2 et

$\gamma_{g2}$  est pris égal à 1,5.

✓ **Vérification de la stabilité au renversement**

La vérification consiste à s'assurer que la surface de sol comprimé sous le quai est au moins égale à 10 % de la surface totale de celle-ci.

✓ **Vérification de la stabilité du sol de fondation : poinçonnement**

La vérification consiste à comparer la contrainte de référence définie ci-après, à la contrainte admissible pour le sol d'assise et le type d'état limite considéré.

On doit vérifier que :

$$q' \text{ réf} \leq \frac{1}{\gamma_q} (q'_u - q'_o) \cdot i_{\delta\beta} + q'_o \quad (\text{II.21})$$

Avec :

- ✓  $q' \text{ réf}$  : contrainte de référence ;
- ✓  $q'_u$  : Contrainte ultime sous une fondation superficielle soumise à une charge verticale centrée ;
- ✓  $q'_o$  : représente la contrainte verticale effective, que l'on obtiendrait dans le sol après travaux au niveau de la base de la fondation en faisant abstraction de celle-ci. S'il existe une nappe de niveau variable, cette contrainte est à calculer dans la situation dans laquelle la fondation est justifiée.

- ✓  $i\delta\beta$  : est une coefficient minorateur tenant compte de l'inclinaison de la charge et de la géométrie du sol de fondation.
- ✓ Sauf disposition différente du marché ;  $\gamma_q$  prend la valeur 2 à l'ELU et 3 à l'ELS.

## II.11. CONCLUSION PARTIELLE

Cette partie présente les méthodologies pour le calcul de la stabilité des quais en B.A ; nous avons eu à faire le choix d'un ouvrage à ériger sur le site selon les conditions qu'exige l'environnement du milieu d'étude, grâce aux données géotechniques à notre possession, nous avons donné le schéma à suivre pour la détermination des dimensions d'un quai par rapport aux niveaux de haute et basse marée du lac Kivu et décrire les forces agissantes en général sur les ouvrages d'accostages. Mais il est à préciser que dans le calcul pratique des murs des quais, certaines forces seront négligées et des améliorations seront faites, suivant le contexte ou la situation du projet.

## Chapitre III. RESULTATS ET INTERPRETATIONS

### III.1. INTRODUCTION

Dans ce présent chapitre, nous avons comme but d'évaluer la stabilité d'un mur de quai, sur ceux nous allons pré dimensionné, puis passe au dimensionnement d'un mur de quai, nous allons faire l'étude statique d'un mur de quai afin de faire une vérification des critères de stabilité (externe et interne), et puis présenté et discuté les résultats et enfin pour garde cette stabilité dans une longue durée, une forme d'entretien est proposée.

### III.2. ETUDE DE L'EQUILIBRE D'UN QUAI D'ACCOSTAGE

#### III.2.1. Pré dimensionnement d'un quai

Le pré-dimensionnement du mur consiste à déterminer la hauteur maximale du mur de quai afin de savoir si le mur sera ancré ou pas. Le calcul complet d'un mur de quai est une œuvre assez laborieuse, le dimensionnement de l'ouvrage et ses vérifications demandent une succession de calculs longs et itératif. Ainsi pour arriver de façon la plus rapide aux bons résultats, il est important de pré dimensionné de manière la plus juste possible les caractéristiques géométriques du mur.

Pour le site choisi, nous avons considéré les valeurs ci-après :

#### ➤ Hauteur et longueur de l'ouvrage

Avant de donner la hauteur et la longueur de l'ouvrage, les données nautiques du port sont les suivantes :

- PHMVEE=1,7m,
- PBMVEE=0,8m,
- La hauteur de tirant d'eau de 7,5m
- La variation maximale du plan d'eau de 0,5m
- Une marge de sécurité 2,5m « tirant d'air »

Par l'application de la formule (II.2), on trouve la hauteur de l'ouvrage  $H= 11m$ ,

Ce qui nous permet de trouver les autres dimensions du mur cantilever que constitue notre quai.

Après calculs en application numérique des formules détaillées dans les méthodologies (II.2), (II.3.a), (II.3.b), (II.3.c) et (II.3.d), nous trouvons les résultats de pré dimensionnement suivants :

- La base de la semelle  $B=7,5\text{m}$ ,
- L'épaisseur de la semelle et du rideau  $d=0,9\text{m}$ ,
- Le patin  $b=1,8\text{m}$ ,
- Le talon  $D=4,8\text{m}$ ,
- La hauteur  $H= 11\text{m}$ .

➤ **Les données techniques**

- Longueur du quai: 100 m;
- Largeur du quai: 12m;
- Cohesion du sol: 27 KPa;
- Angle de frottement:  $35^\circ$ ;
- Poids volumique du sol sec :  $15,6 \text{ k N/m}^3$  ;
- Poids volumique du sol saturé :  $17,65\text{kN/m}^3$  ;
- Poids volumique de l'eau :  $10\text{kN/m}^3$  ;
- Limite élastique de l'acier :  $f_e = 427,153\text{Mpa}$  ;
- La résistance caractéristique du béton :  $f_{c28} = 42\text{Mpa}$  ;
- La contrainte du béton a l'ELU :  $\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{1,5} = 23,8\text{Mpa}$  ;
- La contrainte de l'acier a l'ELU :  $\sigma_{su} = \frac{f_e}{1,15} = 371,43\text{Mpa}$  ;
- La fissuration est considérée très préjudiciable (FTP) ;
- Le poids du béton armé est de  $25\text{kN/m}^3$ .
- L'enrobage des aciers: 5cm;

Dans ce travail et pour raison d'études, on considère un quai de longueur 100m. Ainsi pour notre semelle ; elle ne sera pas posée directement sur le sol de fondation mais plutôt que nous allons un peu fouiller notre sol de fondation de 0,3m, pour éviter un potentiel glissement vu que le talon ou le patin de notre semelle ne comportera pas de bêche. Le diamètre de nos défenses d'accostage est de 0,5m ; la couche du béton sur la partie supérieure de la poutre de couronnement et le remblai est de 0,2m ; la distance entre le niveau max de l'eau et le bas de nos défenses d'accostage est de 1,5m et que la profondeur de l'eau est de 8m, tel qu'indique à la figure III.1.

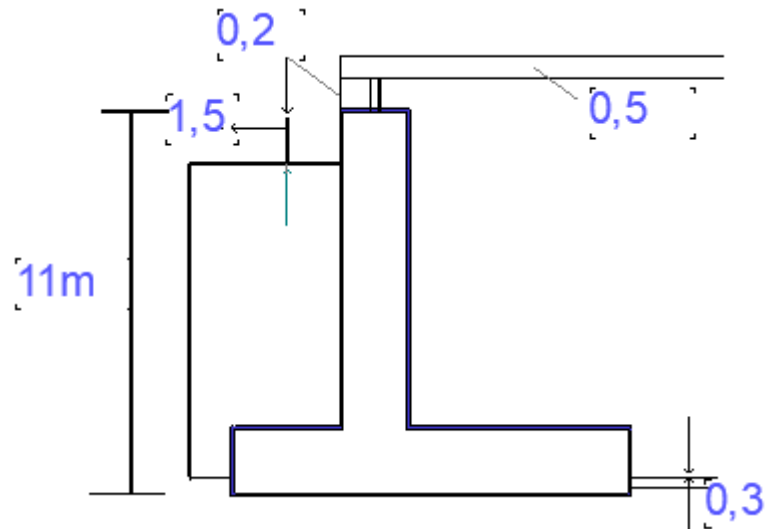


Figure III. 1: coupe transversale du quai

### III.3. DIMENSIONNEMENT DE L'OUVRAGE

Le dimensionnement se fera en ELU en utilisant simultanément des coefficients partiels aux actions ainsi qu'aux propriétés des sols comme l'indique l'Eurocode 7(NF EN 1997-1).

