



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانسون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Built and Ground Works Engineering

Francis Jeanson

Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de Base

Thème

**PROJET DE REALISATION DU TERMINAL A CONTENEURS
DU PORT D'ORAN
(Traitement des remblais et consolidation par vibro-compactage)**

Présenté par :

**AKKUCHE Salah Eddine
HAOUARI Yassine**

Encadré par :

Dr: MECHTI Nacer eddine

Promotion 2017 /2018

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

و ما توفيقى إلا بالله

REMERCIEMENT

Nos premiers remerciements vont pour le bon dieu, le tout puissant, qui nous a donné la force et la sagesse d'arriver à ce stade dans nos études.

Nos vifs remerciements vont aussi à notre encadreur Dr.M.MECHTI, M.MENASRIA qui nous ont bien aidé. Pour avoir su nous guider dans ce travail, pour avoir encore et toujours posé les bonnes questions, pour ses conseils, son intérêt et sa grande disponibilité.

Nous remercions tout le personnel de l'ENSTP particulièrement nos enseignants, qui nous ont aidé et enrichi nos connaissances, durant les cinq ans de notre formation.

Nous remercions également les membres des jurys pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner ce modeste travail.

Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.

Dédicaces

Tout d'abord je tiens à remercier le Tout Puissant de m'avoir donné le courage et la patience pour arriver à cet stade afin de réaliser ce modeste travail qui je le dédie à:

À ma très chère mère

À mes deux frères : Imed et Seif

À mes amis: de la région de Sétif, ENSTP Alger, EPST Tlemcen.

.....AKKOUCHE Salah Eddine

Dédicaces

Tout d'abord je tiens à remercier le Tout Puissant de m'avoir donné le courage et la patience pour arriver à cet stade afin de réaliser ce modeste travail qui je le dédie a :

*Mes très chères parents et à mes frères et sœurs ;
Mes chers proches de la grande famille de près ou de loin ;
Mes chers amis(es) et mes camarades ;*

... HAOUARI Yassine

ملخص

مشروع نهاية الدراسة هو مرحلة مهمة في دورة تدريب المهندس الطلابي في الأشغال العامة. هذا المشروع ، الذي يتم تنفيذه في ميناء وهران ، سمح لنا بتطبيق جميع المعارف المكتسبة خلال تدريبنا واستخدام المعلومات التي تم جمعها خلال نهاية فترة الدراسة.

يسمح لنا الموضوع المقترح بما يلي :

- لتوسيع معرفتنا بشأن علاج وتدعيم السدود بالضغط بالاهتزاز ، ومعرفة كل خصائصه ومجال التطبيق.
 - تحديد فرضيات الحساب وتقييم الأحمال و التي تعمل على الصندوق التحقق من الاستقرار الخارجي والداخلي
- الكلمات المفتاحية : الضغط بالاهتزاز ، والأرض الصلبة ، رصيف، والاستقرار, توسعة ; العلاج ،

Résumé

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation de l'élève ingénieur en travaux publics. Ce projet, qui est effectué au port d'Oran, nous a permis de mettre en application l'ensemble des connaissances acquises durant notre formation et l'utilisation des informations collectées lors du stage de fin d'étude.

Le sujet qui nous a été proposé nous permet :

- d'élargir notre connaissance sur le traitement et consolidation de remblai par vibro-compaction, et connaître toutes sa caractéristique et domaine d'application.
- définir les hypothèses de calcul et évaluer les efforts et les sollicitations agissants sur le caisson, puis vérifier la stabilité externe et interne.

Mots clés : traitement, vibro-compaction, terre plein , quai, stabilité

Abstract

The end of study project is an important phase in the training cycle of the student engineer in public works. This project, which is carried out at the port of Oran, allowed us to apply all the knowledge acquired during our training and the use of the information collected during the end of study internship.

The subject that has been proposed to us allows us:

- to widen our knowledge on the treatment and consolidation of embankment by vibro-compaction, and to know all its characteristic and field of application.
- define the calculation hypotheses and evaluate the loads and loads acting on the caisson, then check external and internal stability.

Keywords : Treatment, vibro-compaction, solid ground, dock, stability

Liste des tableaux

Tableau II-1 : Fréquence d'observation de la houle.	14
Tableau II-2 : Caractéristiques de la houle au large d'après le rapport du LEM.	14
Tableau II-3 : Probabilité d'occurrence de la houle au large.....	15
Tableau II-4 : Périodes de pointe en fonction de la hauteur significative.	15
Tableau II-5 : Caractéristiques de la houle au large d'après le rapport du SOGREAH.	15
Tableau II-6 : Coefficient d'accélération sismique.....	18
Tableau III-1 : Sondages carottés.....	22
Tableau III-2 : Corrélation entre La compacité des sols pulvérulents et Ncorrigé.	24
Tableau III-3 : Résultat stratifié d'essais SPT, zone B-01.....	25
Tableau III-4 : Résultat stratifié d'essais SPT, zone B-02.....	26
Tableau III-5 : Résultat stratifié d'essais SPT, zone B-03.....	27
Tableau III-6 : Variation de ϕ_{eq} dans les différentes zones.....	27
Tableau III-7 : Conteneur de grande dimension.	28
Tableau III-8 : Conteneur de petite dimension.....	28
Tableau IV-1 : Comparaison des variantes.	31
Tableau V-1: Géométrie du caisson.	33
Tableau V-2 : Coefficients de sécurité.	34
Tableau V-3 : Valeurs des caractéristiques géométriques du caisson.	35
Tableau V-4 : Valeurs des caractéristiques géométriques de poutre de couronnement.	35
Tableau V-5 : Valeurs des caractéristiques géométriques du remblai dans l'évidement.	36
Tableau V-6 : Valeurs des caractéristiques géométriques du poids des terres sur le caisson.	36
Tableau V-7 : Valeurs des caractéristiques géométriques de la dalle de roulement.	36
Tableau V-8 : Récapitulatif des poids, bras de levier et moments calculés par caisson.	37
Tableau V-9 : Poussées des terres sur le caisson (cas statique).	38
Tableau V-10 : Pression de galets du portique.....	39
Tableau V-11 : Récapitulatif des poids, bras de levier et moments calculés par portique.	40
Tableau V-12 : Récapitulatif des efforts appliqués sur caisson (cas statique).	40
Tableau V-13 : Poussées des terres sur le caisson (cas dynamique, séisme ascendant).	41
Tableau V-14 : Récapitulatif des efforts appliqués sur caisson (cas dynamique, séisme ascendant). ...	42
Tableau V-15 : Poussée des terres sur le caisson (cas dynamique, séisme descendant).	43
Tableau V-16 : Récapitulatif des efforts appliqués sur caisson (cas dynamique, séisme descendant).	45
Tableau VI-1 : Récapitulatif des moments de flexion.	65
Tableau VI-2 : Résumé des résultats de calcul (sens longitudinale).	66
Tableau VI-3 : Résumé des résultats de calcul (sens transversale).	68

Liste des figures

Figure I.1 : Ducs d'albe.....	5
Figure I.2 : Plan général d'un appontement	5
Figure I.3 : Quai en blocs.	6
Figure I.4 : Quai en caisson.....	7
Figure I.5 : Quai en rideau plan de palplanches.....	8
Figure I.6 : Quai sur pieux.	8
Figure II-1: Image satellitaire du site d'étude.	11
Figure II-2 : Diagramme des températures et précipitations.	12
Figure II-3 : Rose des vents sur une période annuelle.	13
Figure II-4 : Cartes géologique d'Oran.	17
Figure II-5 : Cartes de zonage sismique de l'Algérie (RPA99 / version 2003).	18
Figure III.1 : Domaine d'application du vibro-compactage.	19
Figure III.2 : La technique du vibro-compactage.	19
Figure III.3 : État de compacité du sol.	20
Figure III.4 : Méthode de mise en œuvre d'un vibro-compactage.....	21
Figure III.5 : Compactage général en maillage régulier.	21
Figure III.6 : Plan en place des sondages.	22
Figure III.7 : Schéma de principe du SPT.	24
Figure III.8 : Relation entre Ncorrige, la largeur de la semelle et la contrainte admissible.	28
Figure IV.1 : Mur de quai sur pieux.	30
Figure IV.2 : Les forces agissant sur le pieux.	30
Figure IV.3 : Mur de quai en caisson.....	31
Figure V.1 : Coupe verticale du caisson.....	34
Figure V.2 : Schéma représentant la hauteur de remplissage.....	52
Figure V.3 : Schéma représentant les positions M, G et C.	53
Figure VI.1 : Représentation d'une tranche et des efforts qui s'y exercent d'un silo.	55
Figure VI.2 : Représentation d'une tranche et des efforts qui s'y exercent d'un silo inverse.....	56
Figure VI.3 : Schéma représentant l'application des charges q1 et q2.....	57
Figure VI.4 : Récapitulatif des valeurs de pression sur les parois du caisson.	58
Figure VI.5 : Diagramme enveloppant de moment de flexion longitudinal du couronnement.	63
Figure VI.6 : Diagramme enveloppant de moment de flexion transversale du couronnement.	63
Figure VI.7 : Diagramme enveloppant de moment de flexion longitudinale du couronnement.	63
Figure VI.8 : Diagramme enveloppant de moment de flexion transversale du couronnement.	64
Figure VI.9 : Diagramme enveloppant de moment de flexion longitudinale du couronnement.	64
Figure VI.10 : Diagramme enveloppant de moment de flexion transversale du couronnement.	64
Figure VI.11 : Diagramme enveloppant de moment de flexion transversale du couronnement.	65
Figure VI.12 : Diagramme enveloppant de moment de flexion transversale du couronnement.	65
Figure VII.1: La zone de démolition.....	70
Figure VII.2 : Manutention d'un bloc par un ponton grue.	70
Figure VII.3 : Manutention d'un pieu par un ponton grue.	71
Figure VII.4 : La drague à benne preneuse.....	71
Figure VII.5 : Plan de coulage d'un caisson en élévations.....	72
Figure VII.6 : Attachement des ferrillages entre le radier et la première élévation.	72
Figure VII.7 : Manutention et montage des ferrillages d'une élévation standard.	73
Figure VII.8 : Coffrage d'une élévation standard.....	73
Figure VII.9 : Bétonnage d'une élévation standard.	74
Figure VII.10 : Positionnement et mise en place des enrochements.....	74
Figure VII.11 : Réglage sous l'eau par des plongeurs.	75
Figure VII.12 : Manutention et déplacement d'un caisson.	75

Figure VII.13 : Remorquage d'un caisson sur l'eau.	76
Figure VII.14 : Mise en place d'un caisson.....	76
Figure VII.15 : Remblai intérieur d'un caisson.....	77

LISTE DES NOTATIONS ET INDICES

CM : Carte Marine.

SSMO : Summary of Synoptic Meteorological Observation.

DHL : Laboratoire d'Hydraulique de Delft.

DHI : Danish Hydraulic Institut.

Hs : Hauteur significative.

Tp : Période de pointe.

DWT : Dead weight tonnage.

EVP : Equivalent vingt pieds.

RPA : règlement parasismique algérien.

SPT : Standard Pénétration Test.

s : écart type.

R_{int} : Rayon intérieur du caisson.

R_{ext} : Rayon extérieur du caisson.

γ : Poids volumique du matériau.

γ' : Poids volumique déjaugé.

C: Cohésion.

φ : Angle de frottement interne.

γ_w : Densité de l'eau de mer.

η : Coefficient de fissuration.

f_{c28} : Résistance à la compression du béton.

f_{t28} : Résistance à la traction du béton.

Q : Surcharge

F: Effort d'amarrage.

d_0 : Distance du mur fictif par rapport au centre du caisson.

G: Charges permanentes.

F_s : Force due au séisme.

K_h : Accélération horizontal de séisme

K_v : Accélération verticale de séisme

F_s : Coefficient de sécurité .

δ : Angle d'inclinaison de la charge.

K_a : Coefficient de poussée de Mononobé Okabé.

K_q : Coefficient de poussée due aux surcharges.

P : Poussée.

δ : Contrainte.

M_r : Moment de renversement.

M_s : Moment stabilisateur.

S : Section.

q: Charge.

ELS : État limite de service.

ELU : État limite ultime.

A_s : Section d'armatures.

Sommaire

CHAPITRE I. GENERALITES SUR LES OUVRAGES MARITIMES.....	2
I.1. Introduction	2
I.2. Définition et fonction d'un port maritime	2
I.3. Principes d'implantation d'un port maritime	2
I.3.1. Classification des ports selon leur caractéristique.....	2
I.3.2. Classement des ports d'après leur mission principale	2
I.3.3. Classement des ports d'après leur implantation géographique	3
I.4. Ouvrages composants d'un port	4
I.4.1. Ouvrages de protection	4
I.4.2. Les plans d'eaux.....	4
I.4.3. Les ouvrages de réparation	4
I.4.4. Ouvrages d'accostage	4
I.4.4.1. Les ducs d'albe	4
I.4.4.2. Les appontements.....	5
I.4.4.3. Les quais	5
CHAPITRE II. Présentation du projet et collecte des données	10
II.1. Historique de la ville d'Oran.....	10
II.2. Historique du port d'Oran.....	10
II.3. Situation et description générale du port d'Oran	11
II.4. Situation et description du site d'étude.....	11
II.5. Objet de l'étude	12
II.6. Collecte et analyse des données de bases	12
II.6.1. Données météorologique	12
II.6.1.1. Température et précipitation	12
II.6.1.2. Vent.....	13
II.6.2. Données océanographiques	13
II.6.2.1. Marée	13
II.6.2.2. Niveaux d'eau.....	13
II.6.3. Données Hydrographiques	14
II.6.3.1. La houle.....	14
II.6.3.2. La houle au large	14
II.6.4. Fonds disponibles au niveau de l'avant port	16

II.6.5. Description des ouvrages existants	16
II.6.6. Reconnaissance géotechnique	17
II.6.7. Données sur le navire de projet.....	18
II.6.8. Trafic prévisionnel	18
II.6.9. Charges et surcharges d'exploitation	18
II.6.10. Séisme	18
Chapitre III. Traitement des remblais et consolidation par vibro-compactage.....	19
III.1. Introduction.....	19
III.2. Vibro-compactage	19
III.2.1. Domaine d'application	19
III.2.2. Principe de fonctionnement.....	19
III.2.3. Avantages du procédé	20
III.2.4. Mise en œuvre	20
III.2.5. Maillage.....	21
III.3. Sondages carottés	21
III.4. Essais in situ.....	23
III.4.1. Essai de pénétration au carottier (SPT).....	23
III.4.2. Résultats d'essais de pénétration au carottier (SPT).....	25
III.5. Calcul et vérification des contraintes	28
III.5.1. Calcul de la contrainte admissible à l'aide des essais SPT	28
III.5.2. Calcul de la contrainte maximale apportée par les conteneurs	28
III.5.3. Calcul de la contrainte maximale apportée par la grue FANTUZZI	29
III.6. Conclusion	29
CHAPITRE IV. CONCEPTION DES VARIANTES D'ACCOSTAGE	30
IV.1. Introduction	30
IV.2. Les différentes variantes proposées	30
IV.3. Conclusion	32
CHAPITRE V. CALCUL DE LA STABILITE EXTERNE DU QUAI	33
V.1. INTRODUCTION.....	33
V.2. HYPOTHESES DE CALCUL.....	33
V.2.1. Caractéristiques des matériaux de construction.....	33
V.2.2. Géométrie du caisson	33
V.2.3. Les charges	33

V.2.4. Combinaisons des charges.....	34
V.2.5. La distance du mur fictif par rapport au centre du caisson	34
V.3. Calcul des sollicitations cas statique	34
V.3.1. Calcul des efforts dus à la charge permanente	35
V.3.1.1. Poids propre du caisson	35
V.3.1.2. Poids propre de la poutre de couronnement.....	35
V.3.1.3. Poids des terres à l'intérieur du caisson.....	36
V.3.1.4. Poids des terres sur le caisson	36
V.3.1.5. Poids de la dalle de roulement au-dessus du caisson	36
V.3.1.6. Poussée des terres.....	37
V.3.1.7. Poussée hydrostatique du marnage.....	39
V.3.2. Poussée dues à la surcharge d'exploitation	39
V.3.3. Pression de galets du portique	39
V.3.4. Effort sur le bollard (effort d'amarrage)	40
V.4. Calcul des sollicitation cas DYNAMIQUE.....	40
V.4.1. Cas d'un séisme ascendant	40
V.4.1.1. Les poussées des terres :	41
V.4.1.2. Poussée hydrodynamique.....	41
V.4.1.3. Poussée dues à la surcharge d'exploitation.....	42
V.4.1.4. Force due au séisme.....	42
V.4.2. Cas d'un séisme descendant	42
V.4.2.1. Les poussées des terres :	43
V.4.2.2. Poussée dues à la surcharge d'exploitation.....	43
V.4.2.3. Force due au séisme.....	43
V.4.2.4. Efforts d'accostages.....	44
V.5. Calcul de stabilité :	45
V.5.1. Stabilité dans le cas statique :	46
V.5.1.1. Stabilité au glissement :	46
V.5.1.2. Stabilité au renversement :	46
V.5.1.3. Stabilité au poinçonnement :	47
V.5.2. Stabilité dans le cas dynamique	48
V.5.2.1. Cas d'un séisme ascendant.....	48
V.5.2.2. Cas d'un séisme descendant.....	50

V.6. Calcul de flottaison.....	52
V.6.1. Tirant d'eau du caisson	52
V.6.1. Stabilité en flottaison	53
CHAPITRE VI. Ferrailage du caisson	55
VI.1. Ferrailage du fut.....	55
VI.1.1. Analyse de Janssen	55
VI.1.2. Le calcul des charges	57
VI.1.3. Dimensionnement du ferrailage	59
VI.2. Calcul du radier.....	60
VI.2.1. Les charges agissantes	60
VI.2.2. Dimensionnement des aciers en fissuration très préjudiciable	61
VI.2.3. Flexion due au moment d'encastrement	62
VI.3. Ferrailage des clés de jonction.....	62
VI.4. Ferrailage de la poutre de couronnement	62
VI.4.1. Sens longitudinale.....	66
VI.4.1.1. Fibres supérieures.....	66
VI.4.1.2. Fibres inférieures.....	67
VI.4.2. Sens transversale	68
VI.4.2.1. Fibres supérieures.....	68
VI.4.2.2. Fibres inférieures.....	69
CHAPITRE VII. Méthodologie d'exécution	70
VII.1. Démolition des quais existants	70
VII.2. Excavation de la souille	71
VII.3. Préfabrication des caissons cylindriques.....	72
VII.4. Mise en place des enrochements	74
VII.5. Installation des caissons	75

INTRODUCTION GENERALE

Le projet d'extension du terminal à conteneurs du port d'Oran, était prévu depuis la fin des années 80, mais suite au faible trafic des navires pendant cette période il a été procédé seulement au confortement d'un seul poste de chargement (quai Hambourg) réalisé au cours des années 90.

Au début des années 2000, l'activité du port d'Oran a connu une importante évolution du point de vue traitement des conteneurs, à cet effet la Direction des Travaux Publics d'Oran a fait appel au Laboratoire d'Etude Maritimes (LEM) dans le but d'élaborer une étude d'aménagement projeté qui consiste en la réalisation de terre-pleins dans le bassin de Skikda d'une surface de 22,4 hectares environ, fermés à l'aide d'un nouveau quai.

CHAPITRE I

GENERALITES SUR LES OUVRAGES MARITIMES



CHAPITRE I. GENERALITES SUR LES OUVRAGES MARITIMES

I.1. INTRODUCTION

De nos jours, 80 % des échanges commerciaux planétaires s'effectuent en effet par voie maritime et passent par les ports. Commandant la vie économique internationale, les grands ports maritimes mondiaux sont devenus les baromètres de la mondialisation.

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

On peut adopter la définition suivante, dans un sens plus large :

Un port est un endroit géographique, située en bordure de la mer, d'un fleuve ou d'un lac, peut être défini comme une zone abritée de la houle dans laquelle les navires pourraient être lancés, construits, entretenus, réparés, ou pourrait chercher refuge en temps de tempête, ou fournir pour charger et décharger des marchandises et des passagers.

I.3. PRINCIPES D'IMPLANTATION D'UN PORT MARITIME

Des ports de toutes tailles existent, peuvent être classés selon leur caractéristique, leur mission principale et leur implantation géographique.

I.3.1. Classification des ports selon leur caractéristique

On distingue des ports naturels et des ports artificiels.

- **Un port artificiel**

Un port artificiel peut être créé à l'intérieur des terres, en creusant les plans d'eau nécessaires par dragages ; il peut être gagné sur la mer, en construisant les digues, quais et terre-pleins par apport des matériaux.

- **Un port naturel**

Un port naturel peut-être un port maritime, fluvial ou lacustre. Ce peut être un port d'estuaire ou un port fluvial éloigné de la mer. Ce peut être un port à marée ou non.

I.3.2. Classement des ports d'après leur mission principale

- **Ports de commerce**

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

Ils peuvent également comporter des installations :

- Pour la construction et la réparation navales.
- Pour la pêche.

- **Ports militaires**

Les ports militaires peuvent comporter :

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

- **Ports de travaux**

Enfin certains ports doivent être créés pour l'exécution de grands travaux afin de servir à abriter les engins flottants.

- **Ports de pêche**

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

- **Ports de plaisance**

De même, le développement des loisirs maritimes a entraîné la création de ports spécialement aménagés pour la navigation de plaisance.

I.3.3. Classement des ports d'après leur implantation géographique

- **Ports au large**

Des installations spécialisées peuvent être créées au large des côtes sans aucune protection particulière. Ceci n'est possible que lorsque les conditions naturelles sont suffisamment douces pour obtenir une exploitation normale des postes.

- Ports militaires.
- Poste pour le trafic des hydrocarbures.
- Poste pour le trafic minéralier.
- Des îles artificielles.

- **Ports en rades abritées**

De nombreux ports ont été installés dans des sites particulièrement protégés ne nécessitant pas d'ouvrage de protection contre la houle.

- **Ports extérieurs**

Ports gagnés sur la mer : La recherche des sites accessibles aux navires de grandes dimensions a parfois conduit les ingénieurs à rechercher des sites portuaires entièrement gagnés sur la mer.

Ce mode de construction peut être choisi soit par suite de l'absence de plaine littorale permettant de creuser, soit par suite de la nature rocheuse du sol.

L'inconvénient de ces ports est de manquer de superficies de terrain notamment à usage industriel.

Ports gagnés sur la terre : Ce mode de construction est employé notamment lorsqu'on dispose d'une plaine littorale suffisamment vaste, en général constituée de sol meuble et facile à creuser.

- **Ports intérieurs**

De nombreux ports, ils sont établis sur des fleuves ou rivières, reliés au littoral par un canal maritime, ou établis sur des lagunes et étangs en communication avec la mer.

I.4. OUVRAGES COMPOSANTS D'UN PORT

I.4.1. Ouvrages de protection

On distingue trois sortes d'ouvrages de protection (ou de défense) des ports et des plans d'eau contre la houle :

- Les digues à talus
- Les jetées verticales
- Les digues mixtes

I.4.2. Les plans d'eaux

Servant à l'évolution et à l'accostage des navires, ils constituent :

- Des bassins de marée dont le niveau suit celui de la marée.
- Des bassins à flot, dont le niveau suit celui des pleines mers ou est maintenu à un niveau constant.

I.4.3. Les ouvrages de réparation

Ce sont les ouvrages dont le rôle est la réparation et l'entretien des navires et bateaux. Ils se répartissent en :

- Forme de radoub.
- Cale de halage.
- Docks flottants.
- Grils de carénage.
- Cales de lancement.
- Ecluses maritimes.

I.4.4. Ouvrages d'accostage

On appelle quais, appontements et ducs d'albe les ouvrages le long desquels on accoste les navires pour procéder à des opérations de chargement et de déchargement de marchandises et de voyageurs, ou pour procéder à des opérations d'armement, de remisage et de réparation des navires à flot.

I.4.4.1. Les ducs d'albe

Les ducs d'albe constituent des points d'appui discontinus pour le flanc latéral des navires, en dehors de tout autre ouvrage sur le plan d'eau, ou bien à l'avant d'un appontement qu'ils protègent alors contre le choc des navires.

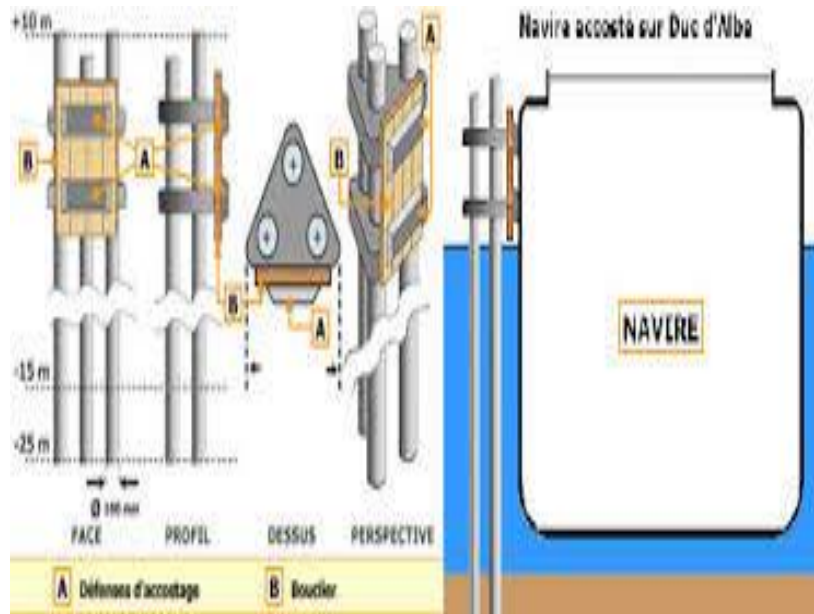


Figure I.1 : Ducs d'albe.

I.4.4.2. Les appontements

Les appontements ne diffèrent des quais que par l'absence de terre-pleins, et c'est un tablier de moindre largeur qui joue (d'une façon plus limitée) leur rôle.

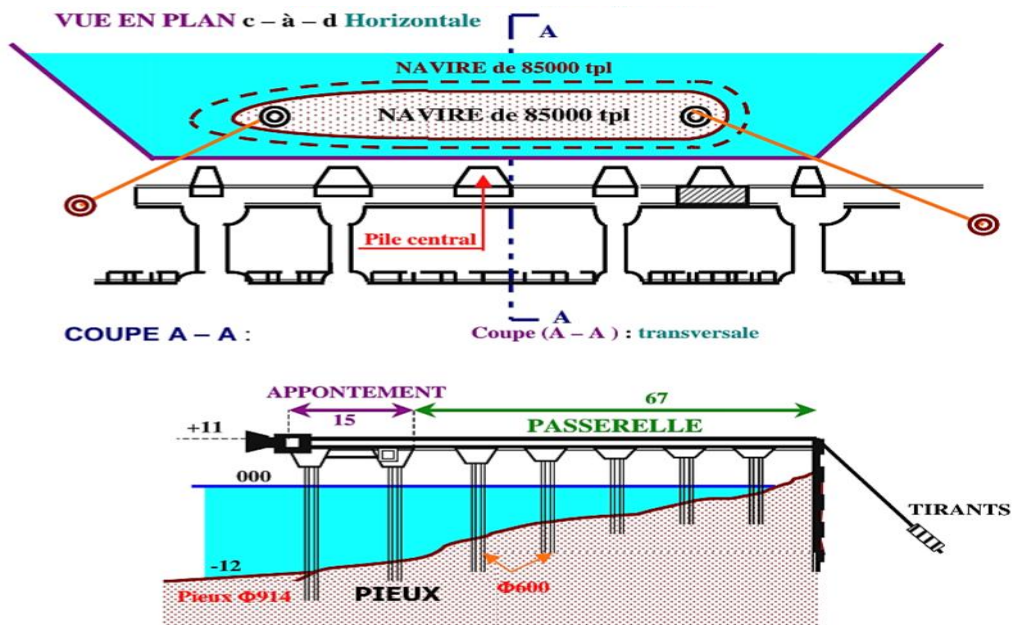


Figure I.2 : Plan général d'un appontement .

I.4.4.3. Les quais

Les quais constituent des lignes d'appui continues pour le flanc latéral des navires, le long des terrains (ou terre-pleins) qui servent à la circulation par voie de terre et à la mise en dépôt des marchandises (à l'air libre ou sous hangar). On appelle front d'accostage la partie même du quai contre laquelle le flanc des navires s'appuie.

a. Les quais sur sol de bonne portance (massifs)

Ce sont des ouvrages à fondation superficielle continue dont la stabilité d'ensemble est assurée par le poids du quai, on distingue :

▪ **Quais en maçonnerie de pierre ou en blocs de béton de ciment**

Les quais en maçonnerie ou en blocs de béton sont des ouvrages massifs et lourds, qui exigent une fondation offrant une portance élevée sous la base même du mur, ils permettent par contre, d'assurer une assez bonne la répartition des charges sur la fondation, et de ce fait, peuvent être utilisés en terrains de qualité médiocre, à la condition d'améliorer la portance du sol dans sa partie supérieure proche de la base.

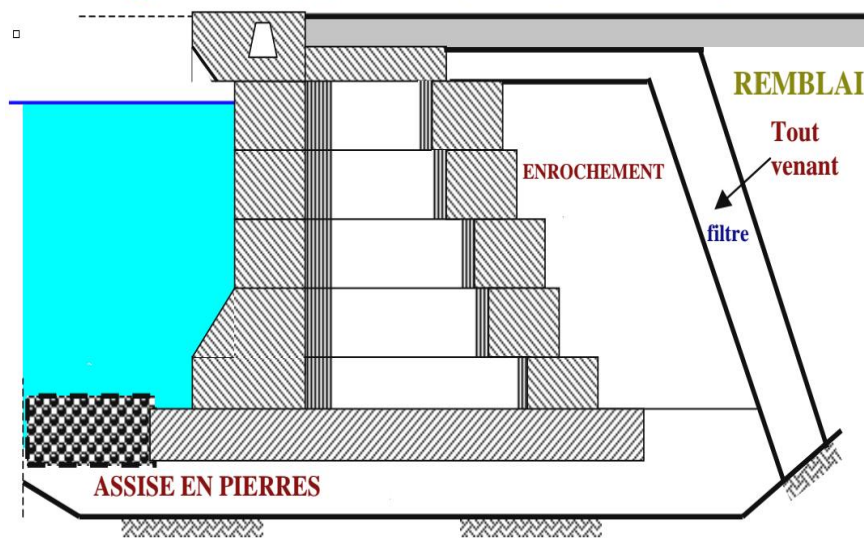


Figure I.3 : Quai en blocs.

❖ **Quais « taillés » dans le rocher**

Lorsque le sol est rocheux, il est possible d'utiliser ce sol lui-même pour constituer l'ouvrage d'accostage. Le rocher est alors taillé et revêtu en béton de ciment ou en maçonnerie, de façon à présenter un front d'accostage régulier ; ce parement doit être efficacement ancré dans le sol pour éviter tout risque de décollement ; une attention particulière doit être apportée à l'évacuation des écoulements d'eau par les fissures de la roche.

Les ouvrages de ce type sont économiques, mais la taille du rocher est souvent délicate et de toute façon, les circonstances favorables à leur utilisation sont rares.

❖ **Quais en maçonnerie de pierre ou en béton coulé sur place**

Les ouvrages de type sont conçus sous la forme de murs massifs en maçonnerie de pierre ou en béton de ciment. L'emplacement de l'ouvrage est dragué avant la construction de la maçonnerie, afin d'éviter de perturber l'équilibre du sol risque de causer des désordres à l'ouvrage construit (décomposition du sol, risque de glissements d'ensemble).

❖ **Quais en blocs de béton de ciment arrimés**

Des quais peuvent être constitués par un mur en blocs de béton préfabriqués empilés les uns sur les autres. L'empilage peut s'effectuer par assises imbriquées ou par piles juxtaposées.

▪ **Quais utilisant des caissons**

Des caissons préfabriqués (partiellement ou totalement) peuvent être utilisés pour constituer des quais continus; ils peuvent assurer un rôle de soutien des terres.

On utilise des caissons métalliques ou plus généralement en béton armé ou précontrainte de forme prismatique (cylindres ou parallélépipèdes).

Avantage :

Ces ouvrages sont plus légers, ils amènent des contraintes moins élevées sur le sol. La technique d'exécution de ce type de quai permet une réalisation rapide, car on réalise simultanément, la fabrication et les travaux de dragage.

Inconvénients :

Le coût est relativement élevé.

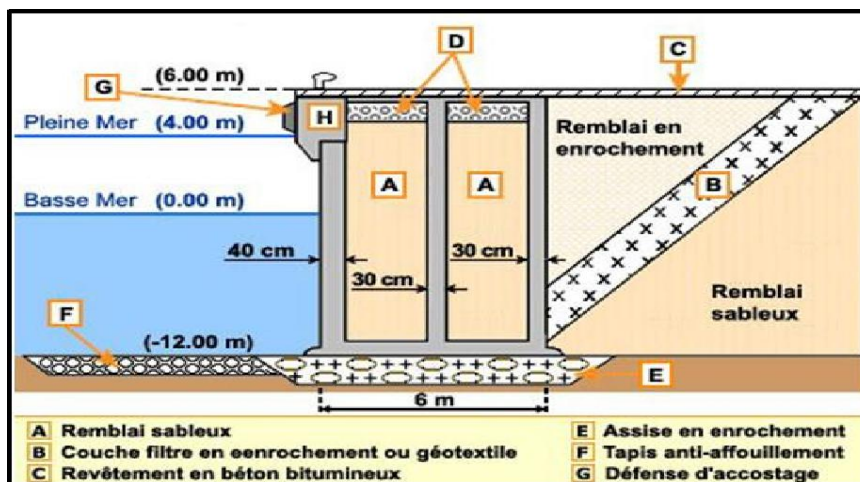


Figure I.4 : Quai en caisson.

▪ **Les quais en gabions de palplanches**

Ils sont constitués par des palplanches métalliques plates, battues verticalement et assemblées sous forme d'enceintes gabionnées qui limitent un massif de terre.

b. Les quais sur sol de faible portance

▪ **Quai en rideau de palplanches**

Les rideaux-plans de palplanches utilisent le plus souvent des palplanches métalliques, quelquefois des palplanches en béton armé, les palplanches sont susceptibles de résister à des efforts de flexion.

Les rideaux-plans utilisés pour constituer des ouvrages d'accostage sont toujours ancrés, l'encrage étant constitué :

- Soit par des tirants métalliques reportant l'effort de traction sur une pièce d'encrage située dans le remblai, à une certaine distance du rideau principal (Quais à tirants).
- Soit directement sur une plate-forme supportée par des pieux verticaux et inclinés (Quais de type danois).

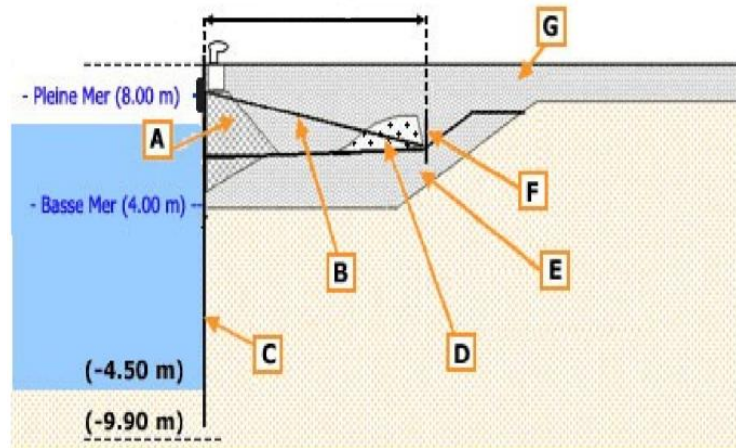


Figure I.5 : Quai en rideau plan de palplanches.

▪ **Ouvrages sur piles ou sur pieux**

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

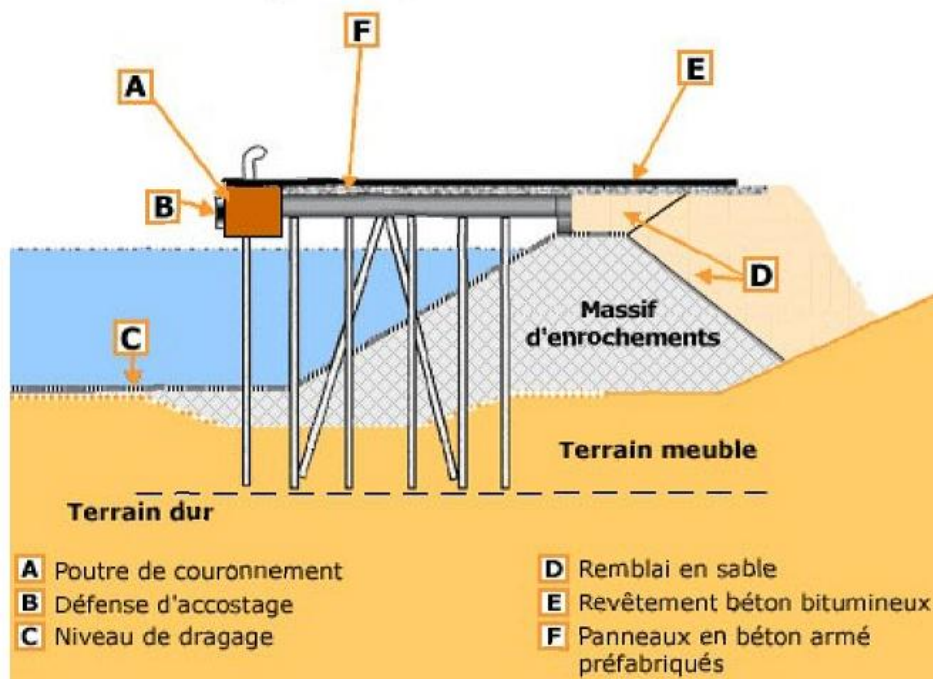


Figure I.6 : Quai sur pieux.

c. Paramètres de choix d'un type de quai

▪ **La géotechnique**

La qualité du sol de fondation est un élément important, elle conditionne d'une part de fondation superficielle et autre part profonde.

▪ **Les efforts appliqués**

Faisant intervenir la hauteur du quai (dépendant de la hauteur des navires à recevoir), la nature des terres à soutenir, la pression hydrostatique, hydrodynamique et les surcharges d'exploitation.

▪ **L'agitation**

Dans le bassin, les quais proches de l'entrée du port nécessitent un coefficient aussi faible que possible.

▪ **La sécurité**

Souhaitée pour l'ouvrage, accostage accidentel d'un navire.

▪ **La durée de vie**

La durée de vie de l'ouvrage dépend de l'agressivité du milieu ambiant vis-à-vis de l'attaque des matériaux (corrosion).

CHAPITRE II

**PRESENTATION DU
PROJET ET COLLECTE
DES DONNEES**



CHAPITRE II. PRESENTATION DU PROJET ET COLLECTE DES DONNEES

II.1. HISTORIQUE DE LA VILLE D'ORAN

Oran, surnommée « la radieuse », est la deuxième plus grande ville d'Algérie et une des plus importantes villes du Maghreb. C'est une ville portuaire de la Méditerranée, située au Nord-Ouest de l'Algérie, à 432 km de la capitale Alger.

Oran, Ouahran en arabe, important site préhistorique, la ville est fondée au Xe siècle par les Andalous. Elle connaît une succession de dynasties arabo-berbères. Occupée par les Espagnols en 1509, elle est définitivement reconquise en 1792 par le bey Mohamed El Kebir et devient le siège du beylik de l'Ouest. Pendant la colonisation française, elle connaît un développement rapide, et devient la deuxième ville d'Algérie. Après l'indépendance, elle demeure la capitale économique de l'Ouest du pays et le principal centre financier, commercial et industriel.

II.2. HISTORIQUE DU PORT D'ORAN

Le port d'Oran fait naissance vers 1850 avec la construction du vieux port actuellement affecté à la pêche. Sa jetée au large fût construite en 03 phases, en fonction de l'extension du port même.

La première tranche d'une longueur de 1040 m a été réalisée entre 1860 et 1892. Les études de la deuxième extension d'une longueur de 1287 m ont commencée en 1906 et la réalisation s'est faite entre 1911 et 1914.

La décision définitive de réaliser la troisième et dernière tranche d'une longueur de 500 m fût prise en 1924 et les travaux furent lancés en 1930.

Le port d'Oran a eu subi quatre tempêtes au cours de son histoire et qui ont causé certains dégâts.

- La première tempête a eu lieu en 1934, elle a causé la chute d'environ 139 blocs artificiels. Les réparations ont été effectuées en 1935 avec le rechargement et la pose de 80 blocs artificiels supplémentaires et certaines réparations de maçonnerie.
- La deuxième tempête a eu lieu en 1936, elle a eu pour conséquence l'endommagement de certains profils et des dégâts sur couronnement (toute la longueur), ainsi que la chute de quelques 1500 blocs artificiels. Les réparations envisagées ont été le rechargement, la pose des blocs artificiels supplémentaires, l'agrandissement de la risberme, etc.
- La troisième tempête a eu lieu en deux phases (1967 et 1969), elle a engendrée d'importantes réparations.
- La Quatrième et dernière tempête qui a eu à subir le port d'Oran s'est déroulée en 1980, elle a causé beaucoup de dégâts sur jetée, ce qui a entraîné la réfection de cette dernière entre 1981 et 1983.

II.3. SITUATION ET DESCRIPTION GENERALE DU PORT D'ORAN

Le Port d'Oran s'ouvre sur la rive sud de la méditerranée occidentale. Il est situé à environ 400 km à l'Ouest d'Alger, à moins de 200 km des rivages ibériques et non loin du détroit de Gibraltar. Il est situé donc à proximité des autoroutes maritimes Est-Ouest qui traversent la Méditerranée et à proximité des lignes maritimes Nord-Sud.

Ce port se positionne entre :

35° 42' 35'' et 35° 43' 13'' de latitude Nord
0° 37' 30'' et 0° 39' 10'' de longitude Ouest

Il offre une protection suffisante ; aussi les opérations portuaires ne sont, raisonnablement pas trop perturbées même pendant la mauvaise saison. Cette protection est assurée grâce à la jetée du large parallèle à la côte et d'une longueur d'environ 2.8 km. A l'Est, la traverse du large fait front à la houle diffractée par le musoir de la jetée. L'accès au port ne présente pas de difficultés sauf par fortes tempêtes d'Ouest ou vents forts du Nord.

Le port se compose de 07 bassins dont le vieux port affecté à la pêche, il totalise un plan d'eau de 122 ha. De plus de 30 postes à quai s'étendent sur une longueur de 4.5 km plus ou moins protégés suivant la position qu'ils occupent dans les bassins.

La surface de terre-pleins dépasse actuellement les 70 ha, surtout après l'aménagement dû à l'importance croissante du trafic routier, des conteneurs (gros conteneurs d'aires de stockage) et la démolition de plusieurs bâtiments et hangars.

II.4. SITUATION ET DESCRIPTION DU SITE D'ETUDE

Le site d'étude est situé au niveau du bassin de l'avant port d'Oran (bassin de Skikda). Il est délimité par la jetée Tessala et les quais du Havre et Sébastopol.

Le terminal à conteneur actuel est d'une superficie de 06 ha, il est délimité au Nord par le quai de la Havane, à l'Est par les quais du Havre et Sébastopol donnant sur le bassin de Skikda, à l'Ouest par le quai de Hambourg.



Figure II-1: Image satellitaire du site d'étude.

II.5. OBJET DE L'ETUDE

L'aménagement projeté consiste en la réalisation de terre-pleins dans le bassin de Skikda d'une surface de 23.4 ha environ, fermés à l'aide d'un nouveau quai à construire d'une longueur de 667.4 m.

Pour cela, il est prévu une démolition de la totalité de l'ancien quai de la Havane, d'une partie du quai du Havre et d'une partie du quai de Hambourg. La création d'un bassin de dissipation et d'un épi d'une longueur de 110 m perpendiculaire au nouveau quai projeté, sont prévus à cet effet.

II.6. COLLECTE ET ANALYSE DES DONNEES DE BASES

II.6.1. Données météorologique

II.6.1.1. Température et précipitation

La zone du projet représente un climat typiquement méditerranéen. La température moyenne annuelle est de 17.9 °C, il fait le plus chaud au mois d'Août avec une température moyenne de 25.1 °C et le plus froid au mois de Janvier avec une température moyenne de 12 °C.

Les renseignements concernant la pluviométrie, tirés des statistiques, indiquent des précipitations annuelles moyennes de l'ordre de 377 mm. Ces précipitations font apparaître deux périodes :

- Une période hivernale s'étalant d'Octobre à Avril, avec un maximum de précipitations en Décembre qui est de 62 mm en moyenne.
- Une période sèche s'étalant de Mai à Septembre, avec un minimum de précipitations en Juillet qui est de 01mm en moyenne.

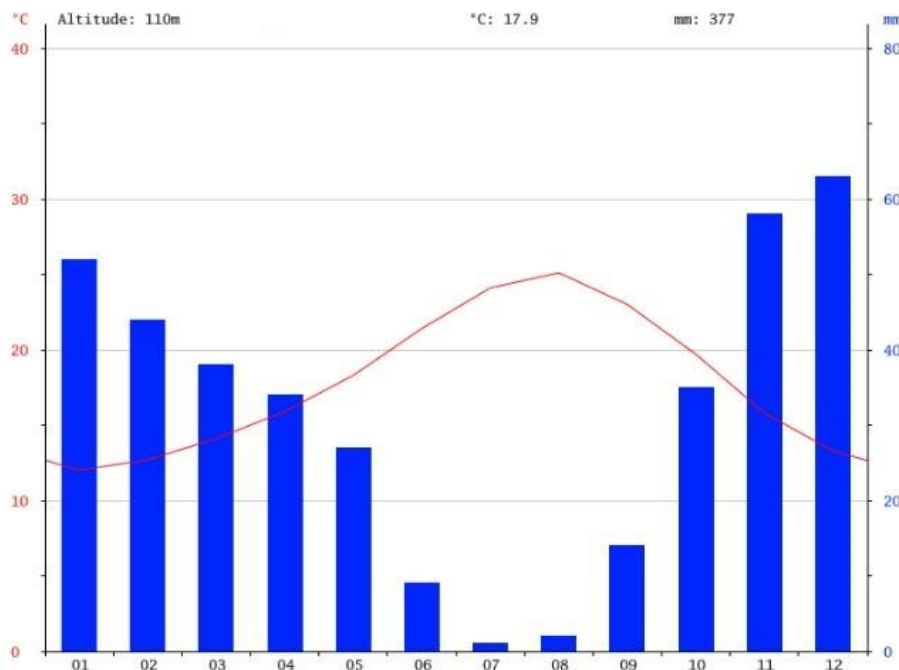


Figure II-2 : Diagramme des températures et précipitations.

II.6.1.2. Vent

On constate l'existence d'un signal saisonnier important dans la saison hivernale et automnale défini, respectivement, par un maximum aux mois de Mars et Octobre et un minimum au mois d'Août. Le vent varie entre 0 et 80 Km/h, avec des directions et provenances très variables.

Les données relatives au régime des vents peuvent être décrites sous forme d'une rose des vents, le vent dominant est de NE et NNE.