#### III.3. 1. Eventaire des actions

La figure III.2 présente des actions sur un mur de quai :

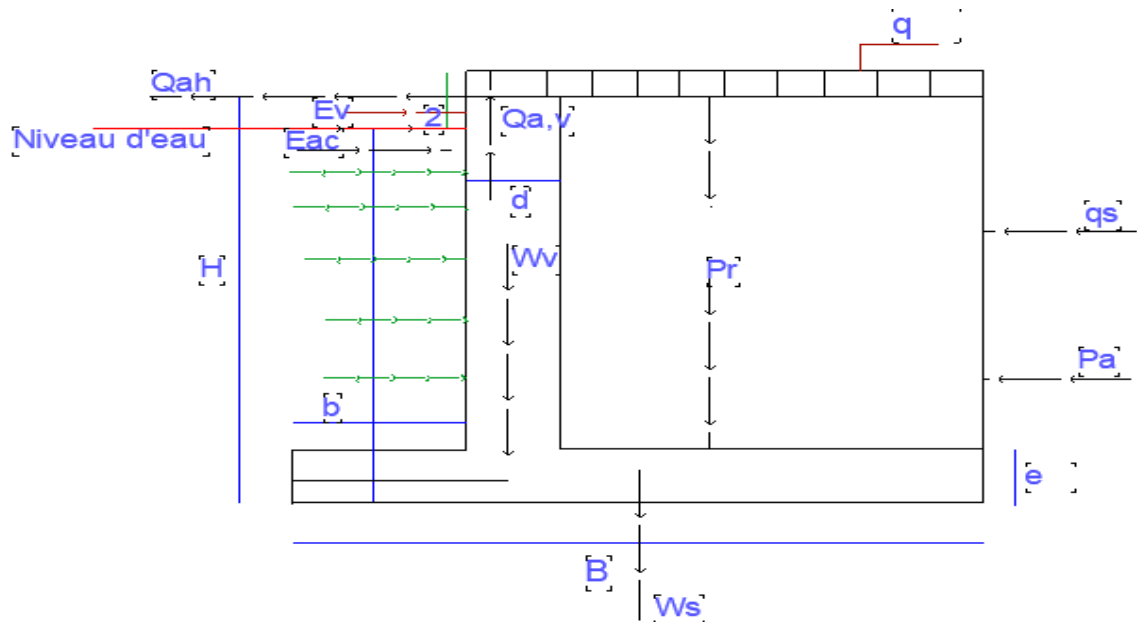


Figure III. 2: Eventaire des efforts sur un mur en B.A

✓ **Notations**

H : hauteur

q : surcharge des véhicules et personnes

$Q_{av}$  : effort d'amarrage vertical

$Q_{ah}$  : effort d'amarrage horizontal

$E_v$  : effort du vent

$E_{ac}$  : énergie d'accostage

$P_r$  : poids du remblai

$P_a$  : poussée du remblai

$q_s$  : surcharge d'exploitation

$W_s$  : poids propre de la semelle

$W_v$  : poids propre du mur en B.A.

✓ **La descente des charges**

Le quai, est soumis à plusieurs sollicitations à savoir :

- Lors de l'accostage, les amarres ont tendance à tirer le bollard vers le navire vu que la houle vient avec le navire vers le quai avec une certaine vitesse mais cette dernière en se cognant sur le mur du quai, elle change de direction et a tendance à faire rentrer le navire d'où il vient pendant que le bollard en soi exerce une résistance dans la poutre de couronnement vu son poids propre.
- Au niveau de la partie en amont de la semelle (patin), d'une manière horizontale il y a butée qui se manifeste tout juste au milieu de la distance d'enfouissement de la semelle dans le sol de fondation (à 15cm su le 30cm) pendant que sur ce même patin il y a le poids de l'eau qui s'exerce verticalement, une partie de la houle et d l'effort d'accostage horizontalement.
- Dans la direction verticale, il y a le poids de la couche du béton de 20cm, les charges d'exploitation, le poids de la poutre de couronnement, le poids de bollards, le poids des défenses d'accostage, le poids des remblais, le poids de l'eau et le poids propre du rideau du mur qui s'exercent sur la semelle en générale.

- Au niveau de la partie arrière de la semelle (au sabot) dans la direction verticale, il y a le poids d'une partie de la couche du béton de 20cm, une partie des charges d'exploitation et les poids des remblais qui s'y exercent.
- Sur le rideau du mur de quai, d'une manière horizontale à la face amont ; il y a le vent mais pas toujours en permanence, les efforts d'accostage qui ne sont pas aussi en permanence, la houle en permanence et l'eau en permanence qui ont tendance à pousser l'ouvrage vers les remblais pendant qu'en même temps d'une manière horizontale, il y a les remblais en permanence qui poussent l'ouvrage vers l'eau du lac.

✓ **Evaluation des charges**

Les charges sont évaluées pour un mètre linéaire du mur.

- **Poids propre du mur**

$$W_s = 2,5 \text{ t/m}^3 \times 1\text{m} \times 8\text{m} \times 1\text{m} = 20 \text{ t}$$

$$W_v = 2,5 \text{ t/m}^3 \times 1\text{m} \times 9,5\text{m} \times 1\text{m} = 23,75 \text{ t}$$

- **Poids de l'enrochement au-dessus de la semelle**

$$P_r = 1,6 \text{ t/m}^3 \times 5\text{m} \times 9,5 \text{ m} \times 1\text{m} = 76 \text{ t}$$

- **Poussée des remblais**

Nous optons pour la méthode de Rankine pour le calcul de la poussée, pour des raisons qu'elle donne des résultats satisfaisants dans la pratique pour des murs poids (contact rugueux entre le mur et le sol).

En appliquant la formule (II.6), on trouve le coefficient de la poussée de remblai  $K_a = 0,218$

$$P_a = \frac{1}{2} \rho \cdot H^2 \cdot K_a, \text{ avec } \varphi = 35^\circ, \lambda = 0, \text{ et } K_a = 0,218$$

$$\text{D'où } P_a = 13,18 \text{ t}$$

- **Poussée dû à la surcharge d'exploitation**

$$\text{Pour } H = 11\text{m} \text{ et } q = 10 \text{ KN/m}^3$$

$$P'_a = \frac{1}{2} K_q \cdot q \cdot H, \text{ Pour notre cas, } K_q = K_a = 0,218$$

$$D'où : P'_a = 11,9 \text{ t}$$

- **Effort d'accostage**

$$E_{ac} = 0,33 \text{ t/m} \times 1\text{m} = 0,33 \text{ t}$$

- **Effort d'amarrage**

$$Q_{aV} = 1,5\text{t/m} \times 1\text{m} = 1,5\text{t}$$

$$Q_{aH} = 2,6\text{t/m} \times 1\text{m} = 2,6\text{t}$$

- **Effort du vent sur les engins**

$$E_V = 4\text{t/m} \times 1\text{m} = 4\text{t}$$

- **Surcharge d'exploitation**

$$Q_S = 5\text{t/m}^2 \times 6 \text{ m} \times 1\text{m} = 30\text{t}$$

Le tableau III.1 reprend les différents efforts agissants sur le mur et leurs bras de levier en les classant suivant les charges permanentes G et d'exploitation Q.