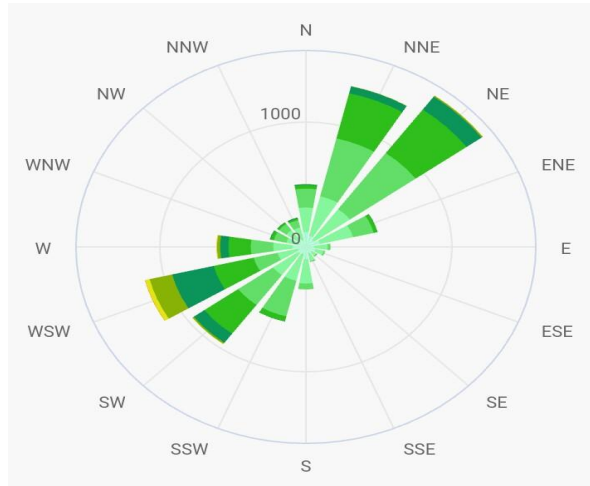


Figure II-3 : Rose des vents sur une période annuelle.

II.6.2. Données océanographiques

II.6.2.1. Marée

L'amplitude de la marée est généralement faible en méditerranée. Elle présente des écarts suivant l'époque lunaire et est le plus souvent masquée par la surélévation ou l'abaissement du niveau de l'eau engendré par des variations de conditions climatologiques. En moyenne, nous pouvons dire que la marée de pleine lune est de 25 à 30 cm et celle de la nouvelle lune de 05 à 15 cm.

D'autres phénomènes peuvent se superposer à cet effet astronomique tels que la pression atmosphérique, les seiches, etc. De forts vents marins locaux peuvent aussi par action directe sur la surface de la mer entraîner au rivage un gonflement du plan d'eau. On estime que le niveau de la surface de la mer peut atteindre une surélévation maximale de 01 m environ, du fait de ces phénomènes.

II.6.2.2. Niveaux d'eau

- **Niveaux de référence**

Les niveaux de référence pour les côtes d'altitude marines et terrestres sont rattachés au zéro hydrographique des cartes marines (CM). Le niveau moyen de la mer est considéré à + 0.40 m CM.

- **Niveaux de marée**

L'amplitude des marées sur la côte Algérienne est relativement faible, de l'ordre de 20 cm. On constate toutefois une variation saisonnière du niveau de la mer en fonction des variations

de pression atmosphériques. Cette variation est maximum de Novembre à Décembre et peut atteindre 50 cm.

▪ Niveaux extrêmes

En l'absence de mesures précises de la variation du niveau de la mer liée aux surcotes constatées par fort vent d'Ouest, le niveau extrême est estimé à + 0.85 m CM correspondant au niveau moyen de la mer plus une surcote de 0.45 m (combinaison de la variation de pression atmosphérique et d'une surcote de tempête).

II.6.3. Données Hydrographiques

La configuration des fonds marins intervient sur la propagation des houles, les caractéristiques de ces dernières à l'approche du littoral et les mouvements sédimentaires qu'elles engendrent.

II.6.3.1. La houle

La houle est une déformation que subit la surface de la mer sous l'influence du vent. Elle est définie par la longueur d'onde, sa période et son amplitude. Lorsque la profondeur devient faible, inférieur à la demi-longueur d'onde, la houle subit un certain nombre de modifications importantes.

La rose annuelle des houles met en évidence la prédominance des houles de secteur Nord-est, de Sud-ouest, et d'Ouest dont les données sont basées sur les observations tirées du manuel SSMO (SUMMARY OF SYNOPTIC METEOROLOGICAL OBSERVATIONS) de l'US NAVAL WEATHER-SERVICE.

Tableau II-1 : Fréquence d'observation de la houle.

Direction	NE	SW	W
f (%)	25.20	19.40	12.40

La fréquence d'apparition des houles d'amplitude supérieure à 4 m est de l'ordre de 0.1 %. L'état calme sur l'année représente 14.5 % des observations.

II.6.3.2. La houle au large

Les données relatives aux houles au large sont tirées des documents suivants :

- Rapport d'étude en modèle réduit physique d'un terminal à conteneurs (LEM 1989).
- Rapport SOGREAH R2 : étude de propagation de la houle (février 2004).

▪ Rapport LEM 1989

La position du port d'Oran en Méditerranée montre que seules les houles en provenance d'un secteur s'étalant environ entre Nord-est et Est-nord-est sont susceptibles d'arriver avec une très grande intensité sur le port.

En analysant les statistiques disponibles de la houle au large du port d'Oran, le LEM a considéré les caractéristiques suivantes de la houle au large :

Tableau II-2 : Caractéristiques de la houle au large d'après le rapport du LEM.

Période de retour T (ans)	1	2	5	10	20	50
Hauteur significative H_s (m)	4.50	5.60	6.70	7.40	8.00	9.00

Tableau II-3 : Probabilité d'occurrence de la houle au large.

Hauteur significative H_s (m)	Probabilité d'occurrence en %					
	1 an	2 ans	5 ans	10 ans	20 ans	50 ans
H_s annuelle	82.40	96.90	99.90	100.00	-	-
H_s biennale	42.50	66.95	93.70	99.60	100.00	-
H_s quinquennale	19.20	35.00	65.60	88.20	98.60	100.00
H_s décennale	10.40	19.70	42.20	66.60	88.80	99.60
H_s vicennale	5.00	11.65	26.63	46.20	72.00	95.50
H_s cinquantiennale	2.00	4.70	11.26	21.25	37.90	69.75

Période de pointe T_p

L'expérience du DHL (Laboratoire d'Hydraulique de Delft) au large de la Méditerranée a permis de déterminer une relation entre la hauteur significative H_s et la période de pointe T_p .

$$T_p = 4.2 (H_s)^{0.56}$$

Cette relation est très proche de la relation déterminée sur la base de l'expérience du DHI (DANISH HYDRAULIC INSTITUT) en Méditerranéen.

$$T_p (s) = \frac{2\pi}{0.25 + \frac{1.80}{H_s + 0.60}}$$

Tableau II-4 : Périodes de pointe en fonction de la hauteur significative.

Période de retour T (ans)	1	2	5	10	20	50
Hauteur significative H_s (m)	4,50	5,60	6,70	7,40	8,00	9,00
Période de pointe T_p (s) d'après la relation DHL	9,75	11,02	12,18	12,88	13,45	14,37
Période de pointe T_p (s) d'après la relation DHI	10,42	11,62	12,65	13,22	13,67	14,36

▪ Rapport SOGREAH 2004

La répartition statistique des hauteurs de houles associées au temps de retour statistique est donnée pour chaque secteur de provenance. La courbe d'extrapolation centrale qui correspond aux valeurs avec une probabilité de dépassement de 25% pour chaque période de retour a été la courbe de référence pour la définition des conditions de projet. La période de pic a été établie à partir d'une légère modification de l'équation définie par DHI. La nouvelle équation qui permet de mieux représenter les observations de Météo-France, est la suivante :

$$T_p = 4 (H_s)^{0.5}$$

Tableau II-5 : Caractéristiques de la houle au large d'après le rapport du SOGREAH.

Période de retour T (ans)	Hauteur significative H_s (m)			
	Nord 280°	Nord 330°	Nord 360°	Nord 30°
2	7.7	4.7	4.2	5.3
5	8.0	6.1	5.3	6.2
10	8.8	7.0	5.9	7.0
20	9.7	8.1	6.7	7.7
50	10.8	9.5	7.7	8.5
100	11.7	10.4	8.4	9.2

II.6.4. Fonds disponibles au niveau de l'avant port

Les profondeurs disponibles au niveau du bassin de Skikda varient entre -1 m à -14 m dans la partie prévue pour l'extension du terminal à conteneurs et de -14 m à -22 m dans le reste de l'avant port.

II.6.5. Description des ouvrages existants

▪ Quai de la Havane

D'une longueur totale de 160 m, élément assurant la continuité entre les quais de Hambourg et du Havre, le front d'accostage est constitué par un empilement de 05 blocs artificiels en béton de 2.50 m de hauteur chacun. Le tirant d'eau est de l'ordre de 12 m. La superstructure se compose d'un couronnement en béton arasé à + 2.00 m.

▪ Quai du Havre

D'une longueur totale de 200 mètres. Sur 91 m, le front d'accostage est constitué d'un empilement de 04 blocs de 2.50 m de hauteur chacun, avec un tirant d'eau de l'ordre de 12 m, la superstructure se compose d'un couronnement en béton arasé à la côte + 2.00 m. Sur les 85m suivants le tirant d'eau est de 11 m, et le front d'accostage est constitué d'un empilement de 04 blocs de 2.50 m de hauteur chacun. Sur les 24 m restants le quai est constitué de 04 blocs préfabriqués. Le tirant d'eau est de l'ordre de 9 m.

▪ Quai de Sébastopol

D'une longueur totale de 112 m, il est constitué de 02 blocs préfabriqués de 2.75 m de hauteur chacun fondé à - 4.50 m. La superstructure est composée d'un couronnement en béton arasé à la côte +1.70 m.

▪ Quai de Hambourg

D'une longueur totale de 400 m, le quai de Hambourg est un quai en blocs présentant quatre profils différents en profondeurs, les tirants d'eau sont compris entre 10 m et 14 m. Ce quai a fait l'objet d'un rempiètement au cours des années quatre vingt. Ce rempiètement a consisté en la réalisation d'un masque en béton soutenu par des pieux surmontés par un couronnement duquel partent les tirants actifs.

▪ Revêtement des terres-pleins

Le revêtement de terre-pleins existant est du type souple (enrobé), il est constitué :

- D'une couche de fondation en Grave non traitées 0/40 de 20 cm d'épaisseur.
- D'une couche de base en Grave bitume 0/20 de 15 cm d'épaisseur.
- D'une couche de roulement en béton bitumineux 0/10 de 8 cm d'épaisseur.

▪ Jetée Tessala

La traverse du large, située à l'Est du port d'Oran à une direction sensiblement perpendiculaire à la côte et à la jetée du large, sa longueur totale est de 510 mètre, elle abrite le bassin des vents de l'Est et du Nord Est.

II.6.7. Données sur le navire de projet

L'extension du terminal a conteneurs consiste en le prolongement du quai de la Havane et des terres-pleins vers l'Est. Le cercle d'évitage inscriptible dans la zone de l'avant port avec cette extension a un diamètre de 330 m. Avec un rapport ($D/L > 1.5$ et assistance de remorqueurs) la longueur maximale du navire de projet est de 220 m.

Les caractéristiques des navires sont décrites comme suit :

- Longueur = 220 m.
- Largeur = 32 m.
- Tirant d'eau = 11.50 m.
- DWT = 30000 t.
- Nombre de conteneurs = 1670.

II.6.8. Trafic prévisionnel

Selon la Direction des Travaux Publics de la Wilaya d'Oran, le trafic prévisionnel (2010 - 2015) est de l'ordre de 500 000 EVP minimum.

II.6.9. Charges et surcharges d'exploitation

Les charges et surcharges à considérer sont données par l'EPO, il s'agit :

- D'un Portique de 1000 t.
- D'une Grue Portuaire FANTUZZI 300 t.
- D'une Surcharge d'exploitation 4 t/m^2 .
- D'un Engins de manutention sur terre pleins : 25 T/essieu.

II.6.10. Séisme

Selon le règlement parasismique algérien RPA99 / version 2003, le projet de l'extension du terminal à conteneurs d'Oran est situé dans le groupe IB (ouvrage de grande importance) de la zone sismique (IIa) qui est caractérisée par une sismicité moyenne dont le coefficient d'accélération sismique est de 0.20.

Tableau II-6 : Coefficient d'accélération sismique.

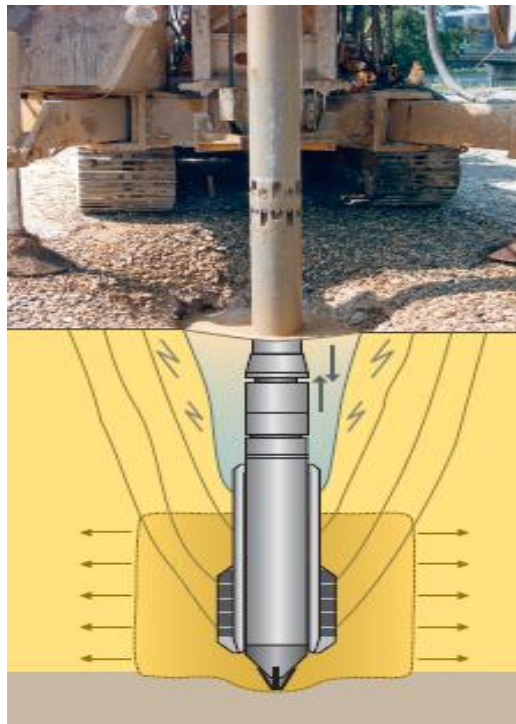
Groupe	Zone I	Zone IIa	Zone IIb	Zone III
1A	0.12	0.25	0.30	0.35
1B	0.10	0.20	0.25	0.30
2	0.08	0.15	0.20	0.25
3	0.05	0.10	0.14	0.15



Figure II-5 : Cartes de zonage sismique de l'Algérie (RPA99 / version 2003).

CHAPITRE III

TRAITEMENT DES REMBLAIS ET COSOLIDATION PAR VIBRO-COMPACTAGE



CHAPITRE III. TRAITEMENT DES REMBLAIS ET CONSOLIDATION PAR VIBRO-COMPACTAGE

III.1. INTRODUCTION

La technique du vibro-compactage est un procédé très performant d'amélioration des sols pulvérulents de type sablo-graveleux, cette technique permet d'obtenir une compacité proche de l'Optimum Proctor Modifié, même en dessous de la nappe.

Ce chapitre révèle les résultats et l'interprétation des essais in situ SPT, pour un traitement au niveau du remblai en sable afin de constituer des nouveaux terre-pleins du terminal à conteneurs, avant et après le procédé du vibro-compactage afin d'assurer l'augmentation de la portance du sol.

III.2. VIBRO-COMPACTAGE

III.2.1. Domaine d'application

Le vibro-compactage est un procédé d'amélioration des sols qui permet de compacter dans la masse, même à des profondeurs de plus de 30 m, les sols pulvérulents non cohésifs (sable, gravier, cailloux, certains remblais, ...) de compacité faible à moyenne.

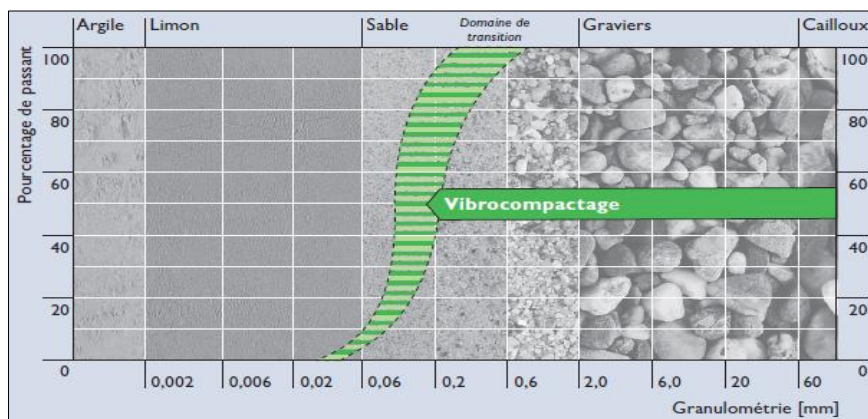


Figure III.1 : Domaine d'application du vibro-compactage.

III.2.2. Principe de fonctionnement

La technique du vibro-compactage consiste à compacter dans la masse les sols grenus sous ou hors nappe à des profondeurs variables par le biais des vibrations d'une fréquence moyenne et d'une énergie importante émises à l'aide d'un vibreur radial. Ce vibreur est suspendu à un atelier approprié (grue par exemple) permettant la pénétration de l'outil.

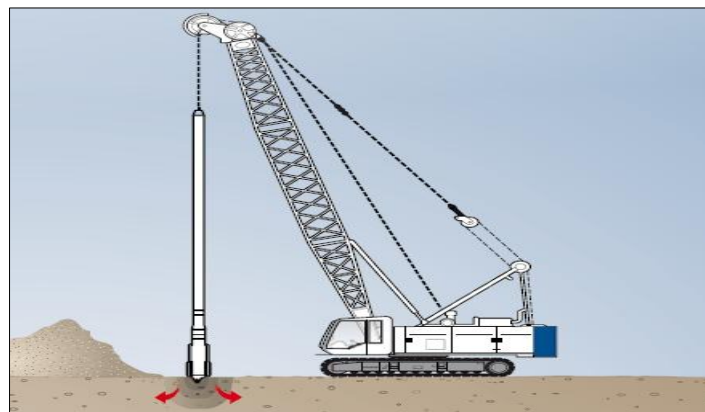


Figure III.2 : La technique du vibro-compactage.

La pénétration de l'outil, ainsi que le compactage, sont facilités par un fluide de lançage, généralement de l'eau sous pression. Le compactage se fait par passe en remontant l'outil suivant un programme de paliers successifs de 0,50 à 01 m selon le terrain et la puissance du vibreur utilisé. La compacité du sol obtenue après traitement dépend étroitement de sa granulométrie, de sa dureté et de l'adéquation du type de vibreur.

▪ **Aspects géotechniques**

L'action de ces vibrations va provoquer un réarrangement des grains du sol grenu, de manière à ce qu'ils occupent le plus petit volume possible. Ce procédé agit donc par augmentation de la densité relative en place et par réduction de l'indice des vides pour augmenter la portance du sol, réduire les tassements et limiter le risque potentiel de liquéfaction. Il consiste non pas à créer des éléments porteurs, mais à augmenter la capacité portante du terrain. Le sol pourra alors être sollicité par des fondations superficielles.

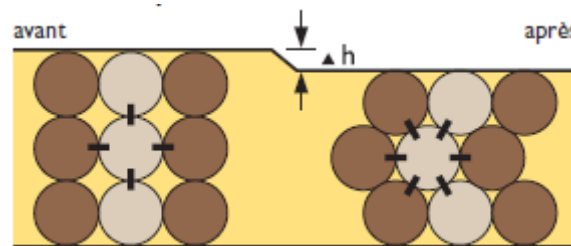


Figure III.3 : État de compacité du sol.

III.2.3. Avantages du procédé

Le procédé du vibro-compactage permet :

- Une amélioration en profondeur d'un terrain sablo-graveleux.
- Un traitement des terrains sous nappe phréatique.
- Une amélioration de la portance d'un sol.
- Une diminution des tassements totaux et différentiels sous l'ouvrage.
- Une protection sismique par réduction du potentiel de liquéfaction.

III.2.4. Mise en œuvre

La mise en œuvre d'un vibro-compactage se déroule en quatre étapes :

▪ Fonçage

L'outil, dont la puissance et les caractéristiques sont variables en fonction du terrain, est foncé jusqu'à une profondeur finale à atteindre. Sa descente s'opère grâce à l'effet conjugué de son poids, de la vibration et du lançage à l'eau.

▪ Compactage

Le vibro-compactage est alors réalisé par passes successives en remontant l'outil. Le cylindre de sol compacté par l'effet des vibrations est également refoulé latéralement.

▪ Apport de matériaux

Autour du vibreur apparaît un cône d'affaissement, que l'on comble au fur et à mesure soit par des matériaux d'apport (A), soit en découpant progressivement les matériaux du site (B).

▪ Finition

Une fois le vibro-compactage terminé, on effectue un compactage en surface puis un nivellement.

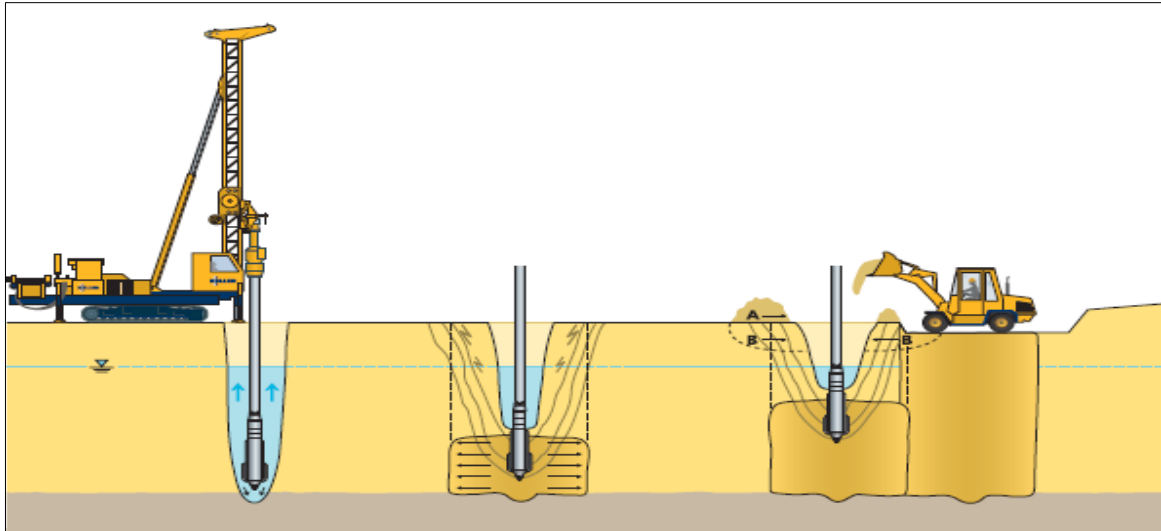


Figure III.4 : Méthode de mise en œuvre d'un vibro-compactage.

III.2.5. Maillage

En fonction de la nature et de l'importance des charges à reprendre, on réalisera un traitement dans la masse par un maillage régulier ou un traitement localisé sous les semelles. Le maillage optimal en fonction des performances à atteindre est déterminé lors de plots d'essais préalables.

Les contrôles de type pressiomètre ou pénétromètre statique effectués après traitement permettent de valider l'augmentation de la compacité.

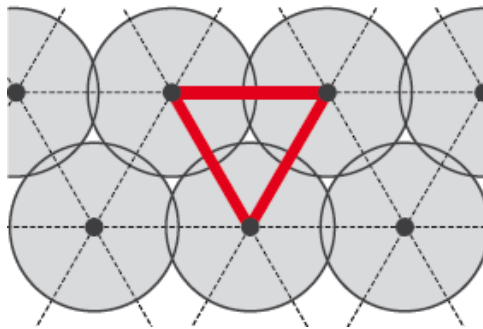


Figure III.5 : Compactage général en maillage régulier.

III.3. SONDAGES CAROTTES

La campagne de sondage représente la plus grande partie des études du sol. Sa réussite dépend du choix du matériel, de l'implantation correcte des forages et de la capacité du sondeur. Le sondage est un forage vertical de petit diamètre réalisé dans le sol pour la récupération des échantillons qui sont utilisés pour :

- L'identification visuelle.
- L'identification mécanique in situ.
- L'identification physique en laboratoire : granulométrie, teneur en eau, etc.
- L'identification mécanique en laboratoire : angle de frottement, cohésion, etc.

Le point d'essai de cette détection se situe à la zone B-01 avec un maillage d'une distance de 3 m, à la zone B-02 avec un maillage d'une distance de 3,5 m et à la zone B-03 avec un maillage d'une distance de 4 m.

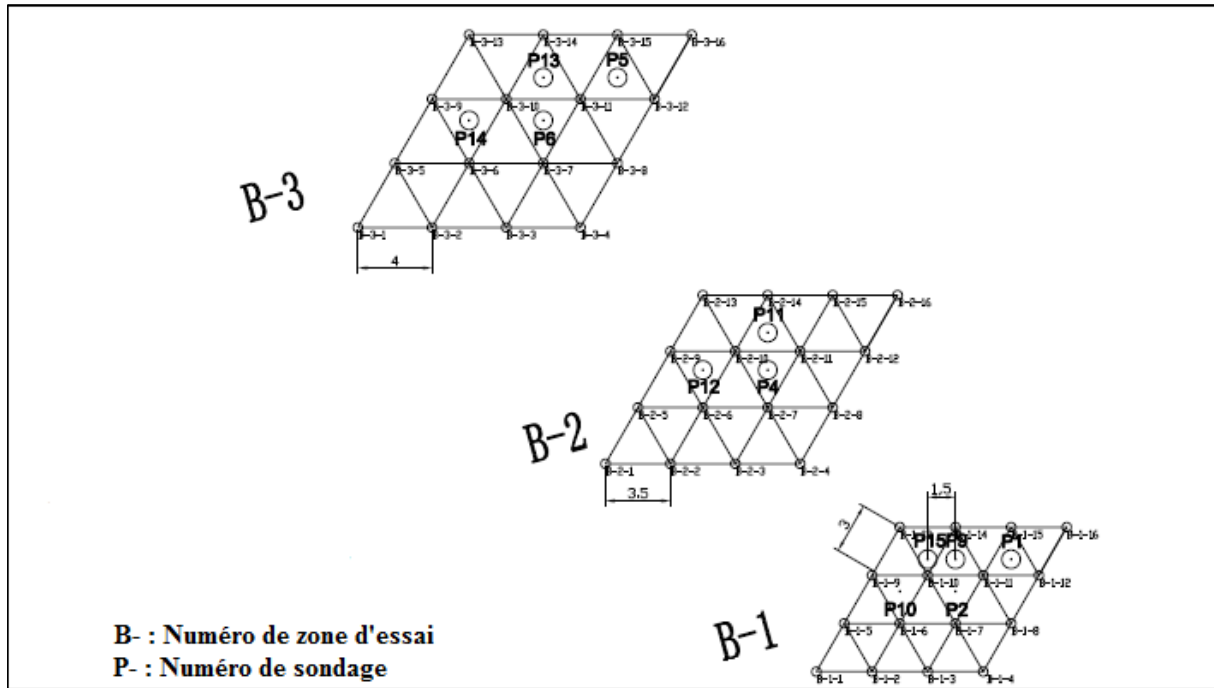


Figure III.6 : Plan en place des sondages.

Les sondages ont été effectués dans le cadre de cette campagne géotechnique avant et après le vibro-compactage sont synthétisés comme suit :

Tableau III-1 : Sondages carottés.

	Zone d'essai	N° de sondage	Coordonnées			Profondeur (m)
			X	Y	Z	
Avant le vibro-compactage	B-01	P01	3954791.441	714514.668	0.99	12.95
		P02	3954789.709	714511.668	1.00	12.95
	B-02	P04	3954801.646	714501.545	0.99	12.95
	B-03	P05	3954817.422	714493.442	1.03	12.95
		P06	3954815.112	714489.442	1.00	12.95
	Après le vibro-compactage	B-01	P09	3954791.441	714511.668	1.10
P10			3954789.709	714508.668	1.10	12.95
P15			3954791.441	714510.168	1.02	15.00
B-02		P11	3954803.667	714501.545	1.00	12.95
		P12	3954801.646	714489.442	1.00	12.95
B-03		P13	3954817.422	714489.442	0.99	12.95
		P14	3954815.112	714485.442	1.00	12.95

D'après la description visuelle des échantillons récupérés par les sondages réalisés sur site, on a constaté une lithologie constituée :

- D'une terre de recouvrement : sable limoneux de couleur jaune claire, de consistance lâche.
- D'un remblai artificiel : graves, de forme angulaire, de 02 mm à 05 mm, de consistance lâche à moyenne.
- D'un remblai artificiel : cailloux graveleux sableuse, constitué d'un mélange de cailloux de 30 mm à 50 mm, de graves de 02 mm à 05 mm et de sable fins d'une couleur jaune claire, de consistance lâche à moyenne.
- D'un remblai artificiel : brèche de consistance très ferme.

- D'un remblai artificiel : grave sableuse, constitué d'un mélange de graves de 02 mm à 05 mm et de sable fins d'une couleur grise noirâtre, de consistance lâche à moyenne.
- D'un remblai artificiel : sable graveleux, constitué d'un mélange de graves de 02 mm à 05 mm et de sable fins de couleur marron rougeâtre, de consistance lâche à moyenne.
- D'un remblai artificiel : sable limoneux de couleur jaune claire, de consistance lâche à moyenne.

III.4. ESSAIS IN SITU

III.4.1. Essai de pénétration au carottier (SPT)

L'essai de pénétration au carottier s'applique aux sols fins et aux sols grenus dont la dimension maximale des éléments ne dépasse pas 20 mm. Cet essai est limité à une profondeur de 50 m.

Le SPT consiste à enfoncer dans le terrain par battage un carottier de conception et de dimension normalisées. On compte le nombre de coups de mouton nécessaires pour enfoncer le carottier sur une certaine profondeur. Une fois plein, le carottier est remonté à la surface, vidé de sa carotte puis redescendu au fond du forage. L'opération est répétée sur toute la hauteur du profil à tester.

Le carottier, placé au fond d'un forage préalable, est battu par l'intermédiaire d'un train de tiges. Le battage s'effectue par passes successives à l'aide d'un marteau de 63,5 kg qui tombe en chute libre d'une hauteur de 76 cm sur la tête du train de tiges. La profondeur de chaque passe de pénétration est de 45 cm.

Durant le battage, on note trois enfoncements successifs :

- l'enfoncement de mise en place : c'est l'enfoncement du carottier sous son propre poids et sous celui du train de tiges et du dispositif de battage ; la pénétration est poursuivie immédiatement si ce premier enfoncement dépasse 45 cm.

- l'enfoncement d'amorçage : le carottier est enfoncé par battage de 15 cm sous l'effet de N_0 coups de mouton.

- l'enfoncement d'essai : le carottier est battu afin d'obtenir un enfoncement de 30 cm résultant de deux enfoncements successifs de 15 cm sous l'effet de N_1 puis N_2 coups de mouton.

Le nombre $N = N_1 + N_2$ est appelé résistance à la pénétration au carottier standard (la valeur SPT).

▪ Correction de la valeur du nombre des coups au SPT

Les valeurs brutes de N doivent subir certaines corrections empiriques, consacrées par l'usage.

Sous la nappe, lorsque la valeur de N enregistrée est supérieure à 15, Terzaghi et Peck recommandent de calculer une valeur corrigée par la relation :

$$N_{\text{corrigé}} = 15 + \frac{N - 15}{2}$$

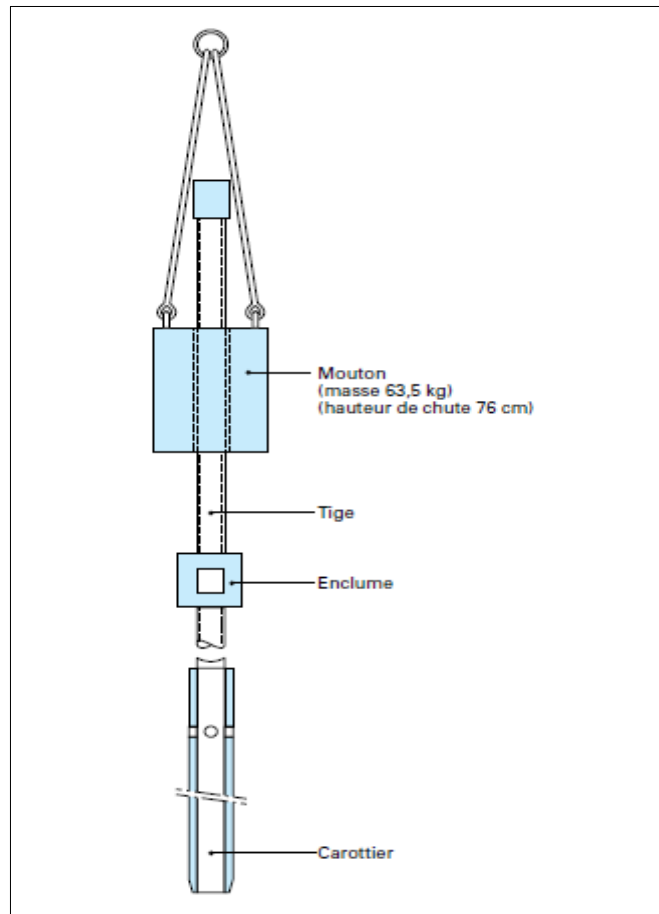


Figure III.7 : Schéma de principe du SPT.

▪ **Correction de la valeur du nombre des coups au SPT**

Les valeurs brutes de N doivent subir certaines corrections empiriques, consacrées par l'usage.

Sous la nappe, lorsque la valeur de N enregistrée est supérieure à 15, Terzaghi et Peck recommandent de calculer une valeur corrigée par la relation :

$$N_{\text{corrigé}} = 15 + \frac{N - 15}{2}$$

La compacité des sols pulvérulents est évaluée à l'aide du nombre des coups corrigé :

Tableau III-2 : Corrélation entre La compacité des sols pulvérulents et N_{corrigé}.

N _{corrigé}	< 4	4 - 10	10 - 30	30 - 50	> 50
Compacité	Très lâche	Lâche	Moyenne	Dense	Très dense

▪ **Angle de frottement interne ϕ**

Plusieurs auteurs ont essayé de trouver une relation entre l'angle de frottement et la résistance mesuré au SPT.

OSAKI donne une formule pour exprimer la relation entre ϕ et N :

$$\phi = \sqrt{20N} + 15$$

Les essais SPT ont été réalisés lors de l'exécution des sondages afin de déterminer la compacité de remblai. Ces essais ont été réalisés tous les 1,5 m ou à chaque variation lithologique.

III.4.2. Résultats d'essais de pénétration au carottier (SPT)

Huit essais SPT ont été réalisés dans chaque sondage, les résultats sont détaillés dans l'annexe A.

Après l'analyse des résultats d'essais SPT, on peut dire que les caractéristiques géotechniques des différentes couches rencontrées ont des valeurs proches, c'est pour cela on va prendre des valeurs caractéristiques avec un risque de 5% calculée par la loi normale suivante :

$$X_{\text{Caractéristique}} = X_{\text{Moy}} - 1,65 \frac{s}{\sqrt{n}}$$

Tableau III-3 : Résultat stratifié d'essais SPT, zone B-01.

	Couche	Paramètre	Nombre de valeurs	Valeur min	Valeur max	Valeur moy	Ecart type, s	Valeur caractéristique
Avant le vibro-compactage	GS	N	06	03	15	08	3,90	5
		N _{corrige}	06	03	15	08	3,90	5
		φ(°)	06	23	32	28	2,88	26
	CG	N	03	06	16	11	5,03	6
		N _{corrige}	03	06	16	11	5,03	6
		φ(°)	03	26	33	30	3,51	27
	G	N	01	09	09	09	0,00	9
		N _{corrige}	01	09	09	09	0,00	9
		φ(°)	01	28	28	28	0,00	28
SG	N	06	06	12	09	2,97	7	
	N _{corrige}	06	06	12	09	2,97	7	
	φ(°)	06	26	30	28	2,04	27	
Après le vibro-compactage	SG	N	06	06	24	16	6,15	12
		N _{corrige}	06	06	20	15	4,90	12
		φ(°)	06	26	34	32	3,16	30
	GS	N	12	09	30	19	6,46	15
		N _{corrige}	12	09	23	16	4,29	14
		φ(°)	12	28	36	33	2,53	32
	CG	N	01	17	17	17	0,00	17
		N _{corrige}	01	16	16	16	0,00	16
		φ(°)	01	33	33	33	0,00	33
	SL	N	04	08	25	16	7,87	10
		N _{corrige}	04	08	20	14	5,68	10
		φ(°)	04	28	35	32	3,30	29
S	N	02	26	38	32	8,49	22	
	N _{corrige}	02	21	27	24	4,24	19	
	φ(°)	02	35	38	37	2,12	34	

Les valeurs corrigées du nombre de coups au SPT varient comme suit :

Avant le vibro-compactage : $05 \leq N_{\text{corrigé}} \leq 09$, de compacité lâche.

Après le vibro-compactage : $10 \leq N_{\text{corrigé}} \leq 19$, de compacité moyenne.

Après le vibro-compactage, la valeur corrigée du nombre de coups au SPT augmente en fonction de la profondeur, ce qui justifie l'amélioration en profondeur du remblai sablo-graveleux.

Les essais SPT effectués après traitement permettent de valider l'augmentation de la compacité.

Tableau III-4 : Résultat stratifié d'essais SPT, zone B-02.

	Couche	Paramètre	Nombre de valeurs	Valeur min	Valeur max	Valeur moy	Ecart type, s	Valeur caractéristique
Avant le vibro-compactage	G	N	01	05	05	05	0,00	05
		$N_{\text{corrigé}}$	01	05	05	05	0,00	05
		$\phi(^{\circ})$	01	25	25	25	0,00	25
	CG	N	01	11	11	11	0,00	11
		$N_{\text{corrigé}}$	01	11	11	11	0,00	11
		$\phi(^{\circ})$	01	30	30	30	0,00	30
	GS	N	01	11	11	11	0,00	11
		$N_{\text{corrigé}}$	01	11	11	11	0,00	11
		$\phi(^{\circ})$	01	30	30	30	0,00	30
	SG	N	04	09	14	11	2,22	09
		$N_{\text{corrigé}}$	04	09	14	11	2,22	09
		$\phi(^{\circ})$	04	28	32	30	1,71	28
	SL	N	01	13	13	13	0,00	13
		$N_{\text{corrigé}}$	01	13	13	13	0,00	13
		$\phi(^{\circ})$	01	31	31	31	0,00	31
Après le vibro-compactage	SG	N	06	10	20	15	3,33	13
		$N_{\text{corrigé}}$	06	10	18	15	2,71	13
		$\phi(^{\circ})$	06	29	34	32	1,72	31
	GS	N	04	10	26	20	7,14	14
		$N_{\text{corrigé}}$	04	10	21	17	4,99	13
		$\phi(^{\circ})$	04	29	35	33	2,87	31
	G	N	01	15	15	15	0,00	15
		$N_{\text{corrigé}}$	01	15	15	15	0,00	15
		$\phi(^{\circ})$	01	32	32	32	0,00	32
	CG	N	01	23	23	23	0,00	23
		$N_{\text{corrigé}}$	01	19	19	19	0,00	19
		$\phi(^{\circ})$	01	34	34	34	0,00	34
	SL	N	04	07	16	13	3,95	09
		$N_{\text{corrigé}}$	04	07	16	13	3,95	09
		$\phi(^{\circ})$	04	27	33	31	2,71	29

Les valeurs corrigées du nombre de coups au SPT varient comme suit :

Avant le vibro-compactage : $05 \leq N_{\text{corrigé}} \leq 13$, de compacité lâche à moyenne.

Après le vibro-compactage : $09 \leq N_{\text{corrigé}} \leq 19$, de compacité lâche à moyenne.

Après le vibro-compactage, la valeur corrigée du nombre de coups au SPT augmente en fonction de la profondeur, ce qui justifie l'amélioration en profondeur du remblai sablo-graveleux.

Tableau III-5 : Résultat stratifié d'essais SPT, zone B-03.

	Couche	Paramètre	Nombre de valeurs	Valeur min	Valeur max	Valeur moy	Ecart type, s	Valeur caractéristique
Avant le vibro	CG	N	01	12	12	12	0,00	12
		$N_{\text{corrigé}}$	01	12	12	12	0,00	12
		$\phi(^{\circ})$	01	30	30	30	0,00	30
	GS	N	06	04	13	09	3,66	07
		$N_{\text{corrigé}}$	06	04	13	09	3,66	06
		$\phi(^{\circ})$	06	24	31	28	2,76	26
	SG	N	09	05	14	10	3,35	08
		$N_{\text{corrigé}}$	09	05	14	10	3,35	08
		$\phi(^{\circ})$	09	24	32	29	2,47	28
Après le vibro-compactage	GS	N	03	06	19	14	7,23	07
		$N_{\text{corrigé}}$	03	06	17	13	6,35	07
		$\phi(^{\circ})$	03	26	33	31	4,04	27
	SG	N	11	08	22	15	4,44	13
		$N_{\text{corrigé}}$	11	08	19	15	3,61	13
		$\phi(^{\circ})$	11	28	34	32	2,04	31
	CG	N	01	22	22	22	0,00	22
		$N_{\text{corrigé}}$	01	19	19	19	0,00	19
		$\phi(^{\circ})$	01	34	34	34	0,00	34
	SL	N	01	07	07	07	0,00	07
		$N_{\text{corrigé}}$	01	07	07	07	0,00	07
		$\phi(^{\circ})$	01	27	27	27	0,00	27

Les valeurs corrigées du nombre de coups au SPT varient comme suit :

Avant le vibro-compactage : $06 \leq N_{\text{corrigé}} \leq 12$, de compacité lâche à moyenne.

Après le vibro-compactage : $07 \leq N_{\text{corrigé}} \leq 19$, de compacité lâche à moyenne.

Après le vibro-compactage, la valeur corrigée du nombre de coups au SPT augmente en fonction de la profondeur, ce qui justifie l'amélioration en profondeur du remblai sablo-graveleux.

▪ Choix du maillage

La compacité du sol influence directement sur l'angle de frottement interne ϕ . Selon les résultats d'essais SPT, quand la distance entre les sondages est plus petite, l'effet de vibration est mieux. Dans notre cas le maillage optimal est d'une distance de 3 m.

 Tableau III-6 : Variation de ϕ_{eq} dans les différentes zones.

Zone d'essai	B-01 (Maillage de 3m)	B-02 (Maillage de 3,5 m)	B-03 (Maillage de 4 m)
ϕ_{eq}	32	31	30

III.5. CALCUL ET VERIFICATION DES CONTRAINTES

III.5.1. Calcul de la contrainte admissible à l'aide des essais SPT

En terrain sableux, après avoir estimé une valeur de l'angle de frottement interne à partir de N, on pourra à l'aide de la théorie classique, calculer la force portante d'une semelle. C'est ce qu'à cherché à faire Meyerhof en établissant par ailleurs un abaque qui donne directement le taux de travail admissible pour une semelle superficielle en fonction de N.

C'est cet abaque qui est le plus utilisé, et nous remarquerons que son auteur ne précise pas s'il est applicable aux semelles isolées ou aux semelles continues.

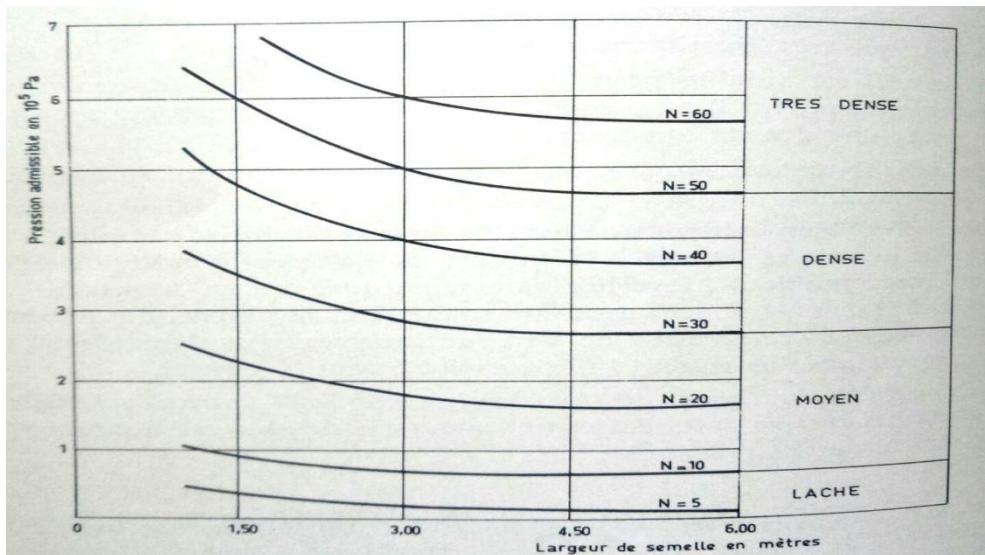


Figure III.8 : Relation entre N corrigé, la largeur de la semelle et la contrainte admissible.

Pour une semelle superficielle de largeur tend vers l'infini, la contrainte admissible du sol pour une valeur corrigée minimale du nombre de coups au SPT de dix est tirée à partir d'abaque :

$$\sigma_{adm} = 0.833 \text{ bars}$$

III.5.2. Calcul de la contrainte maximale apportée par les conteneurs

- **Contrainte maximale apportée par des conteneurs de grande dimension**

Tableau III-7 : Conteneur de grande dimension.

Longueur (m)	Largeur (m)	Hauteur (m)	Poids vide (t)	Poids chargé (t)
12.16	02.41	02.58	04.20	30.00

La contrainte maximale apportée par cinq conteneurs de grande dimension chargés superposés l'un sur l'autre est :

$$\sigma_1 = \frac{5 \times 30}{12,16 \times 2,41} = 5.12 \text{ t / m}^2 \text{ soit } 0.512 \text{ bars}$$

- **Contrainte maximale apportée par des conteneurs de petite dimension**

Tableau III-8 : Conteneur de petite dimension.

Longueur (m)	Largeur (m)	Hauteur (m)	Poids vide (t)	Poids chargé (t)
06,05	02,41	02,58	02,20	20,00

La contrainte maximale apportée par cinq conteneurs de petite dimension chargés superposés l'un sur l'autre est :

$$\sigma_2 = \frac{5 \times 20}{6,05 \times 2,41} = 6.86 \text{ t / m}^2 \text{ soit } 0.686 \text{ bars}$$

III.5.3. Calcul de la contrainte maximale apportée par la grue FANTUZZI

Le poids total (avec contre poids) de la grue FANTUZZI est d'environ 300 t reposant sur 08 ponts d'impact de 2 m² pour chacun.

La contrainte maximale apportée par la grue est :

$$\sigma_3 = \frac{300}{8 \times 2} = 18.75 \text{ t / m}^2 \text{ soit } 1.875 \text{ bars}$$

La contrainte maximale apportée par la grue dépasse la contrainte admissible estimée à partir du SPT.

$$\sigma_{adm} = 0.833 \text{ bars} < \sigma_3 = 1.875 \text{ bars}$$

Solution : Nécessité d'une chaussée rigide (dalle en béton).

III.6. CONCLUSION

L'étude de renforcement de terrain présente une grande importance pratique, il est donc impératif d'adapter le bâti aux impératifs du sol.

Nous avons exposé dans ce chapitre la technique du vibro-compactage utilisé en pratique pour l'amélioration des sols. Cette technique a connu un grand développement, elle est largement utilisés actuellement pour le traitement des sols.

CHAPITRE IV

**CONCEPTION DES
VARIANTES
D'ACCOSTAGE**

CHAPITRE IV. CONCEPTION DES VARIANTES D'ACCOSTAGE

IV.1. INTRODUCTION

Le type de construction d'un quai se fait en tenant compte de plusieurs facteurs, outre la faisabilité technique d'un procédé, on doit considérer les contraintes d'exploitation et de la mise en œuvre qui lui sont liées ainsi que son aspect économique. Pour cela, nous proposons deux variantes.

IV.2. LES DIFFERENTES VARIANTES PROPOSEES

Deux variantes ont été examinées :

- **Variante 1 : quai sur pieux (tirant d'eau : -15.00m)**

Le calcul a été réalisé en tenant compte des points suivant :

- Conditions géotechniques du site, le site présente un substratum marneux dans lequel seront ancrés les pieux a différentes fiches, les pieux en béton armé une fiche dans le substratum dans la marne.
- Les chemises métalliques seront fichées dans la marne. Il y'a lieu de signaler que la chemise métallique qui sera utilisée, et évitera des cassures lors de l'exécution des travaux, notamment en cas d'utilisation de moyens plus performants pour le battage.