Tableau III. 1: les différents efforts agissant sur le mur et leurs bras de levier

Charges Permanent	Efforts		Intensité de l'effort (t) Suivant sa direction		Bras de levier (m)	
	Poids du mur	Semelle Ws Mur Wv	Horizontale	Verticale	Suivant x	Suivant y
				20	4	
				23,75	2,5	
	Poids de l'engrochement Pr			76	5,5	
	Poussée de remblais Pa		13,18			3,5
Charges Exploitations	Poussée de la surchar p'a		11,9			5,25
	Accostage Eac		0,33			9,5
	Amarrages	QaV		1,5	2,5	
		QaH	2,6			11

	Effort du vent sur les eng	4			11
	Surcharge d'exploitation		30	6	

### III.4. VERIFICATION DES CRITERES DE STABILITE

#### III.4.1. Vérification de la stabilité externe

##### ➤ Vérification de la stabilité au glissement

La stabilité au glissement du mur étudié a été évalué à partir de la relation (II.12) qui stipule que le rapport entre la somme des forces stabilisatrices et les forces déstabilisatrices, doit être supérieure ou égale à 1,5 si l'on ne tient pas compte de la butée et de 2 si on en tient compte.

- **Forces stabilisatrices**

Le frottement se faisant entre béton et moellons, coefficient de frottement est :  $f = 0,6$

L'effet stabilisant du mur est donné par la relation :

$$\Sigma Fr = f (Pr + W_s + W_v + Q_s) + E_{ac} \quad (\text{III. 1})$$

$$\Sigma Fr = 90,18t$$

- **Forces déstabilisatrices**

La sommation des forces ayant pour effet de déstabiliser le mur est :

$$\Sigma F_m = 1,35Pa + 1,5(P'_a + Q_{aH} + E_v) + 1,5 \cdot f \cdot Q_{aV} \quad (\text{III. 2})$$

$$\Sigma F_m = 46,89t$$

En appliquant la formule (II.12) du chapitre II, on trouve le facteur de sécurité au glissement qui est :  $FS_G = 1,92$ .

La comparaison  $FS_G = 1,92 > 1,5$ , condition vérifiée.

et  $FS_G = 1,92 < 2$ , condition non vérifiée.

Les résultats de la stabilité au glissement sont représentés dans le tableau III.2.

Tableau III. 2: les résultats de la stabilité au glissement

$\Sigma Fr$	90,18	Tonnes
$\Sigma F_m$	46,89	Tonnes
$FS_G$	1,92	
Coeff de sécurité	1,5	
au glissement	2	

**Observations :**

1. Comme  $FS_G$  est supérieur à 1,5 qui est le coefficient de sécurité admissible, lorsqu'on ne tient pas compte de la butée, il y a stabilité du mur de quai au glissement.
2. Comme  $FS_G$  est inférieur à 2, qui est le coefficient de sécurité admissible ; lorsqu'on tient compte de la butée, il y a instabilité du quai au glissement.

➤ **Vérification de la stabilité au renversement**

✓ **Condition de facteur de sécurité au renversement**

Il s'agit de vérifier l'éventualité de la rotation du mur par rapport au point 0 et donc les moments seront calculés par rapport à ce point.

Cette vérification revient à déterminer le facteur de sécurité au renversement comme le rapport entre la somme des moments stabilisants et la somme des moments renversants. Généralement ce facteur de sécurité doit être supérieur à 1.5 pour les terrains pulvérulents et de 2.0 pour les terrains cohérents.

Le facteur de renversement est défini par la relation suivante :

$$FS_R = \frac{\Sigma M \text{ stabilisants}}{\Sigma M \text{ renversants}} \quad (\text{III. 3})$$

• **Moments stabilisateurs:**

$$\begin{aligned} \Sigma M_{Stab} &= W_S \cdot 4 + W_V \cdot 2,5 + P_r \cdot 4,3 + Q_S \cdot 5 + E_{ac} \cdot 9,5 \\ &= 619,305 \text{tm} \end{aligned} \quad (\text{III. 4})$$

• **Moments déstabilisants :**

$$\Sigma M_{Renv} = 1,35(P_a \cdot 3,5) + 1,50 (P'_a \cdot 5,5 + Q_{aV} \cdot 2,5 + Q_{aH} \cdot 11 + E_v \cdot 11) \quad (\text{III. 5})$$

$$= 269,345 \text{tm}$$

En appliquant la formule (II.14) du chapitre II, on trouve le facteur de sécurité au renversement qui est :  $FS_R = 2,29$

La comparaison :  $FS_R = 2,29 > 1,5$ , condition vérifiée,

et  $FS_R = 2,29 > 2$ , condition vérifiée.

Les résultats de la stabilité au renversement sont représentés dans le tableau III.3.

Tableau III 3: Les résultats de la stabilité au renversement

$\Sigma M_{Stab}$	619,305	Tonnes mètre
$\Sigma M_{Renv}$	269,345	Tonnes mètre
$FS_R$	2,29	
Coeff de sécurité	1,5	
au glissement	2	

**Observations :**

1. Comme  $FS_R$  est supérieur à 1,5 qui est le coefficient de sécurité admissible, lorsqu'on a un terrain pulvérulent, il y a stabilité au renversement.
2. Comme  $FS_R$  est supérieur à 2, qui est le coefficient de sécurité admissible ; lorsqu'on a un terrain cohérent, il y a stabilité au renversement.

➤ **Vérification de la stabilité au poinçonnement**

Pour qu'il ait stabilité au poinçonnement, il faut premièrement que la stabilité au renversement soit vérifiée ; ceci étant fait, analysons d'autres paramètres :

✓ **Position de la résultante des forces**

Il s'agit de vérifier si la résultante des forces verticales passe dans le tiers central de la semelle du mur.

Soit  $e_A$  la distance de  $R_V$  (qui est la résultante des forces verticales) au point 0, on a :

$$e_A = \frac{\Sigma M_{Force\ vert/0}}{R_V} = \frac{709,485tm}{137,07t} = 5,17m$$

La résultante des forces verticales passe à une distance de 5,17m du point 0, soit à 1,87m à droite du centre de la semelle, le tiers central de la semelle étant limité entre 2,2m et 4,8m de la distance du point 0, avec  $e_A$  ainsi calculé, nous remarquons que  $R_V$  passe dans le tiers central de la semelle du mur.

✓ **Condition de la contrainte dans le sol**

Il s'agit de vérifier la capacité portante du sol qui se caractérise par sa résistance au tassement en fonction de la cohésion et des frottements internes.

Avec  $D=0$ ,  $c=0Kpa$ ,  $g_1=g=\gamma'=1,1t/m^2$  (la fondation est sous l'eau),  $B=7,5m$ ,  $N_V=48,03$ ,  $N_q=33,3$ ,  $N_c=46,12$  (voir tableau des facteurs de capacité portante en annexe 2). En appliquant la formule (II.1) du chapitre II, on trouve la contrainte admissible du sol de  $124,07t/m^2$ .