Schéma statique :

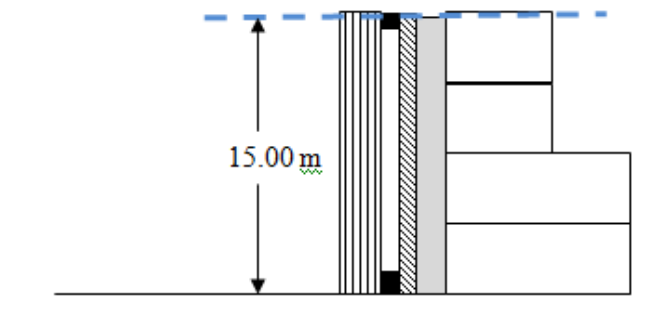


Figure IV.1 : Mur de quai sur pieux.

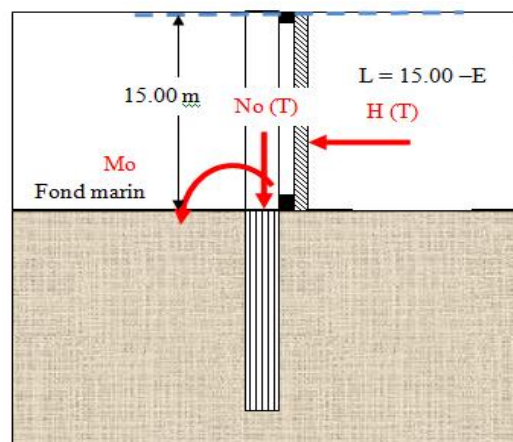


Figure IV.2 : Les forces agissant sur le pieu.

▪ **Variante 2 : caisson en béton armé préfabriqué**

Ce caisson est de forme circulaire, fondé à 15 m. il ayant les caractéristiques suivantes

- Epaisseur delà paroi 0.5 m
- Diamètre intérieur : 14 m
- Diamètre extérieur : 15 m
- Largeur de la base du caisson 17.5 m
- Epaisseur de la base : 0.8 m
- Remblai à l'intérieur du caisson : sable et TVO

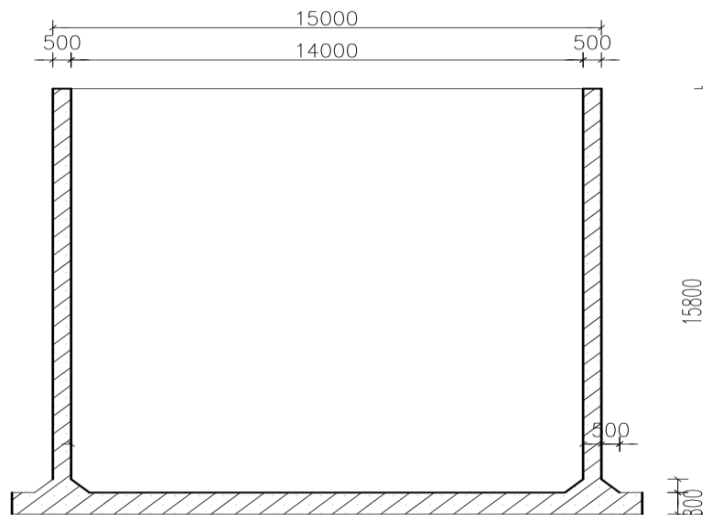


Figure IV.3 : Mur de quai en caisson.

▪ **Comparaison des variantes**

Les critères suivants sont retenus pour la comparaison des deux variantes de structure de quai à réaliser pour l'extension du terminal à conteneur.

Tableau IV-1 : Comparaison des variantes.

Critère	V1 : Mur de quai sur pieux	V2 : Mur de quai en caisson
Cout de réalisation	B	A
Délai de réalisation	B	A
Notation reçus	2B	2A

La chemise métallique très longue, de fiche, ancrée dans le substratum marneux.

La longueur totale du pieu en béton armé sera grande, ancrée dans le substratum marneux, il sera ferrailé comme suit :

- Ferrailage longitudinal : section critique et en section courante.
- Ferrailage transversal : constitué de cerces.

Les imperfections des essais de laboratoire et les insuffisances des théories classiques se manifestent également sur les calculs des tassements qui se font soit à partir des essais triaxiaux en appliquant la théorie de l'élasticité, soit à partir des essais œnométriques en appliquant la théorie de la consolidation de Terzaghi.

Dans ce cas il est difficile de définir le bon sol pour implanter les pieux, sachant avoir des profondeurs très grandes ce qui augmente le volume de béton et ferrailage adapté alors, réalisation et études très coûteuse.

IV.3. CONCLUSION

Le choix de mur de quai sur pieux va affronter beaucoup de difficultés dans la phase de réalisation et même pour la capacité de l'entreprise existante.

CHAPITRE V

CALCUL DE LA STABILITE EXTERNE DU QUAI



CHAPITRE V. CALCUL DE LA STABILITE EXTERNE DU QUAÏ

V.1.INTRODUCTION

Cette note a pour objet de pré-dimensionnement d'un caisson constituant le quai du futur du terminal à conteneurs d'Oran.

V.2.HYPOTHESES DE CALCUL

V.2.1. Caractéristiques des matériaux de construction

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

- Poids volumique : $\gamma_{TVC} = 1.70 \text{ t/m}^3$
- Poids volumique déjaugé : $\gamma'_{TVC} = 1.05 \text{ t/m}^3$
- Angle de frottement interne : $\varphi_{TVC} = 32^\circ$
- Cohésion : $c = 0 \text{ t/m}^2$

- **Sol de fondation**

- Poids volumique déjaugé : $\gamma' = 1.10 \text{ t/m}^3$
- Angle de frottement interne : $\varphi = 40^\circ$
- Cohésion : $c = 0 \text{ t/m}^2$

- **Ballast**

- Poids volumique : $\gamma_r = 1.80 \text{ t/m}^3$
- Poids volumique déjaugé : $\gamma' = 1 \text{ t/m}^3$
- Angle de frottement interne : $\varphi = 37^\circ$
- Cohésion : $c = 0 \text{ t/m}^2$
- Contrainte admissible : $\sigma_{adm} = 70 \text{ t/m}^2$

V.2.2. Géométrie du caisson

Tableau V-1: Géométrie du caisson.

Niveau sup du caisson	+ 0.80 NH	Epaisseur du radier	0.80 m
Niveau de fondation du caisson	- 17.50 NH	Rayon intérieur	7.00 m
Hauteur total du caisson	15.80 m	Rayon extérieur	7.50 m
Epaisseur du voile	0.50 m	Poids du caisson	1255.60 t/m ³

V.2.3. Les charges

- **Charges permanentes G**

- Poids propre du mur (caisson et poutre de couronnement).
- Poids du remblai à l'intérieur du caisson.
- Poussée des terres.
- Poussée hydrostatique du marnage.
- Poussée hydrodynamique.

▪ **Charges d'exploitations Q**

- Surcharge uniforme : $Q = 4 \text{ t/m}^2$
- Effort d'amarrage : $F = 200 \text{ t/caisson}$
- Charge de portique.

V.2.4. Combinaisons des charges

- Cas statique : $G + 1.5 Q_i$
- Cas du séisme : $G + Q_i + SI$

▪ **Coefficients de sécurité**

Tableau V-2 : Coefficients de sécurité.

	Cas statique	Cas dynamique
Au Renversement	≥ 1.5	≥ 1.1
Au Glissement	≥ 1.5	≥ 1.1
Au Poinçonnement	≥ 1.5	≥ 2.0

V.2.5. La distance du mur fictif par rapport au centre du caisson

On suppose que les poussées s'exercent sur un écran fictif plan vertical passant par le centre de gravité de l'arc arrière du caisson.

La distance d_0 est définie par :

$$d_0 = \frac{\iint \delta ds}{\iint ds} \quad ; \quad \delta = R \times \sin \theta \quad ; \quad ds = e \times R \times d\theta$$

$$\Rightarrow d_0 = 5.55m$$

Donc la largeur de l'écran fictif est :

$$L_0 = 2 \times \sqrt{R^2 - d_0^2} = 10.09m$$

V.3. CALCUL DES SOLLICITATIONS CAS STATIQUE

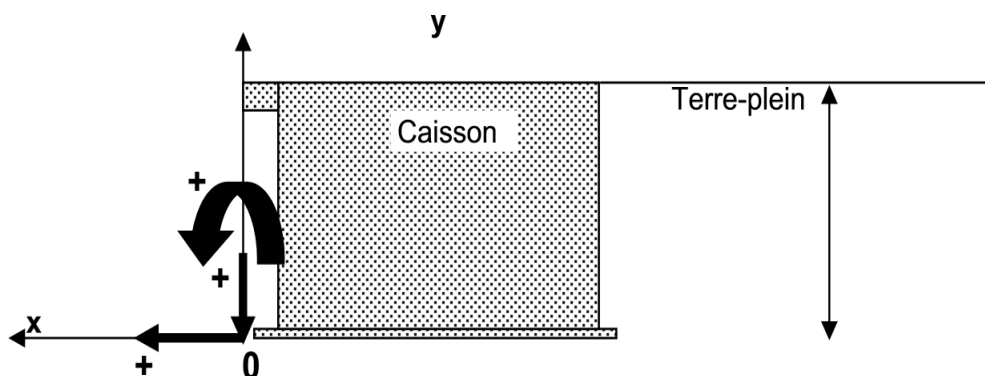


Figure V.1 : Coupe verticale du caisson.

V.3.1. Calcul des efforts dus à la charge permanente

V.3.1.1. Poids propre du caisson

Les sections des clés et de radier sont calculées à l'aide de l'outil informatique AutoCAD2016.

Tableau V-3 : Valeurs des caractéristiques géométriques du caisson.

	Formule	Volume (m ³)	Poids (t/caisson)	d _v (m)	M _h (t.m)	d _h (m)	M _v (t.m)
Radier	212.08 * 0.8	169.664	254.496	0.4	101.798	8	2035.97
Voile émergé	(7.5 ² -7 ²) * 0.8 * π	18.212	45.530	15.4	701.162	8	364.24
Voile immergé	(7.5 ² -7 ²) * 14.2 * π	323.260	484.890	7.9	3830.630	8	3879.12
Clé émergé	1.866 * 0.8	1.490	3.725	15.4	57.365	8	29.80
Clé immergé	1.866 * 14.2	26.497	39.750	7.9	314.000	8	317.96
Total	-	539.120	828.390	-	5004.950	-	6627.10

$$P = V \cdot \gamma \quad (\text{Cas émergé}) \quad / \quad P : \text{le poids en t/caisson} ; V : \text{volume en m}^3$$

$$P = V \cdot \gamma' \quad (\text{Cas immergé})$$

$$M = P \cdot d$$

$$\gamma : \text{Poids volumique t/m}^3$$

$$d : \text{bras de levier en m}$$

- **Le bras de levier horizontal global**

$$d_h = \frac{\sum M_v}{\sum P} = \frac{66271}{828.39} = 8m$$

- **Le bras de levier vertical global**

$$d_v = \frac{\sum M_h}{\sum P} = \frac{5004.95}{828.39} = 6.04m$$

V.3.1.2. Poids propre de la poutre de couronnement

Tableau V-4 : Valeurs des caractéristiques géométriques de poutre de couronnement.

	Formule	Volume (m ³)	Poids (t/caisson)	d _v (m)	M _h (t.m)	d _h (m)	M _v (t.m)
PC 1	1.5 * 11.3 * 16	271.200	678.00	15.95	10814.10	5.350	3627.30
PC 2	- 0.22 * 0.44 * 16	- 1.550	- 3.88	17.19	- 66.70	3.200	- 12.42
PC 3	- 0.2 * 0.28 * 16	- 0.896	- 2.24	17.20	- 38.53	1.940	- 4.35
PC 4	- 0.3 * 0.5 * 16	- 2.400	- 6.00	15.95	- 95.70	0.750	- 4.50
PC 5	- 0.15 * 0.1 * 16	- 0.240	- 0.60	15.85	- 9.510	0.425	- 0.26
PC 5	0.2 * 0.65 * 16	2.080	5.20	15.70	81.64	0.025	0.13
Total	-	-	670.28	-	10685.30	-	3605.90

▪ **Le bras de levier horizontal global**

$$d_h = \frac{\sum M_v}{\sum P} = \frac{3605.9}{670.28} = 5.38m$$

▪ **Le bras de levier vertical global**

$$d_v = \frac{\sum M_h}{\sum P} = \frac{10685.3}{670.28} = 15.94m$$

V.3.1.3. Poids des terres à l'intérieur du caisson

Tableau V-5 : Valeurs des caractéristiques géométriques du remblai dans l'évidement.

	Formule	Volume (m ³)	Poids (t/caisson)	d _v (m)	M _h (t.m)	d _h (m)	M _v (t.m)
P_{r1}	7 ² * π * 0.8	123.1	221.58	15.4	3412.33	8	1772.64
P_{r2}	7 ² * π * 14.2	2184.8	2184.80	7.9	17259.90	8	17478.40
Total	-	-	2406.38	-	20672.23	-	19251.44

▪ **Le bras de levier horizontal global**

$$d_h = \frac{\sum M_v}{\sum P} = \frac{19251.44}{2406.38} = 8m$$

▪ **Le bras de levier vertical global**

$$d_v = \frac{\sum M_h}{\sum P} = \frac{20672.23}{2406.38} = 8.6m$$

V.3.1.4. Poids des terres sur le caisson

Le calcul se limitera juste pour les terres comprises entre l'écran fictif et la poutre de couronnement.

Tableau V-6 : Valeurs des caractéristiques géométriques du poids des terres sur le caisson.

	formule	Volume (m ³)	Poids (t/caisson)	d _v (m)	M _h (t.m)	d _h (m)	M _v (t.m)
P_{tc}	2.55 * 0.8 * 10.09	20.58	34.99	15.80	552.84	12.275	429.50

V.3.1.5. Poids de la dalle de roulement au-dessus du caisson

Le calcul se limitera juste pour les bétons compris entre l'écran fictif et la poutre de couronnement.

Tableau V-7 : Valeurs des caractéristiques géométriques de la dalle de roulement.

	formule	Volume (m ³)	Poids (t/caisson)	d _v (m)	M _h (t.m)	d _h (m)	M _v (t.m)
P_d	2.55 * 0.8 * 10.09	20.58	51.46	16.60	854.24	12.275	631.67

Tableau V-8 : Récapitulatif des poids, bras de levier et moments calculés par caisson.

Désignation des charges		P _v (t)	P _H (t)	d _h m	d _v (m)	M _v (t.m)	M _h (t.m)
Poids propre du quai	Couronnement	670.28	-	5.380	15.94	3605.90	10684.26
	Caisson	828.39	-	8.000	6.04	6627.12	5003.48
Poids des terres	Poids des terres à l'intérieur du caisson	2406.38	-	8.000	8.60	19251.04	20694.87
	Au-dessus du caisson	34.99	-	12.275	15.80	429.50	552.84
La dalle de roulement au-dessus du caisson		51.46	-	12.275	16.60	631.67	854.24
S / TOTAUX 1		3991.50	-	7.650	9.47	30545.23	37789.69

V.3.1.6. Poussée des terres

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

$$P_a = 1/2 \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a = 1/2 \cdot \sigma \cdot H$$

$$\sigma = \gamma \cdot H \cdot K_a \text{ (Contrainte due à la pousse des terres.)}$$

γ : poids volumique des terres.

H : hauteur du remblai.

K_a C'est le coefficient de poussée sera établi par la méthode de MONONOBÉ-OKABÉ avec les hypothèses suivantes :

- La surface de rupture est plane.
- Le rideau se déplace suffisamment pour que l'équilibre limite soit atteint.
- Les points du prisme de rupture sont soumis à la même accélération.

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

K_a : Coefficient de poussée.

φ : Angle de frottement interne ($\varphi = 32^\circ$).

δ : Angle de frottement du sol sur l'écran.

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

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

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

β : Angle du terre-plein avec l'horizontale.

$$\theta = \text{Arc tg} \left(\frac{K_H}{1 \pm K_V} \right) \text{ (Cas statique } \theta = 0).$$

K_H : 0.2 accélération sismique horizontale.

K_V : 0.06 accélération sismique verticale.

Frottement sol/mur: $\varphi = 32^\circ$; $\delta = 2/3$; $\varphi=21.33^\circ$; $\beta = \lambda = \theta = 0 \Rightarrow \mathbf{K_a = 0.275}$

$$P_H = P.\cos(\delta) \quad ; \quad P_V = P.\sin(\delta)$$

- **La poussée des terres appliquée sur un écran vertical (écran fictif) à partir de la côte [0.00 m ; + 0.80 m]**

$$\gamma = 1.7 \text{ t/m}^3$$

$$\sigma_1 = \gamma .H_1. K_a \Rightarrow \sigma_1 = 1.7 \times 0.8 \times 0.275 = \mathbf{0.374 \text{ t / m}^2}$$

$$P_1 = 1/2 \times \sigma_1 \times H_1 \Rightarrow P_1 = \frac{1}{2} \times 0.374 \times 0.8 = \mathbf{0.15 \text{ t / ml}}$$

$$P_{1H} = 0.14 \text{ t / ml}$$

$$P_{1V} = 0.055 \text{ t / ml}$$

- **La poussée des terres appliquée sur un écran vertical (écran fictif) à partir de la côte [0.00 m ; - 15.00 m]**

$$\gamma' = 1.05 \text{ t/m}^3$$

$$P_2 = \sigma_1 \times H_2 \Rightarrow P_2 = 0.375 \times 15 = \mathbf{5.61 \text{ t / m}^2}$$

$$P_{2H} = \mathbf{5.23 \text{ t/ml}}$$

$$P_{2V} = \mathbf{2.04 \text{ t/ml}}$$

$$\sigma_2 = \gamma' .H_2. \sigma_2 = 1.05 \times 15 \times 0.275 = \mathbf{4.33 \text{ t / m}^2}$$

$$P_3 = \frac{1}{2} \times \sigma_2 \times H_2 \Rightarrow P_3 = 0.5 \times 4.33 \times 15 = \mathbf{32.48 \text{ t / ml}}$$

$$P_{3H} = \mathbf{30.26 \text{ t/ml}}$$

$$P_{3V} = \mathbf{11.81 \text{ t/ml}}$$

Tableau V-9 : Poussées des terres sur le caisson (cas statique).

Cote	K_a	$\sigma(\text{t/m}^2)$	$P(\text{t/ml})$	$P_V(\text{t/ml})$	$P_H(\text{t/ml})$	d (m)
[0.00 m ; + 0.80 m]	0.275	0.374	0.150	0.055	0.140	15.250
[0.00 m ; - 15.00 m]	0.275	0.375	5.610	2.040	5.230	7.500
		4.330	32.480	11.810	30.260	5.000

V.3.1.7. Poussée hydrostatique du marnage

Le marnage, c'est-à-dire la différence de la hauteur d'eau entre la pleine mer et la base exprimée en mètre ($e = 0.50$ m).

La pression due au marnage est : $\sigma = e \times \gamma_w$; γ_w : densité de l'eau de mer.

D'où les poussées due au marnage :

$$\begin{aligned} P_{m1} &= 1/2 \cdot \sigma \cdot e \\ P_{m2} &= \sigma \cdot h \end{aligned} \quad / \quad h : \text{profondeur au pied du quai (h = 15m).}$$

$$\sigma = 0.513 \text{ t/m}^2$$

$$P_{m1} = 0.13 \text{ t/ml}$$

$$P_{m2} = 7.7 \text{ t/ml}$$

V.3.2. Poussée dues à la surcharge d'exploitation

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

$$K_q = \frac{K_a}{\cos(\beta - \lambda)}$$

K_q : Coefficient de poussée.

λ : Angle d'inclinaison du parement avec la verticale

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

La poussée : $P_q = \sigma \cdot H_t$ où H_t : est la hauteur total de caisson.

La contrainte : $\sigma = k_q \cdot q$ où : q est la surcharge uniforme = 4 t/m².

$$\lambda = \beta = 0$$

$$K_q = K_a = 0.275$$

$$\sigma = 0.275 \times 4 = 1.10 \text{ t/m}^2 \Rightarrow P_q = 1.1 \times 15.8 = 17.38 \text{ t/ml}$$

$$d = 7,90$$

d : le bras de levier par apport au point 0.

V.3.3. Pression de galets du portique

Le caisson ne port qu'un seul rail du portique, compte tenu de disposition des pieds du portique et de la largeur du caisson, le caisson ne pourra être sollicité que par un seul pied.

Surcharge du portique : se référer à la grue portique de type Super-Banama 46 m – 41 t (distance entre les rails : 30,48 m), la charge du portique est comme suit :

Tableau V-10 : Pression de galets du portique.

		P (t/galet)	P _v * (KN)	P _H ** (KN)
Coté mer	Portique en service	50	50 × 14 = 700	700 × 10% = 70
	Portique au repos	65	65 × 14 = 910	700 × 10% = 91

(*) : Effort vertical sur un seule rail du portique.

(**) : Effort horizontal longitudinal exercé sur rail eau.

Tableau V-11 : Récapitulatif des poids, bras de levier et moments calculés par portique.

	$P_v(t)$	$P_H(t)$	$d_h(m)$	$d_v(m)$	$M_v(t.m)$	$M_h(t.m)$
service	700	70	3,2	17	2240	1190
repos	910	91	3,2	17	2912	1549

V.3.4. Effort sur le bollard (effort d'amarrage)

Les amarres du navire sont attachées à des bollards qui imposent des efforts dus à l'action du vent sur les navires, à l'agitation du plan d'eau et à l'action des courants sur la carène.

L'effort d'amarrage est appliqué à +0.30 m au-dessus du niveau supérieur du quai.

Le moment dû à l'effort d'amarrage est :

$$M = F \times (h + 0.8 + 1.2 + 0.30)$$

F : Effort d'amarrage (200 t / caisson)

h : Profondeur en pied de quai = 15 m

$$M = 200 \times 17.3 = 3460 \text{ t.m / caisson}$$

▪ Récapitulation des sollicitations

Tableau V-12 : Récapitulatif des efforts appliqués sur caisson (cas statique).

Désignation des charges	P_v t/ml	P_H t/ml	d_h (m)	d_v (m)	$M_{STAB} = P_v \times d_h$ tm/ml	$M_{REN} = P_H \times d_v$ tm/ml	
Charges permanents G							
Poids propres	395.59	-	7.65	-	3026.260	-	
Poussées des terres	P_1	0.05	0.14	15.50	15.27	0.844	2.128
	P_2	2.04	5.23	15.50	7.50	31.640	39.200
	P_3	11.81	30.26	15.50	5.00	183.060	151.300
Marnage (50 cm)	P_{m1}	-	0.13	-	15.26	-	1.980
	P_{m2}	-	7.30	-	7.50	-	54.750
TOTAUX	409.5	43.06	-	-	3241.800	249.340	
Charges d'exploitation Q							
Surcharges	P_Q	6.32	16.19	15.50	7.90	98.01	127.90
Amarrage	F_B	-	12.66	-	17.30	-	219.02
Portique au repos		89.20	9.02	3.20	17.00	285.44	153.34
TOTAUX		95.52	37.87	-	-	383.45	500.26

V.4. CALCUL DES SOLLICITATION CAS DYNAMIQUE

V.4.1. Cas d'un séisme ascendant

$$\theta = \text{Arctg}\left(\frac{0.2}{1-0.06}\right) = 12.01^\circ$$

Frottement sol/mur : $\varphi = 32^\circ$; $\delta = 2/3 \cdot \varphi = 21.33^\circ$; $\beta = \lambda = 0$; $\theta = 12.01^\circ \Rightarrow \mathbf{Ka = 0.4368}$

V.4.1.1. Les poussées des terres :

- **La poussée des terres appliquée sur un écran vertical (écran fictif) à partir de la côte [0.00 m ; + 0.80 m]**

$$K_a = 0.4368$$

$$\sigma_1 = 1.7 \times 0.8 \times 0.4368 = \mathbf{0.6 \text{ t/m}^2}$$

$$P_1 = 1/2 \times 0.6 \times 0.8 = \mathbf{0.24 \text{ t/ml}}$$

$$P_{1H} = 2.4 \times \cos(\delta) = 2.4 \times \cos(21.33) = \mathbf{2.24 \text{ t/ml}}$$

$$P_{1V} = 2.4 \times \sin(\delta) = 2.4 \times \sin(21.33) = \mathbf{0.87 \text{ t/ml}}$$

- **La poussée des terres appliquée sur un écran vertical (écran fictif) à partir de la côte [0.00 m ; - 15.00 m]**

$$P_2 = \sigma_1 \times H_2 = 0.6 \times 15 = \mathbf{9 \text{ t/ml}}$$

$$P_{2H} = 9 \times \cos(\delta) = \mathbf{8.38 \text{ t/ml}}$$

$$P_{2V} = 9 \times \sin(\delta) = \mathbf{3.27 \text{ t/ml}}$$

$$\sigma_2 = \gamma' \cdot H_2 \cdot K_a = 6.88 \text{ t/m}^2$$

$$P_2 = 1/2 \times \sigma_2 \times H_2 = 51.6 \text{ t/ml}$$

$$P_{2H} = 51.6 \times \cos(\delta) = \mathbf{48.07 \text{ t/ml}}$$

$$P_{2V} = 51.6 \times \sin(\delta) = \mathbf{18.77 \text{ t/ml}}$$

Tableau V-13 : Poussées des terres sur le caisson (cas dynamique, séisme ascendant).

Cote	K_a	$\sigma(\text{t/m}^2)$	$P(\text{t/ml})$	$P_V(\text{t/ml})$	$P_H(\text{t/ml})$	d (m)
[0.00 m ; + 0.80 m]	0.4368	0.60	0.24	0.87	2.24	15.25
[0.00 m ; - 15.00 m]	0.4368	0.60	9.00	3.27	8.38	7.50
		6.88	51.60	18.77	48.07	5.00

V.4.1.2. Poussée hydrodynamique

Pour les ouvrages immergés, lors du séisme, à des efforts hydrodynamiques, les pressions sont généralement évaluées à partir de la théorie de « WESTERGAARD », qui donne une distribution parabolique des surpressions, l'effort engendré est donné par la relation suivante :

$$P_h = 7/12 \cdot K_h \cdot \gamma_w \cdot h^2$$

K_h : Coefficient d'accélération sismique horizontale ($K_h = 0.2$).

γ_w : Poids volumique de l'eau de mer. ($\gamma_w = 1,026 \text{ t/m}^3$)

$$P_h = \frac{7}{12} \times 0.2 \times 1.026 \times 15^2 = \mathbf{26.93 \text{ t/ml}}$$

Appliquée à 0.4 h de la base.

V.4.1.3. Poussée dues à la surcharge d'exploitation

$$K_q = K_a = 0.4368$$

$$\sigma = 0.4368 \times 4 = 1.75 \text{ t/m}^2 \Rightarrow P_q = 1.75 \times 15.8 = 27.65 \text{ t/ml}$$

V.4.1.4. Force due au séisme

$$F_{sh} = P \times K_h = 395.6 \times 0.2 = 79.12 \text{ t/ml}$$

$$F_{sv} = P \times (-K_v) = 395.6 \times (-0.06) = -23.74 \text{ t/ml}$$

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

K_h : Coefficient d'accélération sismique horizontale

K_v : Coefficient d'accélération sismique verticale

Tableau V-14 : Récapitulatif des efforts appliqués sur caisson (cas dynamique, séisme ascendant).

Désignation des charges		P_V (t/ml)	P_H (t/ml)	d_h (m)	d_v (m)	$M_{STAB} =$ $P_V \times d_h$ (tm/ml)	$M_{REN} =$ $P_H \times d_v$ (tm/ml)
Charges permanents G							
Poids propres		395.59	-	7.65	-	3026.26	-
Poussées des terres	P_1	0.09	0.22	15.50	15,27	1.40	3.36
	P_2	3.27	8.38	15.50	7,50	50.57	62.85
	P_3	18.77	48.07	15.50	5,00	290.94	240.35
Poussée Hydrodynamique	P_h	-	26.93	-	6.00	-	161.58
TOTAUX		417.72	83.60	-	-	3369.17	468.14
Charges d'exploitation Q							
Surcharges	P_Q	10.06	25.76	15.50	7.90	155.93	203.50
Amarrage	F_B	-	12.66	-	17.30	-	219.02
Portique au repos		89.20	9.02	3.20	17.00	285.44	153.34
TOTAUX		99.26	47.44	-	-	441.37	575.86
Séisme		-23.74	79.12	7.65	9.49	-181.61	750.66

V.4.2. Cas d'un séisme descendant

$$\theta = \text{Arctg}\left(\frac{0.2}{1+0.06}\right) = 10.68^\circ$$

$$\text{Frottement sol/mur} : \varphi = 32^\circ; \delta = 21.33^\circ; \beta = \lambda = 0; \theta = 10.68^\circ$$

$$\Rightarrow K_a = 0.4137$$

V.4.2.1. Les poussées des terres :

- **La poussée des terres appliquée sur un écran vertical (écran fictif) à partir de la côte [0.00 m ; + 0.80 m]**

$$K_a = 0.4137$$

$$\sigma_1 = 1.7 \times 0.8 \times 0.4137 = \mathbf{0.56 \text{ t/m}^2}$$

$$P_1 = 1/2 \times 0.56 \times 0.8 = \mathbf{0.23 \text{ t/ml}}$$

$$P_{1H} = 0.23 \times \cos(\delta) = \mathbf{0.21 \text{ t/ml}}$$

$$P_{1V} = 0.23 * \sin(\delta) = \mathbf{0.08 \text{ t/ml}}$$

- **La poussée des terres appliquée sur un écran vertical (écran fictif) à partir de la côte [0.00 m ; - 15.00 m]**

$$P_2 = \sigma_1 \times H_2 = 8.4 \text{ t/m}^2$$

$$P_{2H} = 8.4 \times \cos(\delta) = 7.8 \text{ t/ml}$$

$$P_{2V} = 8.4 * \sin(\delta) = 3.06 \text{ t/ml}$$

$$\sigma_2 = \gamma' . H_2 . K_a = 6.52 \text{ t/m}^2$$

$$P_3 = 1/2 \times \sigma_2 \times H_2 = 48.9 \text{ t/ml}$$

$$P_{3H} = 48.9 \times \cos(\delta) = \mathbf{45.55 \text{ t/ml}}$$

$$P_{3V} = 48.9 \times \sin(\delta) = \mathbf{17.79 \text{ t/ml}}$$

Tableau V-15 : Poussée des terres sur le caisson (cas dynamique, séisme descendant).

Cote	K _a	σ(t/m ²)	P(t/ml)	P _V (t/ml)	P _H (t/ml)	d (m)
[0.00 m ; + 0.80 m]	0.4137	0.56	0.23	0.08	0.21	15.25
[0.00 m ; - 15.00 m]	0.4137	0.56	8.40	3.06	7.80	7.50
		6.52	48.90	17.79	45.55	5.00

V.4.2.2. Poussée dues à la surcharge d'exploitation

$$K_q = K_a = 0.4137$$

$$s = 0.4137 * 4 = \mathbf{1.65 \text{ t/m}^2}$$

$$P_q = 1.65 \times 15.8 = \mathbf{26.07 \text{ t/ml}}$$

$$P_H = 26.07 \times \cos(21.33) = \mathbf{24.28 \text{ t/ml}}$$

$$P_v = 26.07 \times \sin(21.33) = \mathbf{9.48 \text{ t/ml}}$$

V.4.2.3. Force due au séisme

$$F_{sh} = P \times K_h = 395.6 \times 0.2 = 79.12 \text{ t/ml}$$

$$F_{sv} = P \times (+K_v) = 395.6 \times (+0.06) = 23.74 \text{ t/ml}$$

V.4.2.4. Efforts d'accostages

Les défenses d'accostage modernes sont destinées à offrir quotidiennement aux navires une présence accueillante et rassurante, tout en étant capables de supporter les chocs les plus violents lors des manœuvres difficiles et des accostages exceptionnels.

- **Le déplacement du navire M_D**

$$M_D = L \times B \times a$$

$$D : \text{tirant d'eau} = 11.5 \text{ m}$$

$$B : \text{largeur} = 32 \text{ m}$$

$$L : \text{longueur} = 220 \text{ m}$$

$$a : \text{coefficient prismatique pour notre cas } a = 0.80.$$

$$M_D = 220 \times 32 \times 11.5 \times 0.8 = 64768 \text{ t}$$

- **Vitesse d'accostage**

Le guide de vitesse d'accostage le plus largement utilisé est la table Broslma qui est approuvée notamment par British Standard ([voire l'annexe](#)).

On suppose qu'on a un accostage normal, exposé : $V = 0.2 \text{ m/s}$.

- **L'Energie d'accostage normal**

$$E_d = C_m \cdot C_e \cdot C_s \cdot C_c \cdot \left(\frac{1}{2} \times \frac{M_D}{g} \times v^2 \right)$$

Avec :

C_m : coefficient de masse ajouté.

Méthode Vasco Costa :
$$C_m = 1 + \frac{2 \cdot D}{B}$$

$$C_m = 1 + \frac{2 \times 11.5}{32} = 1.72$$

C_e : Coefficient d'excentricité, on suppose que l'accostage s'effectue sur le tiers avant.

$$C_e = 0.8$$

C_s : Coefficient de souplesse de coque, défense souple

$$C_s = 1$$

C_c : Coefficient de configuration de quai, pour un quai plein (caisson) : $C_c = 1$

$$\Rightarrow E_d = 181.7 \text{ t.m} = 1817 \text{ KN.m}$$

- **L'Energie d'accostage anormal**

Pour tous les calculs d'énergie d'accostage plusieurs guides tels que l'EAU sont plus prudents et préconisent un coefficient de sécurité de 2.

$$E_A = F_s \times E_D = 2 \times 1817 = 3634 \text{ KN.m}$$

- **Type de défense**

La défense est de type SCN 2000, E 1.8 avec une réaction de 3524 KN.

Tableau V-16 : Récapitulatif des efforts appliqués sur caisson (cas dynamique, séisme descendant).

Désignation des charges		P_V (t/ml)	P_H (t/ml)	d_h (m)	d_v (m)	$M_{STAB} =$ $P_V \times d_h$ (tm/ml)	$M_{REN} =$ $P_H \times d_v$ (tm/ml)
Charges permanents G							
Poids propres		395.59	-	7.65	-	3026.26	-
Poussées des terres	P₁	0.09	0.22	15.50	15.27	1.40	3.36
	P₂	3.27	8.38	15.50	7.50	50.57	62.85
	P₃	18.77	48.07	15.50	5.00	290.94	240.35
Poussée Hydrodynamique	P_h	-	26.93	-	6.00	-	161.58
TOTAUX		417.72	83.60	-	-	3369.17	468.14
Charges d'exploitation Q							
Surcharges	P_Q	10.06	25.76	15.50	7.90	155.93	203.50
Amarrage	F_B	-	12.66	-	17.30	-	219.02
Portique au repos		89.20	9.02	3.20	17.00	285.44	153.34
TOTAUX		99.26	47.44	-	-	441.37	575.86
Séisme		23.74	79.12	7.65	9.49	181.61	750.66

V.5. CALCUL DE STABILITE :

Pour le calcul d'un ouvrage poids, il faut prendre en compte plusieurs modes de rupture externes potentiels ; les trois vérifications usuelles de stabilité externe :

- Un déplacement de translation : glissement du mur.
 - Un déplacement de rotation : renversement.
 - Une insuffisance de capacité portante : poinçonnement.
- **Le coefficient de sécurité au glissement :**

Ce coefficient s'exprime simplement comme le rapport des forces résistantes P_V sur les forces horizontales P_H .

$$F_s \frac{\sum P_V}{\sum P_H} \tan \varphi \geq 1.5 \text{ (cas statique)}$$

$$F_s \frac{\sum P_V}{\sum P_H} \tan \varphi \geq 1.1 \text{ (cas dynamique)}$$

▪ **Le coefficient de sécurité au renversement :**

On peut comme dans le cas de la sécurité au glissement définir un coefficient de sécurité :

$$F_s = \frac{\sum M_s}{\sum M_r} \geq 1.5 \text{ (cas statique)}$$

$$F_s = \frac{\sum M_s}{\sum M_r} \geq 1.1 \text{ (cas dynamique)}$$

M_s ; M_r représentent les moments par rapport à l'arête inférieure.

▪ **Le coefficient de sécurité au poinçonnement :**

On peut définir un coefficient de sécurité au poinçonnement :

$$F_s = \frac{\sigma_{sol, assise}}{\sigma_v} \geq 1.5 \text{ (cas statique)}$$

$$F_s = \frac{\sigma_{sol, assise}}{\sigma_v} \geq 2 \text{ (cas dynamique)}$$

$\sigma_{sol, assise}$: Contrainte limite supporté par le sol de fondation ou l'assise en enrochement

σ_v : Contrainte que subit le sol.

V.5.1. Stabilité dans le cas statique :

V.5.1.1. Stabilité au glissement :

Dans ce cas la combinaison de charge utilisée est donnée comme suit : G+1.5Q

- Les charges stabilisantes (P_v) :

$$P_v = (409.5 + 1.5 \times 95.52) \times 10.09 = 5577.55 \text{t / caisson}$$

- Les charges non stabilisantes (P_h) :

$$P_h = (37.87 + 1.5 \times 37.87) \times 10.09 = 1007.64 \text{t / caisson}$$

- Facteur de sécurité :

$$F_s = \frac{P_v}{P_h} \tan \varphi = \frac{5577.55}{1007.64} \text{tg} 40 = 4.64 \geq 1.5 \text{ (Vérfiée)}$$

V.5.1.2. Stabilité au renversement :

La combinaison à utiliser est : G+1.5Q

- Les moments stabilisant (M_s):

$$M_s = (3241.8 + 1.5 \times 383.45) \times 10.09 = 38513.8 \text{tm / caisson}$$

- Les moments renversant (M_r) :

$$M_r = (249.34 + 1.5 \times 500.26) \times 10.09 = 10087.28 \text{ tm / caisson}$$

- Facteur de sécurité :

$$F_s = \frac{M_s}{M_r} = \frac{38513.8}{10087.28} = 3.82 \geq 1.5 \quad (\text{Vérifiée})$$

V.5.1.3. Stabilité au poinçonnement :

- **Stabilité sur l'assise en enrochement (-15.00 m)**

L'ancrage : $D = 1.28 \text{ m}$

L'excentrement de la réaction du sol de fondation par rapport au centre de la base est :

$$e = \frac{b}{2} - \frac{M_s - M_r}{P_v} = \frac{16}{2} - \frac{38513.8 - 10087.28}{5577.55} = 4.18 \text{ m}$$

- **La largeur équivalente**

$$B' = B - 2 \times e = 16 - 2 \times 3.27 = 7.64 \text{ m}$$

D'après la théorie de Meyerhof, la contrainte appliquée résulte de la composante normale N appliquée sur une surface équivalente $2S$, avec :

$$S = R^2 \cdot \left(\frac{\pi \cdot \theta}{180} - \frac{\sin 2\theta}{2} \right)$$

$$\theta = \arccos\left(\frac{e}{R}\right) = 58.5^\circ$$

$$S = 36.8 \text{ m}^2$$

- **Contrainte uniforme appliquée**

$$\sigma_v = \frac{P_v}{2 \times S} = 75.78 \text{ t / m}^2$$

L'inclinaison de la charge :

$$\delta = \arctg\left(\frac{P_H}{P_v}\right) = 10.24^\circ = 0.18 \text{ rad}$$

En tenant compte de l'inclinaison de la résultante sur la verticale à la base, la portance limite de l'assise en enrochement est définie par la relation suivante :

$$\sigma_{sol} = \sigma_{lim} \times e^{-\delta}$$

$$\sigma_{lim} = \sigma_{adm} \times 3 = 210 \text{ t / m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 210 \times e^{-0.18} = 175.41 \text{ t / m}^2$$

D'où :

$$F_s = \frac{\sigma_{sol, assise}}{\sigma_v} = 2.31 > 2 \quad (\text{Vérifiée})$$

- **Stabilité sur le sol support (-17.50 m) : (méthode de Meyerhof)**

$$Q_{lim} = 1/2 \gamma' B N_\gamma \left(1 - \frac{\delta}{\varphi}\right)^2 + (C N_c + \gamma' D' N_q) \left(1 - 2 \times \frac{\delta}{\pi}\right)^2$$

$$D' = h + D = 2.5 + 1.28 = 3.78 \text{ m}$$

h : la hauteur du assise.

$$B = B' + 2 \times h \times \operatorname{tg}(\varphi) = 7.64 + 2 \times 2.5 \times \operatorname{tg}(37) = 11.44 \text{ m}$$

$$W = \pi \cdot R^2 \cdot h \cdot \gamma' = 3.14 \times \left(\frac{11.44}{2}\right)^2 \times 2.5 \times 1.1 = 282.51 \text{ t}$$

$$P_v' = P_v + W = 5860.06$$

$$\sigma_v = \frac{P_v'}{2 \times S} = 79.62 \text{ t} / \text{m}^2$$

$$\delta = 9.76^\circ$$

Pour $\varphi = 40$: (d'après CAQUOT et KERISEL) $N_\gamma = 113$; $N_q = 64.2$

$$\sigma_{sol} = Q_{lim} = 0.5 \times 1.1 \times 11.44 \times 113 \times \left(1 - \frac{9.76}{40}\right)^2 + 1.1 \times 3.78 \times 64.2 \times \left(1 - \frac{2 \times 9.76}{180}\right)^2 = 409.36 \text{ t} / \text{m}^2$$

$$F_s = 5.14 > 2 \quad (\text{Vérfiée})$$

V.5.2. Stabilité dans le cas dynamique

Dans ce cas La combinaison de charge utilisée est donnée comme suit : $G + Q + F_s$

V.5.2.1. Cas d'un séisme ascendant

a. Stabilité au glissement

Les charges stabilisantes (P_v) :

$$P_v = G + Q + F_s$$

$$P_v = (417.72 + 99.26 - 23.74) \times 10.09 = 4976.8 \text{ t} / \text{caisson}$$

Les charges non stabilisantes (P_H) :

$$P_H = G + Q + F_s$$

$$P_H = (83.6 + 47.44 + 79.12) \times 10.09 = 2120.5 \text{ t} / \text{caisson}$$

Facteur de sécurité :

$$F_s = \frac{P_v}{P_H} \tan \varphi = 1.97 \geq 1.1 \quad (\text{Vérfiée})$$

b. Stabilité au renversement

Les moments stabilisant (M_s):

$$M_s = G + Q + F_s$$

$$M_s = (3369.17 + 441.37 - 181.61) \times 10.09 = 36615.9 \text{ tm} / \text{caisson}$$

Les moments renversant (M_r) :

$$M_r = (468.14 + 575.86 + 750.66) \times 10.09 = 18108.12 \text{ tm} / \text{caisson}$$

Facteur de sécurité :

$$F_s = \frac{M_s}{M_r} = 2.02 \geq 1.1 \quad (\text{Vérfiée})$$

c. Stabilité au poinçonnement

- **Stabilité sur l'assise en enrochement (-15.00 m)**

L'ancrage : $D = 1.28 \text{ m}$

L'excentrement de la réaction du sol de fondation par rapport au centre de la base est :

$$e = \frac{b}{2} - \frac{M_s - M_r}{P_v} = \frac{36615.9 - 18108.12}{4976.8} = 4.28 \text{ m}$$

- **La largeur équivalente**

$$B' = B - 2 \times e = 16 - 2 \times 4.28 = 7.44 \text{ m}$$

D'après la théorie de Meyerhof, la contrainte appliquée résulte de la composante normale N appliquée sur une surface équivalente $2S$, avec :

$$\theta = \arccos\left(\frac{e}{R}\right) = 57.66^\circ$$

$$S = R^2 \times \left(\frac{\pi \cdot \theta}{180} - \frac{\sin 2\theta}{2}\right) = 44.62 \text{ m}^2$$

- **Contrainte uniforme appliquée**

$$\sigma_v = \frac{P_v}{2 \times S} = 70.19 \text{ t} / \text{m}^2$$

L'inclinaison de la charge :

$$\delta = \arctg\left(\frac{Ph}{P_v}\right) = 23.08^\circ = 0.4 \text{ rad}$$

En tenant compte de l'inclinaison de la résultante sur la verticale à la base, la portance limite de l'assise en enrochement est définie par la relation suivante :

$$\sigma_{sol} = \sigma_{lim} \times e^{-\delta}$$

$$\sigma_{lim} = \sigma_{adm} \times 3 = 210 \text{ t} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 210 \times e^{-0.4} = 140.76 \text{ t} / \text{m}^2$$

D'où :

$$F_s = \frac{\sigma_{sol, assise}}{\sigma_v} = 2 \geq 2 \quad (\text{Vérifiée})$$

- **Stabilité sur le sol support (-17.50 m) : (méthode de Meyerhof)**

$$Q_{lim} = 1/2 \gamma' B N_\gamma \left(1 - \frac{\delta}{\varphi}\right)^2 + (CN_c + \gamma' D' N_q) \left(1 - 2 \times \frac{\delta}{\pi}\right)^2$$

$D' = 3.78 \text{ m}$

$$B = B' + 2 \times h \times \operatorname{tg}(\varphi) = 7.44 + 2 \times 2.5 \times \operatorname{tg}(37) = 11.2 \text{ m}$$

$$W = \pi \cdot R^2 \cdot h \cdot \gamma' = 270.79 \text{ t}$$

$$P_v' = P_v + W = 5249.6 \text{ t}$$

$$\sigma_v = \frac{P_v + W}{2 \times S} = 58.8 \text{ t / m}^2$$

$$\delta = \operatorname{arctg}\left(\frac{2120.5}{4976.8}\right) = 22^\circ$$

Pour $\varphi = 40$: (d'après CAQUOT et KERISEL) $N_\gamma = 113$; $N_q = 64.2$

$$\sigma_{sol} = Q_{lim} = 0.5 \times 1.1 \times 11.2 \times 113 \times \left(1 - \frac{22}{40}\right)^2 + 1.1 \times 3.78 \times 64.2 \left(1 - 2 \times \frac{22}{180}\right)^2 = 293.34 \text{ t / m}^2$$

$$F_s = \frac{157.98}{46.74} = 5 > 2 \text{ (vérifiée)}$$

V.5.2.2. Cas d'un séisme descendant

a. Stabilité au glissement

Les charges stabilisantes (P_v) :

$$P_v = G + Q + F_s$$

$$P_v = (417.72 + 99.26 + 23.74) \times 10.09 = 5455.86 \text{ t / caisson}$$

Les charges non stabilisantes (P_h) :

$$P_h = G + Q + F_s$$

$$P_h = (83.6 + 47.44 + 79.12) \times 10.09 = 2120.51 \text{ t / caisson}$$

Facteur de sécurité :

$$F_s = \frac{5455.86}{2120.51} \tan 40 = 2.16 \geq 1.1 \text{ (Vérifiée)}$$

b. Stabilité au renversement

Les moments stabilisant (M_s):

$$M_s = G + Q + F_s$$

$$M_s = (3369.17 + 441.37 + 181.61) \times 10.09 = 40280.8 \text{ tm / caisson}$$

Les moments renversant (M_r) :

$$M_r = (468.14 + 575.86 + 750.66) \times 10.09 = 18108.12 \text{ tm / caisson}$$