D'où  $\sigma_{adm\ sol} = 124,07t/m^2$

- Calcul de  $\sigma_{AV}$  et  $\sigma_{adm}$

$$\sigma_{AV} = \frac{R_V}{S} + \frac{M_C \cdot V}{I} \quad (\text{III. 6})$$

$$\text{et } \sigma_{adm} = \frac{R_V}{S} - \frac{M_C \cdot V}{I} \quad (\text{III. 7})$$

Avec  $\sigma_{AV}$ : contrainte en aval du mur ;

$R_V$  : résultante des efforts verticaux ;

$M_C$  : moment des forces par rapport au point C qui est le point milieu de la semelle ;

I : moment d'inertie de la surface de la semelle ;

V : moitié de la largeur de la semelle ;

S : surface de la semelle ;

On a :  $R_V = 137,07t$  ;

$$V = 3,75\text{m} ;$$

$$S = 6,75\text{m} \text{ (car nous travaillons sur une largeur de } 0,9\text{m) ;}$$

$$I = \frac{1 \times 6,75^3}{12} = 25,62\text{m}^4$$

$$M_C = 123,025\text{tm}$$

D'où :  $\sigma_{AV} = 37,1\text{t/m}^2 < \sigma_{adm} \text{ sol}$  , condition vérifiée.

$$\sigma_{adm} = 2,3 \text{ t/m}^2 > 0, \text{ condition vérifiée.}$$

### Observation :

Le coefficient admissible est donné dans le tableau II.1. La contrainte maximale dans le sol est inférieure à la contrainte admissible du sol, alors il n'y a pas de risque de poinçonnement. Et la contrainte minimale reste inférieure en valeur absolue à la contrainte admissible, et que cette contrainte admissible est supérieure à zéro, d'où il n'y a pas de risque de soulèvement. Les trois conditions citées ci haut étant vérifiées ; le mur de quai est stable au poinçonnement.

### ➤ Interprétation des résultats

1. La stabilité au glissement

a)  $FS_G$  Est supérieur à 1,5, condition vérifiée

b)  $FS_G$  Est légèrement inférieur à 2, condition non vérifiée

2. La stabilité au renversement

a)  $FS_R$  Est supérieur à 1,5, condition vérifiée

b)  $FS_R$  Est supérieur à 2, condition vérifiée

3. La stabilité au poinçonnement

a)  $\sigma_{AV} < \sigma_{adm}$ , condition vérifiée

b)  $\sigma_{adm} > 0$ , condition vérifiée.

D'où, le dimensionnement donne les mêmes dimensions géométriques du mur comme indique dans le pré dimensionnement.

➤ **Discutions des résultats de la stabilité externe**

Nous remarquons que pour le calcul statique, la vérification des critères de stabilité de l'ouvrage (externe), les résultats ont montré que notre ouvrage est stable au glissement dans le cas où on ne tient pas compte de la butée, et instable lorsqu'on tient compte de la butée, pour la stabilité au renversement l'ouvrage est stable dans le deux cas, lorsqu'on a un terrain pulvérulent, et lorsqu'on a un terrain cohérent, et pour le poinçonnement la contrainte en aval du mur est inférieur à la contrainte admissible et que la contrainte admissible est supérieur à zéro, ce qui conduit à la stabilité au poinçonnement.

**III.4.2. Vérification de la stabilité interne**

Le dimensionnement du quai considère comme un mur cantilever consiste à déterminer les armatures à mettre dans le béton, et vérifier les contraintes dans les matériaux constituant le béton armé, à savoir l'acier et le béton. Pour ce faire, nous allons dimensionner le rideau du quai, ensuite nous proposerons même le ferrailage.

La poutre de couronnement est en béton armé et a une hauteur de 0,5m. Le mur rideau repose sur une semelle ayant un patin coté eau et talon coté remblai. Des bollards sont fixés à chaque 20m, ce qui nous donne une possibilité de 4points d'accostages des navires tout au long du quai. Notre sol de fondation se trouve à 8m de profondeur à partir de la surface de l'eau, et à 15m de notre rivage.

✓ **Calcul des armatures**

**a. Données et hypothèses**

- Béton  $f_{c28} = 25\text{Mpa}$
- Fissuration : très préjudiciable
- Acier d'armature HA400 ;  $f_e = 400\text{Mpa}$
- Largeur de calcul  $b = 0,9\text{m}$
- Hauteur  $h = 1,1\text{m}$
- Enrobage  $= 5\text{cm}$
- Le coefficient de béton et de l'acier respectivement 1,5 et 1,15.

**b. Calcul des contraintes**

La contrainte limite dans le béton à l'ELS est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14,16 \text{Mpa} \text{ et celle de l'acier est } \sigma_a = \frac{f_e}{\sigma} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{Mpa}$$

Le moment réduit dans la section est :  $\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}}$  ( III. 8)

Avec Mu le moment à l'état ultime  $\gamma = \frac{Mu H}{M_{ser}}$ , ( III. 9)

$$\alpha_c = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$
 ( III. 10)

Bras de levier  $Z_u = d (1 - 0,40 \alpha_u)$  ( III.11)

La section d'armature  $A_s = \frac{Mu}{z_u \cdot \sigma_s}$  ( III.12)

Vérification de la condition de non fragilité  $A_s \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b d$  ( III.13)

➤ **La vérification de la stabilité interne proprement dite**

Il s'agit de vérifier aux états limites la stabilité du mur, c'est -à-dire de vérifier la stabilité a des états au-delà desquels il ne peut plus satisfaire plus aux critères de résistance.

D'après Eurocode 7 ; les dimensions d'un mur poids sont tous pré dimensionnées en fonction de la hauteur totale du mur, et la stabilité externe d'un mur poids est vérifiée à l'état limite ultime seulement, car c'est l'ELU qui associe les pertes d'équilibre statique d'un ouvrage.

Comme souligne ci-haut, il s'agit de vérifier la résistance des sections du mur dites critiques, par rapport aux sollicitations qui leurs sont appliquée. Pour notre mur en béton armé, les sections critiques sont situées au niveau des encastremets, de ce fait le calcul des différents éléments du mur est identique à celui d'une poutre encastree.

Les combinaisons des charges sont :

- À l'ELU : 1,35 G + 1,50 Q
- À l'ELS : G + Q

Les sections critiques par rapport auquel on doit vérifier la stabilité interne d'un mur en béton armé sont présentées sur la figure III.3.

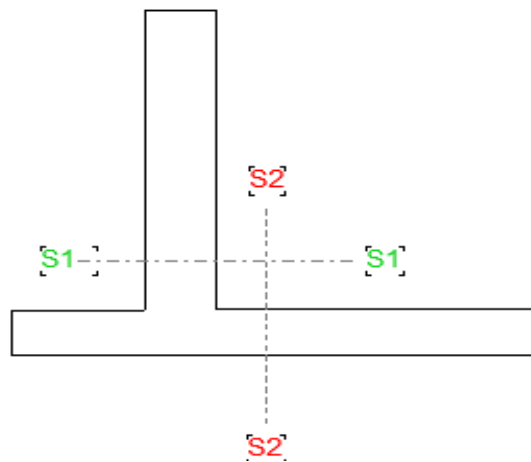


Figure III. 3: Section critique du mur en B.A.