Facteur de sécurité :

$$F_s = \frac{40280.8}{18108.12} = 2.22 \geq 1.1 \text{ (Vérifiée)}$$

c. Stabilité au poinçonnement

- **Stabilité sur l'assise en enrochement (-15.00 m)**

L'ancrage : $D = 1.28 \text{ m}$

L'excentrement de la réaction du sol de fondation par rapport au centre de la base est :

$$e = \frac{b}{2} - \frac{M_s - M_r}{P_v} = \frac{16}{2} - \frac{40280.8 - 18108.12}{5455.86} = 3.94 \text{ m}$$

- **La largeur équivalente**

$$B' = B - 2 \times e = 8.12 \text{ m}$$

D'après la théorie de Meyerhof, la contrainte appliquée résulte de la composante normale N appliquée sur une surface équivalente 2S, avec : $S = 40.1 \text{ m}^2$

$$\theta = \arccos\left(\frac{3.94}{8}\right) = 60.49^\circ$$

- **Contrainte uniforme appliquée**

$$\sigma_v = \frac{5455.86}{2 \times 40.1} = 68.03 \text{ t / m}^2$$

L'inclinaison de la charge :

$$\delta = \arctg \frac{2120.51}{5455.86} = 21.23^\circ = 0.73 \text{ rad}$$

En tenant compte de l'inclinaison de la résultante sur la verticale à la base, la portance limite de l'assise en enrochement est définie par la relation suivante :

$$\sigma_{sol} = \sigma_{lim} \times e^{-\delta}$$

$$\sigma_{lim} = \sigma_{adm} \times 3 = 210 \text{ t / m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 210 \times e^{-0.37} = 145.05 \text{ t / m}^2$$

D'où :

$$F_s = \frac{\sigma_{sol, assise}}{\sigma_v} = 2.13 \geq 2 \quad (\text{Vérfiée})$$

- **Stabilité sur le sol support (-17.50 m) : (méthode de Meyerhof)**

$$Q_{lim} = 1/2 \gamma' B N_\gamma \left(1 - \frac{\delta}{\varphi}\right)^2 + (CN_c + \gamma' D' N_q) \left(1 - 2 \times \frac{\delta}{\pi}\right)^2$$

$$B = B' + 2 \times h \times \text{tg}(\varphi) = 8.12 + 2 \times 2.5 \times \text{tg}(37) = 11.9 \text{ m}$$

$$W = 3.14 \times \left(\frac{11.9}{2}\right)^2 \times 2.5 \times 1.1 = 305.7 \text{ t}$$

$$P_v' = P_v + W = 5761.56 \text{ t}$$

$$\sigma_v = \frac{5761.56}{2 \times 40.1} = 71.94 \text{ t / m}^2$$

$$\delta = 20.2^\circ$$

Pour $\varphi = 40$: (d'après CAQUOT et KERISEL) $N_\gamma = 113$; $N_q = 64.2$

$$\sigma_{sol} = Q_{lim} = 0.5 \times 1.1 \times 11.9 \times 113 \times \left(1 - \frac{20.2}{40}\right)^2 + 1.1 \times 3.78 \times 64.2 \left(1 - 2 \times \frac{20.2}{180}\right)^2 = 341.28 \text{ t/m}^2$$

$$F_s = \frac{341.28}{71.94} = 4.74 \geq 2 \quad (\text{Vérfiée})$$

V.6. CALCUL DE FLOTTAISON

V.6.1. Tirant d'eau du caisson

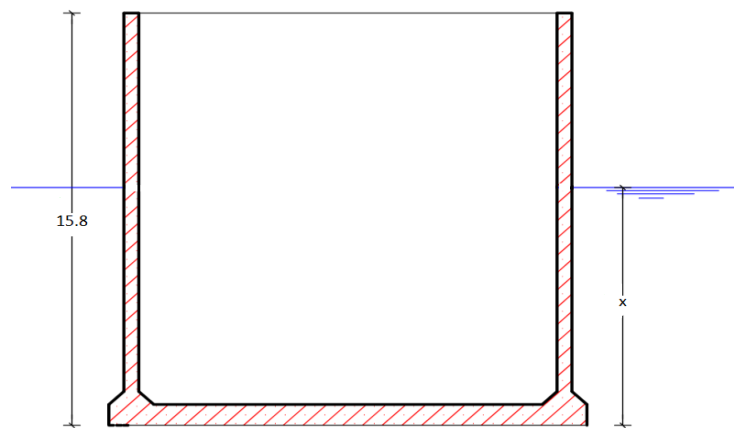


Figure V.2 : Schéma représentant la hauteur de remplissage.

X : tirant d'eau du caisson complet, vide à l'intérieur.

Principe d'Archimède

Tout corps plongé dans un fluide en équilibre, subit de la part de ce dernier, une force dirigée vers le haut et égale, en module, au poids du volume de fluide déplacé. Cette force est appelée poussée d'Archimède.

Les forces s'exerçant sur le caisson

- La poussée d'Archimède

$$F_A = \gamma_w \cdot V_i \cdot g$$

$$V_i = V_r + V_f + V_c$$

V_r : Le volume du radier

V_f : Le volume du fût immergé

V_c : Le volume de la clé immergée

$$F_A = \gamma_w [169.664 + \pi R_{ext}^2 (x - 0.8) + 1.886(x - 0.8)] \cdot g \quad \dots\dots\dots(1)$$

- Le poids du caisson

$$F_p = (\gamma'V_{B.i} + \gamma V_{B.N.i}) \times g$$

$B_{B,i}$: Le volume du béton immergé

$B_{B,i}$: Le volume du béton non immergé

$$F_p = (\gamma' [169.664 + \pi(R_{ext}^2 - R_{int}^2)(x - 0.8) + 1.886(x - 0.8)] + \gamma [(\pi(R_{ext}^2 - R_{int}^2) + 1.886) \times (15.8 - x)]) \times g \dots\dots\dots(2)$$

Equation d'équilibre

$$\sum F_{ext} = F_p - F_A = 0$$

$$\Rightarrow F_p = F_A$$

Après simplification et calcul on a :

$$X = 5.64 \text{ m}$$

V.6.1. Stabilité en flottaison

Qu'un corps flottant soit stable il faut et il suffit que son centre de gravité soit situé au dessus du métacentre.

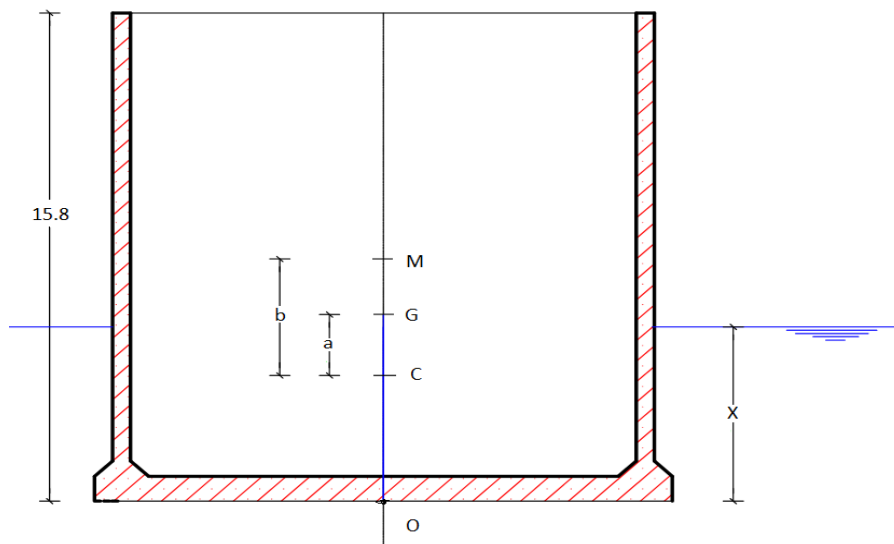


Figure V.3 : Schéma représentant les positions M, G et C.

G : centre de gravité

C : centre de poussée

M : métacentre

CG = a

MC = b

le centre de gravite

$$G = \frac{G_{radier} \cdot V_{radier} + G_{fut} \cdot V_{fut}}{V_{radier} + V_{fut}}$$

$$G_{radier} = \frac{0.8}{2} = 0.4m$$

$$G_{fut} = \frac{15}{2} + 0.8 = 8.3$$

$$G = 5.81 \text{ m}$$

Centre de poussée

$$OC = \frac{5.64}{2} = 2.82m$$

$$\Rightarrow a = OG - OC$$

$$\Rightarrow a = 2.99m$$

Distance métacentrique

$$b = \frac{S \cdot (2R_{ect})^2}{12V}$$

$$S = \pi R_{ext}^2 + 1.866$$

$$V = \pi R_{ext}^2 \cdot x$$

$$b = 3.63m$$

La stabilité d'un flotteur exige que la valeur (b-a>0)

$$b-a = 3.63-2.99=0.64 >0$$

Donc le caisson est stable en flottaison à vide.

CHAPITRE VI

Ferrailage du caisson



CHAPITRE VI. FERRAILLAGE DU CAISSON

VI.1. FERRAILLAGE DU FUT

VI.1.1. Analyse de Janssen

Silo-Variation de la pression normale avec profondeur :

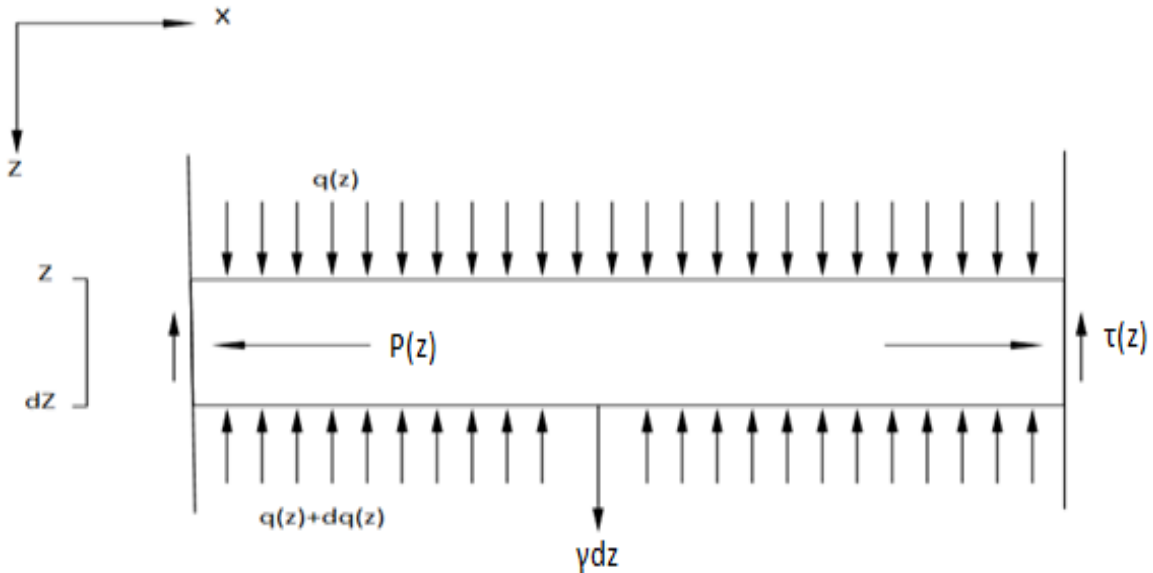


Figure VI.1 : Représentation d'une tranche et des efforts qui s'y exercent d'un silo.

Janssen étudie l'équilibre d'une couche horizontale de matière ensilée, d'épaisseur dz soumise aux charges verticales et horizontales indiquées (Figure VI.1)

Sois S l'aire de la section transversale du silo et L le périmètre du silo.

Si on considère le bilan des forces dans la direction z :

$$Sq + \gamma Sdz - \tau Ldz - S(q + dq) = 0 \dots\dots\dots(3)$$

z : Niveau d'un tranche d'anneau mesuré à partir de haut.

q : Contrainte verticale sur une section située à la cote z .

P : Contrainte horizontale sur une section située à la cote z .

γ : Poids volumique de la couche à la profondeur z .

τ : Contrainte de cisaillement créée par la pression latérale $P(z)$ du fait du placement de l'élément sous l'influence des couche supérieures.

S : Section droite du caisson.

En utilisant le cercle de MOHR :

$$\tau = p \times tg(\delta)$$

δ : angle de frottement interne paroi-grain.

$$P = K \times q \Rightarrow q = \frac{P}{K} \Rightarrow dq = \frac{1}{K} dp$$

K : Coefficient de poussée (MONONOBÉ-OKABÉ) :

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

$$(3) \Rightarrow \frac{dP}{dz} + \frac{L \times K}{S} \operatorname{tg}(\delta) \times P - K\gamma = 0 \quad \text{On prend : } a = \frac{L \times K}{S} \operatorname{tg}(\delta)$$

$$\Rightarrow P(z) = \alpha e^{-az} + \frac{K\gamma}{a}$$

$$\text{Pour } z=0 \Rightarrow P(0) = \alpha + \frac{K\gamma}{a} = K \times q \Rightarrow \alpha = K \left(q - \frac{\gamma}{a} \right)$$

$$\Rightarrow P(z)_1 = K \left(q_1 - \frac{\gamma}{a} \right) \times e^{-az} + \frac{K\gamma}{a}$$

Silo inverse-Variation de la pression normale avec profondeur :

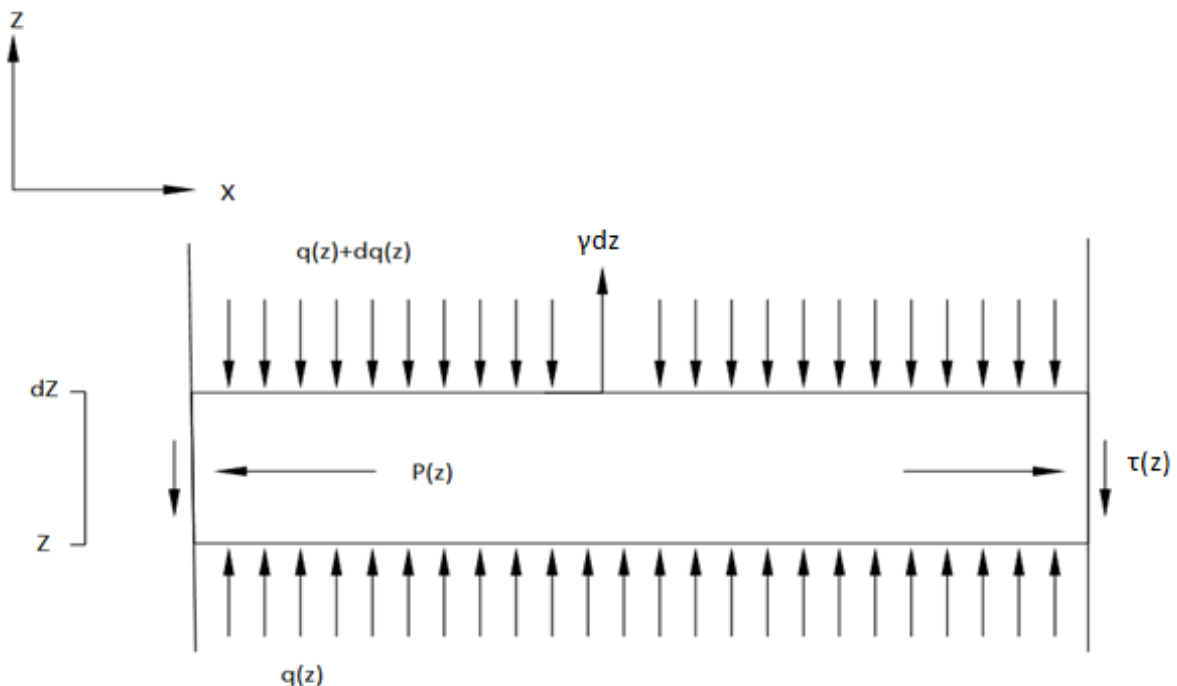


Figure VI.2 : Représentation d'une tranche et des efforts qui s'y exercent d'un silo inverse.

L'équation d'équilibre devient :

$$Sq - \gamma Sdz - \tau Ldz - S(q + dq) = 0 \dots\dots(4)$$

$$(3) \Rightarrow \frac{dP}{dz} + a \times P + K\gamma = 0$$

$$\Rightarrow P(z)_2 = K \left(q_2 + \frac{\gamma}{a} \right) \times e^{-az} - \frac{K\gamma}{a}$$

▪ **Application**

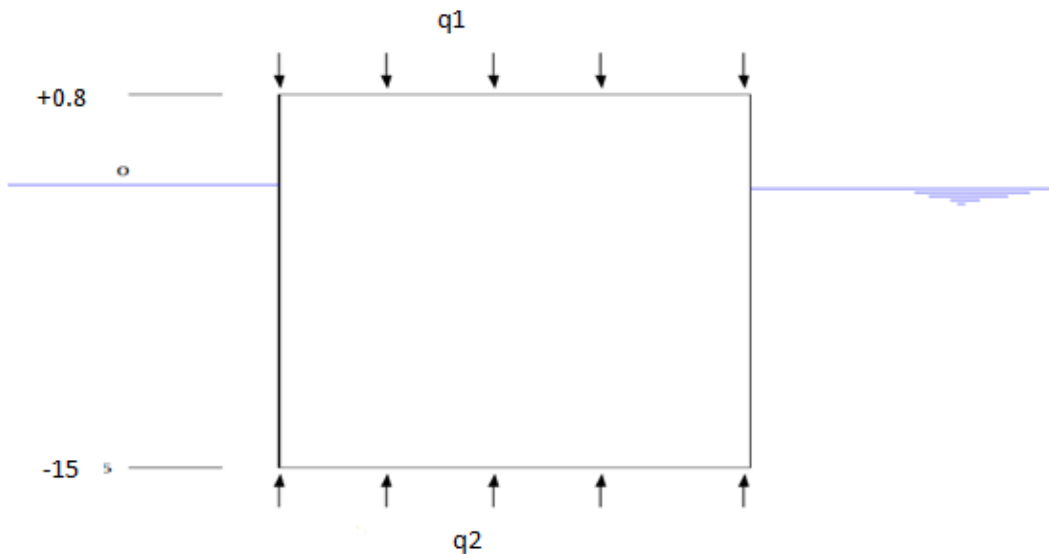


Figure VI.3 : Schéma représentant l'application des charges q1 et q2.

Matériaux de remplissage Ballast :

- Poids volumique $\gamma_r = 1,8 \text{ t/m}^3$
- Poids volumique déjaugé $\gamma' = 1 \text{ t/m}^3$
- Angle de frottement interne $\varphi = 37^\circ$
- L'angle de frottement sur les parois $\delta = \frac{2}{3}\varphi = 24.67^\circ$

$K = 0.226$

$a = 0.0297$

VI.1.2. Le calcul des charges

▪ **La charge q₁**

Dans le cas normal d'un silo, la seule charge qui sera comprise dans le calcul est la surcharge uniforme, $q_1 = 4 \text{ t/m}^2$

▪ **La charge q₂**

Dans le cas d'un silo-inverse les charges qui seront comprises dans le calcul sont :

$$q_2 = 0.8 \times \gamma + 14.2 \times \gamma' + 14.2 \times \gamma_w = 34.27 \text{ t/m}^2$$

Dans le cas d'un silo normal :

$$P(z)_{1N,i} = 0.226 \times \left(q_1 - \frac{1.8}{0.0297} \right) \times e^{-0.0297z} + \frac{0.226 \times 1.8}{0.0297} \text{ (Cas non immergé)}$$

$$P(z)_{1,i} = 0.226 \times \left(q_1 - \frac{1.0}{0.0297} \right) \times e^{-0.0297z} + \frac{0.226 \times 1.0}{0.0297} \text{ (Cas immergé)}$$

Dans le cas d'un silo-inverse :

$$P(z)_{2.N.i} = 0.226 \times (q_2 + \frac{1.8}{0.0297}) \times e^{-0.0297z} - \frac{0.226 \times 1.8}{0.0297} \text{ (Cas non immergé)}$$

$$P(z)_{2.i} = 0.226 \times (q_2 + \frac{1.0}{0.0297}) \times e^{-0.0297z} - \frac{0.226 \times 1.0}{0.0297} \text{ (Cas immergé)}$$

En fait, ces valeurs de poussées unitaires sont sous estimées et ne tiennent pas compte des déplacements du remblai intérieur à sa base et du comportement élasto-plastique du matériau (théorie de Reimbert). Par sécurité nous adopterons pour le fonctionnement du silo inverse, les coefficients suivants :

$$\delta = \varphi = 37^\circ \Rightarrow K_1 = 0.233$$

$$K' = 2 \times K_1 = 0.466$$

$$a = K' \times \frac{L}{S} \times \text{tg}(37) = 0.1 / L = \pi \times D = 43.96m, S = \pi \times R^2 = 153.86m^2$$

$$P'(z)_{2.N.i} = 0.466 \times (q_2 + \frac{1.8}{0.0297}) \times e^{-0.1z} - \frac{0.466 \times 1.8}{0.1} \text{ (Cas non immergé)}$$

$$P'(z)_{2.N.i} = 0.466 \times (q_2 + \frac{1.0}{0.0297}) \times e^{-0.1z} - \frac{0.466 \times 1.0}{0.1} \text{ (Cas immergé)}$$

Le calcul a été fait à l'aide d'Excel sur la base des formules proposées ci-dessus.

profondeur	Z	P1(N,i)	P1(i)	Z	P2(N,i)	P2(i)	P'2	P(max)
0,800	0,000	0,904		15,000	0,037		-2,953	0,904
0,400	0,400	1,055		14,000	0,451		-2,381	1,055
-0,200	1,400		1,177	13,000		2,827	0,962	2,827
-1,200	2,000		1,291	12,000		3,142	1,554	3,142
-2,200	3,000		1,476	11,000		3,466	2,207	3,466
-3,200	4,000		1,655	10,000		3,800	2,929	3,800
-4,200	5,000		1,829	9,000		4,144	3,727	4,144
-5,200	6,000		1,998	8,000		4,498	4,610	4,610
-6,200	7,000		2,163	7,000		4,863	5,584	5,584
-7,200	8,000		2,322	6,000		5,239	6,662	6,662
-8,200	9,000		2,477	5,000		5,626	7,853	7,853
-9,200	10,000		2,627	4,000		6,025	9,169	9,169
-10,200	11,000		2,773	3,000		6,436	10,623	10,623
-11,200	12,000		2,914	2,000		6,860	12,230	12,230
-12,200	13,000		3,052	1,400		7,120	13,275	13,275
-13,200	14,000		3,185	0,400		7,564	15,161	15,161
-14,200	15,000		3,315	0,000		7,745	15,970	15,970

Figure VI.4 : Récapitulatif des valeurs de pression sur les parois du caisson.

Calcul du caisson cylindrique :

Vérification de l'épaisseur :

▪ **Matériau béton**

- Résistance nominales :

$$f_{c28} = 30\text{MPa}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2,40 \text{ MPa}$$

- Anneau de hauteur unitaire soumis à la traction simple $T = P \times R$

Cette traction est maximale au dessus de la semelle au niveau -14.2 ou la pression vaut :

$$p = 15.97 \text{ t/m}^2/\text{ml}$$

h : 1 mètre linéaire

$$R_{moy} = R_{ext} - \frac{e}{2}$$

La paroi du caisson doit avoir une épaisseur e telle que :

$$e \geq \frac{P \times R_{moy}}{h \times f_{t28}} = \frac{15.97 \times 7.25}{1 \times 2.4} = 48.24\text{cm}$$

VI.1.3. Dimensionnement du ferrailage

▪ **Cerces horizontales**

Acier : HA Fe E400 type1.