$R_V$  et  $R_H$  étant respectivement la résultante des forces verticales et la résultante des forces horizontales :

à L'ELU, on a :

$$R_V = 1,35(P_r + W_S + W_V) + 1,5(Q_S - Q_{aV}) \quad (\text{III. 11})$$

$$= 204,41t = 2044 \text{ KN}$$

$$M_{UV} = 1,35(P_r \cdot 2,5 + W_S \cdot 1 + W_V \cdot 0,5) + 1,5(Q_S \cdot 2 + Q_{aV} \cdot 0,5) \quad (\text{III. 12})$$

$$= 255,64t = 2556,4 \text{ KNm}$$

$$R_H = 1,35 P_a + 1,5 (P'_a + Q_{aH} + E_V - E_{ac}) \quad (\text{III. 13})$$

$$= 35,963t = 359,63 \text{ KN}$$

$$M_{UH} = 1,35 P_a \cdot 2,5 + 1,5 (P'_a \cdot 4,8 + Q_{aH} \cdot 9,5 + E_V \cdot 9,5 - E_{ac} \cdot 7,5) \quad (\text{III. 14})$$

$$= 220,49tm = 2204,9 \text{ KNm}$$

À l'ELS, on a :

$$R_V = P_r + W_S + W_V + E_S - Q_{aV} \quad (\text{III. 15})$$

$$= 148,25t = 1482,5 \text{ KN}$$

$$M_{serV} = P_r \cdot 2,5 + W_S \cdot 1 + W_V \cdot 0,5 + E_S \cdot 2 + Q_{aV} \cdot 0,5 \quad (\text{III. 16})$$

$$= 282,625t = 2826,25 \text{ KNm}$$

$$R_H = P_a + P'_a + Q_{aH} + E_V - E_{ac} \quad (\text{III. 17})$$

$$= 31,35t = 313,5 \text{ KN}$$

$$M_{ser H} = P_a \cdot 2,5 + P'_a \cdot 4,8 + Q_{aH} \cdot 9,5 + E_V \cdot 9,5 - E_{ac} \cdot 7,5 \quad (\text{III. 18})$$

$$= 150,3tm = 1503 \text{ KNm}$$

Avec :

- $R_V$  : résultante des forces verticales,
- $M_{UV}$  : moment des forces verticales par rapport à la section critique à l'ELU et
- $M_{ser V}$  : Moment des forces verticales par rapport à la section critique à l'ELS.
- $R_H$  : résultante des forces horizontales,
- $M_{UH}$  : moment des forces horizontales par rapport à la section critique  $S_1$  à l'ELS et
- $M_{ser H}$  moment des forces horizontales par rapport à la section  $S_1$  à l'ELS.

Les moments agissants dans la section critique  $S_1$  à l'ELU comme à l'ELS sont trouvés dans le tableau III.4.

Tableau III. 4: Les moments agissants dans la section critique  $S_1$  à l'ELU et à l'ELS

Moment ultime	$M_{UV}$	2556,4	KNm
ELU	$M_{UH}$	2204,9	KNm
Moment de service	$M_{ser V}$	2826,2	KNm
ELS	$M_{ser H}$	1503	KNm

➤ **Calcul des armatures dans la section  $S_1$**

- Moment réduit :  $\mu = 0,229$
- Moment réduit critique :  $\gamma = \frac{M_{uH}}{M_{ser}} = 1,46$  ;  $\alpha_c = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc28}{100} = 0,48$   
 $\mu_c = 0,8 * \alpha_c (1 - 0,4 * \alpha_c) = 0,31$

Si  $\mu < \mu_c$  : les aciers comprimés ne sont pas nécessaires

Si  $\mu > \mu_c$  : il y a nécessité d'aciers comprimés

Pour notre cas,  $\mu < \mu_c$  : les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.

- Axe neutre :  $\alpha_u = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,337$ ;  $y_u = \alpha_u * d = 0,3m$
- Bras de levier :  $Z_u = d + 0,40 * y_u = 1,02 m$
- Calcul de la section théorique d'acier :  $A_s = \frac{M_u}{Z_u \cdot \sigma_{st}} = 0,0169m^2 = 169 cm^2$ ,
- **Vérification de la condition de fragilité** :  $A_s > 0,23 \frac{f_{tj}}{f_e} bd = 23,2 cm^2$  : la condition est vérifiée.

La condition étant donc vérifiée, Il sera nécessaire de commencer par le ferrailage principal qui consiste à placer les armatures selon que le plan du mur a été conçu pour finir avec le ferrailage secondaire qui consiste aussi à préfabriquer les lits des armatures pour afin le placer selon que le coffrage aura été préparé.

Le ferrailage principal d'un quai résulte du calcul des sections critiques et les conditions relatives au pourcentage minimal respectant les règles d'espacement minimaux entre les barres parallèles et du décalage des arrêts des nappes superposées.

Une fois le ferrailage principal est fini, il faut compléter par un ferrailage secondaire, qui tient compte de la disposition constructive et des multiples effets secondaires existant.

- **Vérification de l'état de compression du béton :**

- ✓ Axe neutre à la fibre comprimée :  $y_u = \frac{\eta \cdot A_s + \sqrt{\eta^2 A_s^2 + 2 \cdot \eta \cdot b \cdot A_s \cdot d}}{b} = 0,9m$
- ✓ Moment quadratique :  $I_x = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta \cdot A_s \cdot (d - y) = 31,27 m^4$
- ✓ Contrainte de compression :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot h}{I_x} = 4806,5 KN/m^2 = 4,806 MPa$

$\sigma_{bc} = 4,806 MPa < 15 MPa$  : la condition est vérifiée ;

- **Vérification de la contrainte de traction des aciers :**

$$S_{st} = \eta * \frac{M_{ser}}{I_x} (y-d) = 59746,1538 KN/m^2 = 59,746154 MPa$$

$S_{st} = 59,746154 MPa < 170,8 MPa$  : la condition est vérifiée.

- **Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}, \text{ où } V_u : \text{effort tranchant maximum, ici } V_u = R_H = 359,63 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 221,99 \text{ KN/m}^2 = 0,221 \text{ MPa}$$

La valeur limite de la contrainte tangentielle du béton est :

$$\tau = \min \{0,10 \cdot f_{c28}, 3\text{MPa}\} = 2,5 \text{ MPa et } 0,05 f_{c28} = 1,25\text{MPa}$$

Comme  $\tau_u < \tau$  et  $\tau_u < 0,05 f_{c28}$ , il n'y a pas nécessité des armatures transversales, mais pour des raisons constructives, on prévoira des armatures transversales forfaitaires.

- **Choix des armatures**

La condition de non fragilité a été obtenue lorsque les sections théoriques et pratiques pour la détermination des armatures étaient trouvées. Par conséquent, comme définie précédemment, la section théorique ou la section nécessaire est le rapport entre le moment limite du béton à l'ELU  $M_u$  et le produit entre le bras de levier  $Z_u$  et la contrainte admissible de l'armature à la traction. La valeur de la section théorique  $A_s$  étant trouvée, il sera nécessaire de consulter le tableau d'armatures présenté en annexe, donnant les sections des aciers en fonction du nombre de barres et du diamètre des barres

Avec une section théorique  $A_s = 169 \text{ cm}^2$ , à partir de la table des armatures haute adhérence en annexe 1, on obtient 14HA40 totalisant une section réelle  $175,9 \text{ cm}^2$ .

✓ Armatures face amont du mur en B.A :

- Armatures principales :  $A_{s1} = 175,9 \text{ cm}^2/\text{m}$  soit 14HA40

$$\text{Espacement entre barre : } e = \frac{100}{14} = 7\text{cm}$$

- Armatures secondaires :  $A_{h1} = \max \{0,2A_s, 0,10 e\} = 34 \text{ cm}^2/\text{m}$ , soit 11HA20 de section réelle  $34,56 \text{ cm}^2$ .

$$\text{Espacement entre barre : } e = \frac{100}{11} = 9\text{cm}$$

✓ Armatures face aval du mur en B.A :

- Armatures principales :  $A'_{s1} = 0,10 e = 9 \text{ cm}^2/\text{m}$ , soit 8HA12 de section réelle  $9,5 \text{ cm}^2$ .

Espacement entre barre :  $e = \frac{100}{8} = 12,5\text{cm}$ .

- Armatures secondaires :  $A'_{h1} = 0,075 e = 6,75 \text{ cm}^2/\text{m}$ , soit 6HA12 totalisant une section réelle de  $6,79 \text{ cm}^2$ .

Espacement entre barre :  $e = \frac{100}{6} = 16,6 \text{ cm}$ .

## 2° Armatures dans la section $S_2$

Du fait que le nœud A ( constitué de deux sections  $S_1$  et  $S_2$ ) est en équilibre, le moment dans la section  $S_2$  est le même que celui de la section  $S_1$ , ainsi donc le ferrailage sera aussi le même.

On aura :

### ✓ Armatures de la semelle face supérieure :

- Armatures principales :  $A_{s2} = 175,9 \text{ cm}^2/\text{m}$  soit 14HA40 ;

Espacement entre barre :  $e = \frac{100}{14} = 7\text{cm}$

- Armatures secondaires :  $A_{h2} = \max \{0,2A_s, 0,10e\} = 34 \text{ cm}^2/\text{m}$ , soit 11HA20 de section réelle  $34,56 \text{ cm}^2$ .

Espacement entre barre :  $e = \frac{100}{11} = 9 \text{ cm}$

### ✓ Armatures à la base de la semelle au niveau du talon :

- Armatures principales :  $A'_{s2} = \max \{0,2A_s, 0,10e\} = 34 \text{ cm}^2/\text{m}$ , soit 11HA20 de section réelle  $34,56 \text{ cm}^2$ .

Espacement entre barre :  $e = \frac{100}{11} = 9\text{cm}$ .

- Armatures secondaires :  $A'_{h2} = 0,075 e = 6,75 \text{ cm}^2/\text{m}$ , soit 6HA12 de section réelle  $6,79 \text{ cm}^2$ .

Espacement entre barre :  $e = \frac{100}{6} = 16,6 \text{ cm}$ .

### ➤ Les résultats de l'étude technique du mur de quai en béton armé

Le tableau III.5 donne les résultats de l'étude technique du mur de quai en béton armé.

Tableau III. 5: Les résultats de l'étude technique du mur de quai en béton armé

Types de mur	Stabilité externe					Stabilité interne		
	Glissement	Renversement				Nombre unitaire		Nombre total
Mur en BA	$FS_G$	$FS_R$	$e_A/B$	$\sigma_{AV}/\sigma_{adm}$	$\sigma_{adm}$			
		1,92	2,29	0,689	0,24	2,3	Mur en BA	$A_{S1}:14HA40$
							$A'_{S1}:8HA12$	880HA12
							$A_{h1}:11HA20$	1210HA20
							$A'_{h1}:8HA12$	76HA12
						Semelle	$A_{S2}:14HA40$	1540HA40
							$A'_{S2}:11HA20$	55HA20
							$A_{h2}:11HA20$	1210HA20
							$A'_{h2}:6HA12$	18HA12

➤ **Proposition d'un plan de ferrailage**

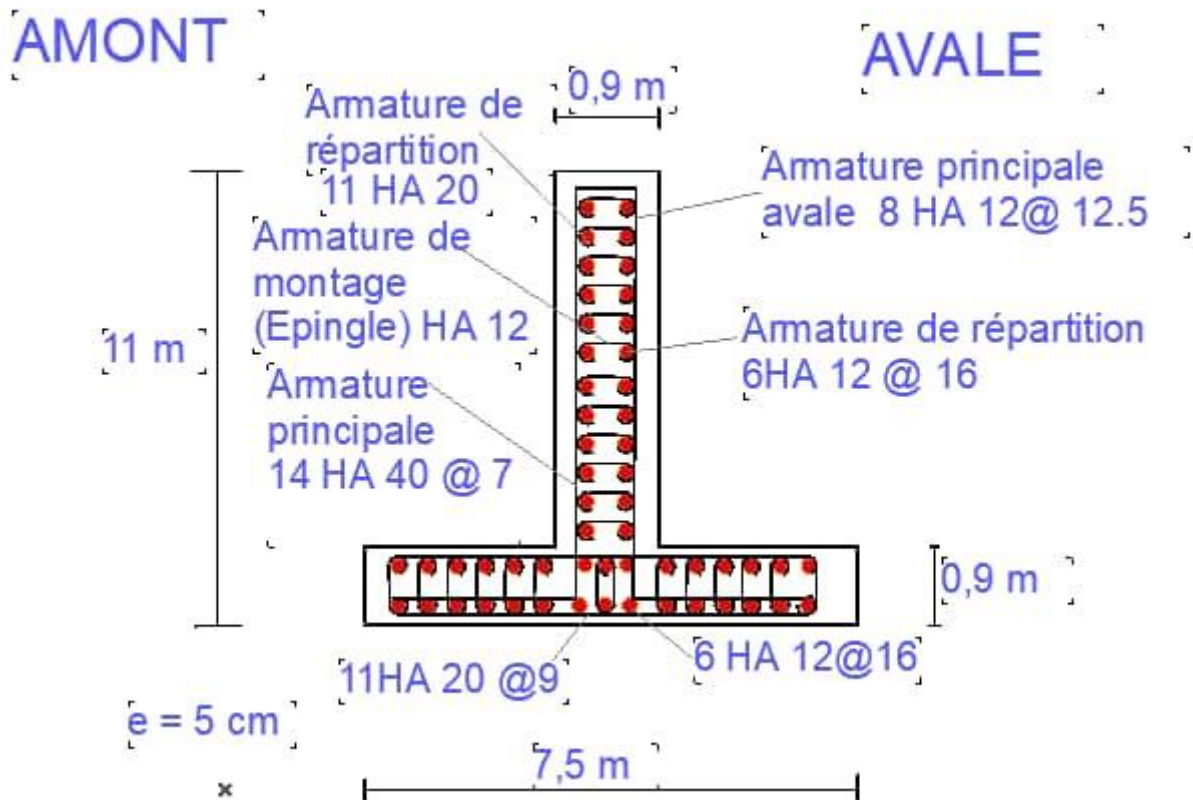


Figure III. 4: plan de ferrailage

➤ **Entretien des ouvrages d'accostage**

Dans ce paragraphe, des recommandations utiles pour une bonne tenue des ouvrages et réparations durant son exploitation sont présentées pour garder cette stabilité que nous assure le quai.

Les ouvrage d'accostage doivent faire l'objet d'une surveillance attentive, portant sur l'état de leur parement et de leurs accessoires (dispositifs d'amarrage, dispositifs de protection etc.), par suite des inspections périodiques de l'ouvrage deviennent nécessaires pour la tenue de l'ouvrage.

Avec l'exploitation du site maritime, les ouvrage d'accostages doivent faire l'objet d'un entretien optimal. Ceci devient capital pour que l'ouvrage puisse résister au-delà de sa durée.

L'entretien tend aussi à assurer la sécurité des personnes, des navires, et influence les conséquences commerciales des indisponibilités.

Ainsi, pour assurer un bon entretien, il devient important de disposer des états de référence du projet depuis sa conception et jusqu'à sa réalisation et de faire un suivi régulier avec des procès-verbaux à la suite des inspections régulières.

Il existe des moyens d'inspection variés selon les parties de l'ouvrage ; aspect visuel des parement (fissures, cavité, écartement de joints, corrosion des accessoires) et des accessoires (bollards, défenses et leurs matériels de fixation).

Un contrôle des drains, des affouillements, des écoulements d'eau sont aussi nécessaires ; pour entretenir les quais, il est prévu de faire :

- ✓ La réparation ou changement des organes d'amarrage et d'accostage ;
- ✓ La réfection de la peinture des accessoires ;
- ✓ La réparation des tuyaux d'évacuation des eaux ;
- ✓ La réfection de la pierre de couronnement à la suite de chocs des navires.

On peut assister à des réparations beaucoup plus importantes quand il y a un affaissement du terre-plein résultant de départ du remblai ; en cas de défaillance du filtre.

Pour une bonne tenue de cette opération d'entretien, nous avons prévu 3 échelles qui montent de la surface supérieure de la semelle jusqu'au sommet de cet ouvrage ; à 1m de chaque extrémité de l'ouvrage en allant vers le centre est fixée une échelle et une troisième échelle est fixée juste au milieu de la longueur de cet ouvrage.

### **III.5. CONCLUSION PARTIELLE**

Dans ce présent chapitre, nous avons présenté les résultats qui ont fait l'objet de cette étude, en commençant par le pré dimensionnement, puis le dimensionnement de l'ouvrage, la vérification des critères de stabilité de l'ouvrage (externe et interne), les résultats ont montré que le quai est stable au glissement dans le cas où on ne tient pas compte de la butée, et instable lorsqu'on tient compte de la butée. Pour la stabilité au renversement l'ouvrage est stable dans les deux cas, lorsqu'on a un terrain pulvérulent, et lorsqu'on a un terrain cohérent. Concernant le poinçonnement la contrainte en aval du mur est inférieure à la contrainte admissible. Enfin, pour la

stabilité interne de l'ouvrage nous avons déterminé les armatures à mettre dans le béton, ainsi qu'à la détermination des contraintes dans les matériaux constituant le béton, ceci à consister à vérifier la résistance des sections du mur dites critiques, par rapport aux différentes sollicitations qui lui sont appliquées.

## CONCLUSION GENERALE

Le présent travail a porté sur l'étude de la stabilité d'un mur de quai d'accostage des navires sur le lac Kivu appliquée au terminal portuaire du port de Kituku à Goma. Le but de cette étude est d'évaluer la stabilité d'un mur de quai d'accostage sur un port du lac Kivu, le port de Kituku.

Le premier chapitre traite des généralités sur les ports, les quais d'accostage, ainsi que d'autres ouvrages d'accostages entre autres les appontements, les ducs d'albe, les digues, les généralités sur les navires, ainsi qu'un aperçu sur le lac Kivu.

Le deuxième chapitre présente les méthodologies effectuées pour arriver aux résultats escomptés. Dans ce chapitre, nous avons fait la conception de l'ouvrage et évalué les différentes charges qui seront appliquées sur le quai, présenté les différentes conditions nécessaires pour évaluer la stabilité d'un mur de quai d'accostage.

Au dernier chapitre, nous avons présenté les résultats qui ont fait l'objet de cette étude, en commençant par le pré dimensionnement, puis le dimensionnement de l'ouvrage afin de faire la vérification des critères de stabilité de l'ouvrage (externe et interne),

Dans le présent travail, il a été constaté que les conditions climatiques et géotechniques de notre site offrent dans une certaine mesure des possibilités de construction d'infrastructures et des terminons portuaires. Après analyse minutieuse des différents types des quais, nous avons opté pour l'utilisation d'un quai-poids, devant être fondé sur un sol d'assise de bonne portance.

Ainsi, parmi toutes les variantes des quai-poids, ce choix fut porté sur les quais en béton armé, quais qui offrèrent une bonne possibilité de réalisation et présentèrent des avantages tant économiques que techniques par rapport aux autres types. C'est ainsi que ce sujet de recherche se focalisé sur la stabilité d'un tel ouvrage.

Partant de son poids propre, le quai en béton armé se présenterait comme une solution au problème cité en introduction car sa construction impose une série de contre expertises, le respect des normes, la bonne connaissance du sol de fondation et des engins et matériaux à utiliser. Ce type de quai est mieux adapté à Goma car il présente la facilité d'exécution du fait de la présence de tous les matériaux nécessaires sur le marché local.

Sur ce, la majeure partie du travail fut la stabilité d'un mur de quai en béton armé (mur cantilever), l'étude de ses aspects techniques ainsi que sa faisabilité. Nous notâmes aussi que la complexité de la conception de ce dernier nécessita d'interactions pour avoir des dimensions, des formes adéquates, donnant un mur stable et économique. A l'aide de la règle générale du dimensionnement des différentes parties du mur de quai ; nous aboutîmes à un mur stable, dont la stabilité au renversement, au glissement.

Dans cette étude, nous avons également pris des décisions pertinentes pour avoir une stabilité du quai en minimisant la quantité de matériaux mis en œuvre ; c'est vrai que nous sommes dans une ville où il y'a des séismes, cependant ces séismes ne furent pas considérés dans ce présent travail lors du dimensionnement car la fréquence actuelle de ces derniers n'est pas tout à fait élevée.

En effet, pour le calcul de la stabilité du mur de quai, le calcul des quais-poids se fait suivant deux phases : le calcul de stabilité d'ensemble et le calcul de la stabilité interne.

La première nous permet de savoir la stabilité globale de l'ouvrage face aux forces qui lui sont appliquées et la stabilité interne imposa aux différents matériaux constituant l'ouvrage un comportement non préjudiciable. Il fut ici question de vérifier les trois conditions qui sont : la stabilité au renversement, la stabilité au glissement, et la stabilité au poinçonnement (capacité portante), les résultats ont montré que notre ouvrage est stable au glissement dans le cas où on ne tient pas compte de la butée , et instable lorsqu'on tient compte de la butée, pour la stabilité au renversement l'ouvrage est stable dans le deux cas, lorsqu'on a un terrain pulvérulent, et lorsqu'on a un terrain cohérent , pour le poinçonnement la contrainte en aval du mur est inférieur à la contrainte admissible et que la contrainte admissible est supérieur à zéro ce qui conduit à la stabilité au poinçonnement.

De ce qui fut de la stabilité interne, il s'agissait de vérifier les contraintes dans les matériaux par les règlements de calculs du béton armé, la résistance des sections en béton armé et de la poutre de couronnement par effets des sollicitations du navire et des poussées.

Ainsi donc, toute ces conditions étant vérifiées telles que démontrées dans le tout dernier chapitre, nous conclûmes que ce travail est réalisable et remédie à notre problématique.

Dans l'optique d'améliorer l'exploitation et l'optimisation des différents ports de Goma et de satisfaire à la demande des opérations maritimes et du besoin de l'Etat Congolais dans le

transport maritime, la construction d'un quai durable serait un besoin surtout pour la sécurité de navire, personnes et de leurs biens.

Ce travail fut une base pour une étude approfondie sur les quais poids possibles à être réalisés au littoral du lac Kivu précisément à Goma. Il serait aussi nécessaire d'élargir les études des quais et les adaptés aux conditions d'exploitation qu'offrent ce littoral tout en tenant en compte de facteur sismique car il pourra intervenir dans des travaux ultérieurs, vu que la terre est en évolution constante, ce qui signifie que la fréquence des séismes pourra peut-être augmenter un jour dans notre ville.

## BIBLIOGRAPHIE

- [1] N. A. k. Félix, «conception et l'exécution des ouvrages d'accostages et d'amarages: les quais.,» Université de lome, Lome, 2013-2014.
- [2] R. J. Mahaenina, «Etude de la stabilité d'un mur de quai léger,» Université d'antananarivo, Antananarivo, 2016.
- [3] L. H. J.-. anderson, «Etude et conception d'un quai d'accostage moderne sur le lac kivu, site: "cour d'appel du Nord-Kivu",» ULPGL-GOMA, mémoire génie civil, 2018-2019.
- [4] R. Z. Antonio, «Contribution à l'étude du quai du port d'ehoala sis à taolagnaro,» Université d'antananarivo, Antananarivo, 2007.
- [5] P. Y. a. ISIN, «Cours de transport maritime et travaux maritimes, inédit,» Kinshasa, 2011.
- [6] F. Bernard, «Problématique des transports dans la région métropolitaine de port-au-prince, pour une sensibilisation à une question d'intérêt général.,» Haiti, 2004.
- [7] S. K. e. W. Benjamin, Cours des ouvrages maritimes et procédés généraux de construction., 2006.
- [8] R. Leclera, «Réconstruction des quais de floride par emploi de caissons d'arromanches.,» France, , Avril 2009.
- [9] STCPMVN, «Catalogue des quais,» 1992.
- [10] «[https:// fr.m.wikipedia.Org](https://fr.m.wikipedia.org), histoire des navires.,» [En ligne]. [Accès le 01 septembre 2023].
- [11] P. B. e. F. Legras, «Aménagement et équipement intérieur des ports.,» PARIS, 2006.
- [12] [www.africmemoire.com](http://www.africmemoire.com), «Généralités sur le PP et le lac Kivu,» [En ligne]. [Accès le 01 septembre 2023].
- [13] [www.Kaowarson.be](http://www.Kaowarson.be), «Le lac Kivu,» [En ligne]. [Accès le 01 septembre 2023].
- [14] «[https:// reflexion.ulg.ac.be/](https://reflexion.ulg.ac.be/) les secret du lac Kivu,» 2017.
- [15] B. B. Justinien, «Transport maritime/lacustre et risques d'incendies et maladies, cas de transport sur le lac Kivu en République Démocratique du Congo,» ouagadougou, 2012-2013.
- [16] B. Tarik, «Etude de conception et de dimensionnement d'un quai vraquier au niveau d'un port situé sur la coté méditerranéenne du maroc, region de l'orientale.,» marroc, Juin 2011.

- [17] K.G. Tshongo, «Etude comparatif des barres couramment utilisées dans la confection du béton en ville de Goma.,» ULPGL GOMA, mémoire génie civil, 2017-2018.
- [18] L. Innocent, «Etude tecnico-économique entre un mur de quai en gabion des palplanches et un mur de quai en voile de béton armé: cas du port de la SNCC à Goma.,» ULPGL-GOMA, mémoire génie civil, 2016-2017.
- [19] Prédimensionnement des ouvrages du terminal conteneurs de Jarry Sud, juin 2009.
- [20] J. P. MOUGIN, «Béton armé BAEL 91 modifié 99 et DTU associés, 283p.,» EYROLLES,, 2000.
- [21] «Guite technique pour la réalisation des études portuaires;,» Edution 2016.
- [22] A. Christian, «Etude d'une plate forme semi submersible d'extraction du gaz méthane dans le lac Kivu en vue de la production de l'énergie.,» ULPGL-GOMA, mémoire génie civil,, 2019.
- [23] A. Reimbert, «ouvrages de soutènement,» 1997.
- [24] M. Nassim, «Etude d'un mur de soutènement en B.A sur pieux,» kherrata, 2011-2012.
- [25] C. A, «Conditions des glissement sous les ouvrages poids portuaires,l' ENPC et le CETMEF,44p,» 2002.
- [26] F. Ngague, «Cours de fondation et mur de soutènement , destiné aux étudiants de Tech1 Génie civil, FSTA, ULPGL-GOMA, Inédit,» 2021-2022.
- [27] D. Edmond, «Etude de l'impact de l'action sismique dans la conception et le dimensionnement des ouvrages de soutènement au sud-Kivu.,» ULPGL-GOMA, mémoire génie civil,, 2019-2020.
- [28] K. N. Emmanuella, «Etude comparative d'un quai d'accostage en palplanche en acier et en béton arme: application à Mukwidja dans le sud-Kivu,» ULPGL-Goma, Mémoire, Génie-Civil 2020.

# ANNEXES

**ANNEXE1 : TABLEAU DES ARMATURES HAUTES ADHÉRENCES.**

Section en  $cm^2$  de 1 à 20 armatures de diamètre  $\emptyset$  en mm

$\emptyset$	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3

Section en  $cm^2$  de 1 à 20 armatures de diamètre  $\phi$  en mm.

**ANNEXE2 : FACTEURS DE LA CAPACITE PORTANTE DU SOL.**

$\varphi$	$N_c$	$N_q$	$N_r$	$N_r$ (EC7)	$\varphi$	$N_c$	$N_q$	$N_r$	$N_r$ (EC7)
0	5.14	1.00	0.00	0.00	25	20.72	10.66	10.88	9.01
1	5.38	1.09	0.07	0.00	26	22.25	11.85	12.54	10.59
2	5.63	1.20	0.15	0.01	27	23.94	13.20	14.47	12.43
3	5.90	1.31	0.24	0.03	28	25.80	14.72	16.72	14.59
4	6.19	1.43	0.34	0.06	29	27.86	16.44	19.34	17.12
5	6.49	1.57	0.45	0.10	30	30.14	18.40	22.40	20.09
6	6.81	1.72	0.57	0.15	31	32.67	20.63	25.99	23.59
7	7.16	1.88	0.71	0.22	32	35.49	23.18	30.21	27.72
8	7.53	2.06	0.86	0.30	33	38.64	26.09	35.19	32.59
9	7.92	2.25	1.03	0.40	34	42.16	29.44	41.06	38.37
10	8.34	2.47	1.22	0.52	35	46.12	33.30	48.03	45.23
11	8.80	2.71	1.44	0.66	36	50.59	37.75	56.31	53.40
12	9.28	2.97	1.69	0.84	37	55.63	42.92	66.19	63.18
13	9.81	3.26	1.97	1.05	38	61.35	48.93	78.02	74.90
14	10.37	3.59	2.29	1.29	39	67.87	55.96	92.25	89.01
15	10.98	3.94	2.65	1.58	40	75.31	64.20	109.41	106.05
16	11.63	4.34	3.06	1.91	41	83.86	73.90	130.21	126.74
17	12.34	4.77	3.53	2.31	42	93.71	85.37	155.54	151.94
18	13.10	5.26	4.07	2.77	43	105.11	99.01	186.53	182.80
19	13.93	5.80	4.68	3.30	44	118.37	115.31	224.63	220.77
20	14.83	6.40	5.39	3.93	45	133.37	134.87	271.75	267.75
21	15.81	7.07	6.20	4.66	46	152.10	158.50	330.34	326.20
22	16.88	7.82	7.13	5.51	47	173.64	187.21	403.65	399.36
23	18.05	8.66	8.20	6.50	48	199.26	222.30	496.00	491.56
24	19.32	9.60	9.44	7.66	49	229.92	265.50	613.14	608.54
					50	266.88	319.06	762.86	758.09