C : enrobage = 5 cm (pour des ouvrages à la mer)

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq B \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

B : Section du voile (1 * 0.5)

f_e : Limite d'élasticité d'acier (400 MPa).

$$A_s \geq 1 \times 0.5 \times \frac{2.4}{400} = 30\text{cm}^2$$

Etat limite d'ouverture des fissures :

La charge de service : $N_{ser} = T = P \times R_{moy}$ (varie selon la profondeur)

La contrainte d'acier :

$$(\text{Milieu agressif} \Rightarrow \text{Fissuration très préjudiciable}) \Rightarrow \sigma_{st} = \text{MAX} \left[0.4 f_e ; 88 \sqrt{\eta f_{tj}} \right]$$

$\eta = 1.6$ (les armatures à haute adhérence)

$$\sigma_{st} = \text{MAX} \left[0.4 \times 400; 88 \times \sqrt{1.6 \times 2.4} \right] = \text{MAX} [160; 182.9] = 172.44 \text{ MPa}$$

La section d'armatures : $A_s = \frac{N_{ser}}{\sigma_{st}}$

- **Profondeur [-14.2 ; -10.2]**

$$A_s = \frac{N_{ser}}{\sigma_{st}} = \frac{15.97 \times 7.25}{172.44} = 67.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Armature : } \mathbf{14 HA\phi 25 = 68.72 \text{ cm}^2}$$

- **Profondeur [-10.2 ; -6.2]**

$$A_s = \frac{N_{ser}}{\sigma_{st}} = \frac{10.623 \times 7.25}{172.44} = 44.66 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Armature : } \mathbf{10 HA\phi 25 = 49.08 \text{ cm}^2}$$

- **Profondeur [-6.2 ; -1.2]**

$$A_s = \frac{N_{ser}}{\sigma_{st}} = \frac{5.584 \times 7.25}{172.44} = 23.48 \text{ cm}^2 < 30 \Rightarrow \text{Armature : } \mathbf{10 HA\phi 20 = 31.42 \text{ cm}^2}$$

- **Profondeur [-1.2 ; +0.8]**

$$A_s = \frac{N_{ser}}{\sigma_{st}} = \frac{3.142 \times 7.25}{172.44} = 13.2 \text{ cm}^2 < 30 \Rightarrow \text{Armature : } \mathbf{10 HA\phi 20 = 31.42 \text{ cm}^2}$$

VI.2. CALCUL DU RADIER

VI.2.1. Les charges agissantes

On calcule les moments en fonction de la pression sous le radier en exploitation.

Dans le cas d'une dalle circulaire de rayon simplement appuyé sur son contour, d'après Timoshenko, le moment de flexion vaut :

$$M = \frac{P}{16} \left[R^2(1 + \mu) - x^2(3 + \mu) \right]$$

μ : Coefficient de poisson ($\mu = 0.15$)

- Selon le sens radial :

Pour $x=0$:

$$M^+ = 0.072PR^2 = 60.9 \text{ t.m / ml}$$

Pour $x=R$ au centre :

$$M^- = -0.125PR^2 = -106.44 \text{ t.m / ml}$$

- Selon le sens transversal :

$$M_t = \frac{P}{16} \left[R^2 \times (1 + \mu) - x^2 (1 + 3\mu) \right]$$

Pour $x=0$:

$$M_t^+ = 0.072PR^2 = 60.9t.m / ml$$

Pour $x=R$ au centre :

$$M_t^- = -0.019PR^2 = -16.2t.m / ml$$

VI.2.2. Dimensionnement des aciers en fissuration très préjudiciable

La condition de non fragilité est donnée par la formule :

$$f_{c28} = 30MPa ; f_{t28} = 2.4MPa , f_e = 400MPa$$

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 0.23 \times \frac{2.4}{400} \times 100 \times 75 = 10.35cm^2$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 18MPa$$

$$\eta = 1.6 \text{ (H.A)} ; d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.8 = 0.72m$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ 0.8 \left(\frac{2}{3} \right) f_e ; \max(0.4 f_e ; 88 \sqrt{\eta f_{ij}}) \right\} = 172.44MPa$$

$$X = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{15 \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \times d = 0.44m$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 0.57m$$

$$\bar{M}_1 = \frac{1}{2} \times b \times X \times \bar{\sigma}_{bc} \times Z = 2.26MPa = 226t / m^2 / ml$$

$$\bar{M}_1 > M_{ser} \Rightarrow \text{Section sans armatures comprimées}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \times \bar{\sigma}_{st}}$$

- Selon le sens radial :

$$A_y(M^+) = 97.9cm^2$$

$$A_y(M^-) = 111.6cm^2$$

- Selon le sens transversal :

$$A_y(M_t^+) = 97.9cm^2$$

$$A_s(M_t^-) = 17 \text{ cm}^2$$

▪ **Le choix des armatures**

- Selon le sens radial :

$$\text{Lit supérieur : } 14\text{HA}\phi 32 = 112.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Lit inférieur : } 14\text{HA}\phi 32 = 112.6 \text{ cm}^2$$

- Selon le sens transversal :

$$\text{Lit supérieur : } 14\text{HA}\phi 32 = 112.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Lit inférieur : } 6\text{HA}\phi 20 = 37.7 \text{ cm}^2$$

VI.2.3. Flexion due au moment d'encastrement

On considère que la paroi du caisson est constituée de poutres verticales découpées par des plans verticaux passant par l'axe du caisson et encastées sur le radier.

Le radier est supposé indéformable et la valeur approchée du moment d'encastrement à la base vaut : (Annales I.T.B.T.P)

$$M = \frac{P.R.e}{\sqrt{12}} = \frac{15.97 \times 7.25 \times 0.5}{\sqrt{12}} = 16.71 \text{ t.m / ml}$$

$$A_s = \frac{M}{0.807 \times e \times \bar{\sigma}_{st}} + \frac{T}{2 \times \bar{\sigma}_{st}} \quad (T : \text{effort de la traction})$$

$$A_s = \frac{16.71}{0.807 \times 0.5 \times 172.44} + \frac{15.97 \times 7.25}{2 \times 172.44} = 0.58 \text{ m}^2 = 58 \text{ cm}^2$$

Le choix des armatures : 12HA ϕ 25=58.9cm²

Remarque :

Les sections calculées au niveau de l'encastrement Anneau-Radier seront conservées le long de la hauteur du voile, elles servent comme armature transversale.

VI.3. FERRAILLAGE DES CLES DE JONCTION

Les armatures des clés de jonction sont destinées à reprendre les efforts dus aux tassements différentiels lors de la mise en place, du remplissage et du remblayage des caissons.

VI.4. FERRAILLAGE DE LA POUTRE DE COURONNEMENT

Le calcul des efforts internes de la structure du couronnement a été effectué en conformément aux articles concernés de la consistance de combinaison de BAEL, à l'aide du logiciel de structure des éléments limité du ROBOT.

▪ **Condition 1 : Unique une grue portique en état de fonctionnement.**

➤ Etat des efforts permanents en état limite ultime ELU.

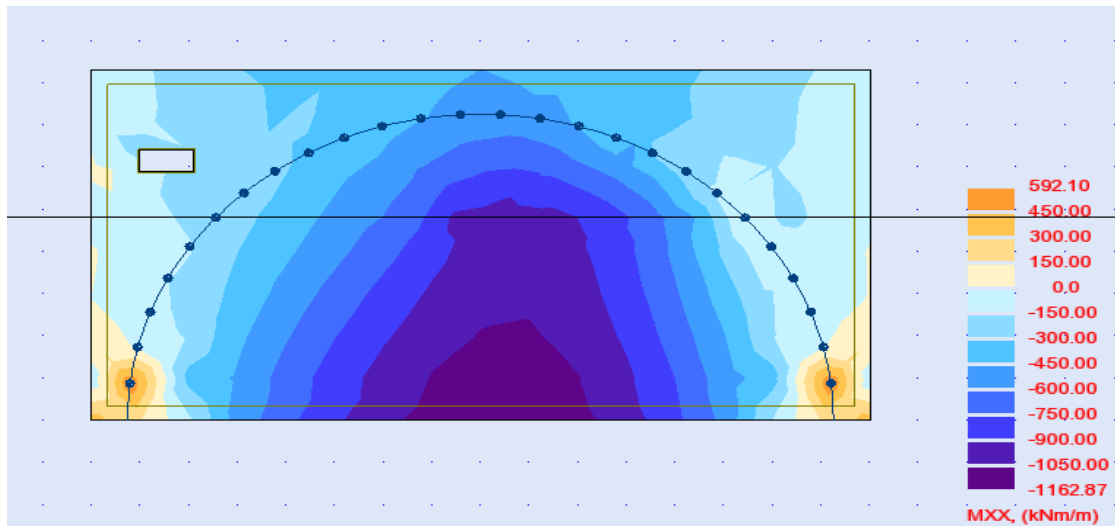


Figure VI.5 : Diagramme enveloppant de moment de flexion longitudinal du couronnement.

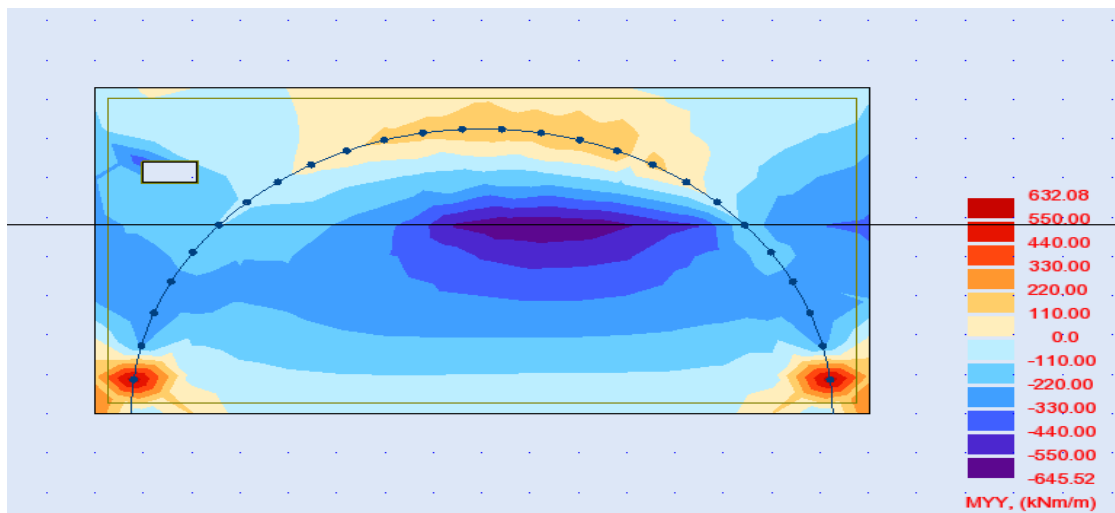


Figure VI.6 : Diagramme enveloppant de moment de flexion transversale du couronnement.

➤ Etat limite de service lors du calcul de vérification de la structure du caisson ELS.

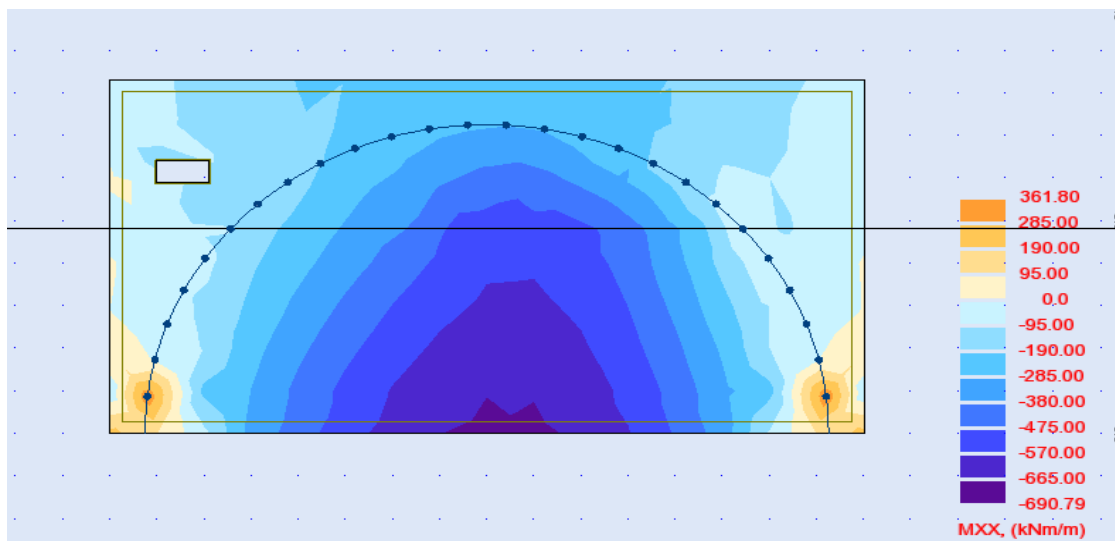


Figure VI.7 : Diagramme enveloppant de moment de flexion longitudinale du couronnement.

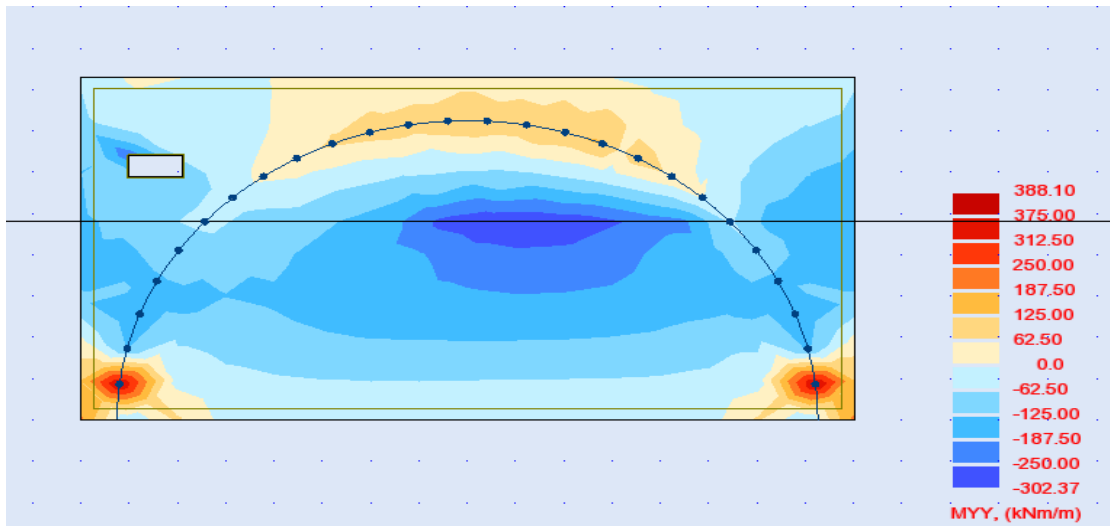


Figure VI.8 : Diagramme enveloppant de moment de flexion transversale du couronnement.

▪ **Condition 2 : deux grues portiques sont en état de fonctionnement.**

➤ Etat des efforts permanents en état limite ultime ELU.

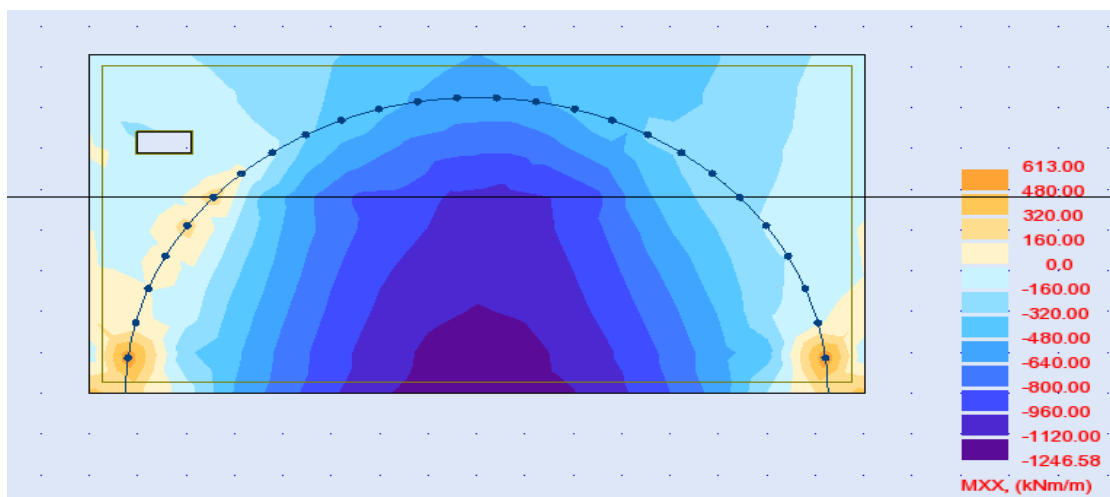


Figure VI.9 : Diagramme enveloppant de moment de flexion longitudinale du couronnement.

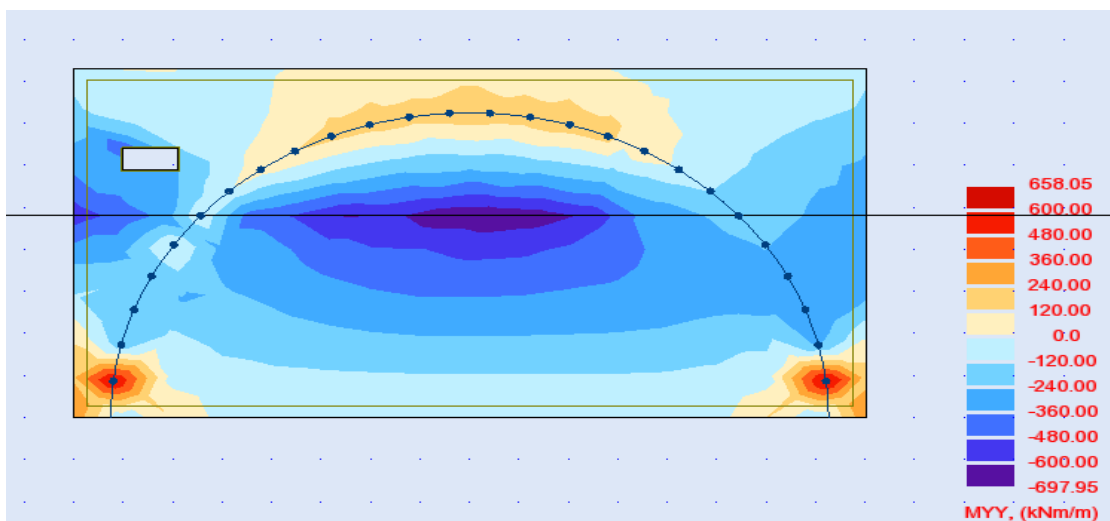


Figure VI.10 : Diagramme enveloppant de moment de flexion transversale du couronnement.

➤ Etat limite de service lors du calcul de vérification de la structure du caisson ELS.

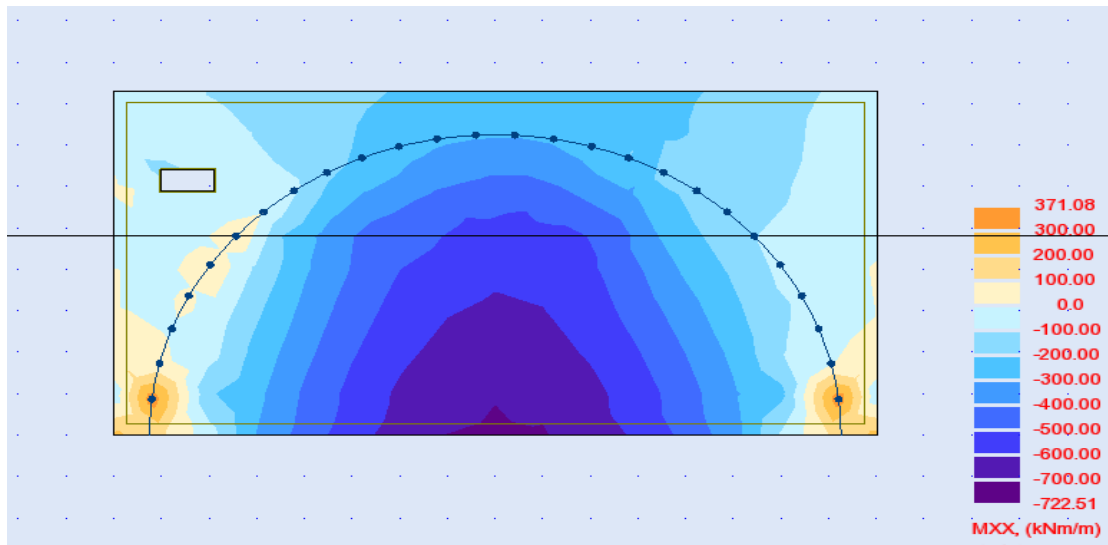


Figure VI.11 : Diagramme enveloppant de moment de flexion transversale du couronnement.

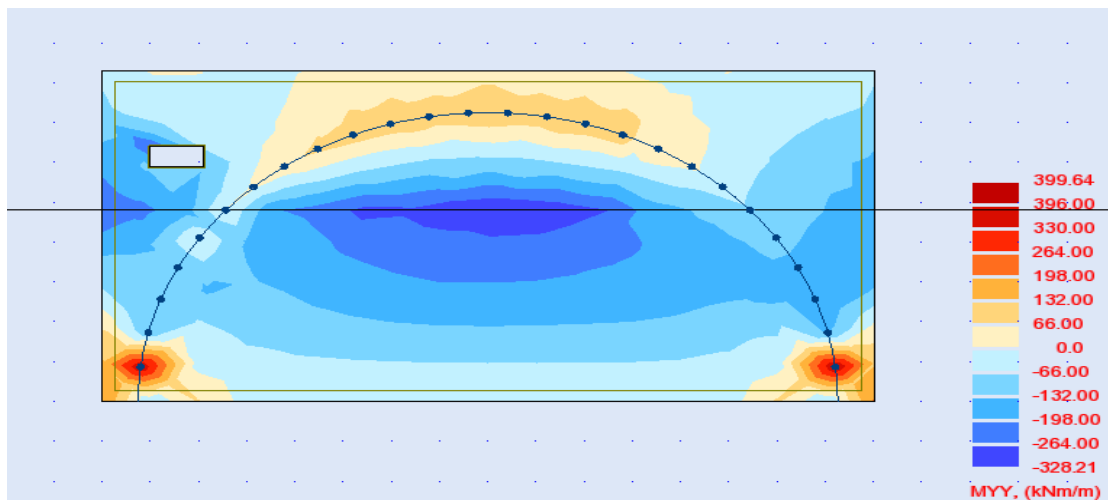


Figure VI.12 : Diagramme enveloppant de moment de flexion transversale du couronnement.

▪ Les moments de flexion

Tableau VI-1 : Récapitulatif des moments de flexion.

État de charge	État limite	Sens	Moment de flexion (KN.m/ml)	
			Positifs	Négatifs
Grue portique + surcharge	ELU	Sens longitudinale	1162.87	592.1
		Sens transversale	645.52	632.02
	ELS	Sens longitudinale	690.79	361.8
		Sens transversale	302.37	388.1
Deux grues portique + surcharge	ELU	Sens longitudinale	1246.58	613.00
		Sens transversale	697.95	658.05
	ELS	Sens longitudinale	722.51	371.08
		Sens transversale	328.21	399.64

La section considéré est : (h = 1.2 m ; b = 1 m)

VI.4.1. Sens longitudinale

Tableau VI-2 : Résumé des résultats de calcul (sens longitudinale).

État limite	Moment positive (t.m)	Moment négative (t.m)
ELU	124.66	61.30
ELS	72.25	37.11

VI.4.1.1. Fibres supérieures

▪ **Le calcul à l'ELU**

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma} = \frac{0.85 \times 30}{1 \times 1.15} = 22.17$$

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{124.66 \times 10^{-2}}{1 \times (0.9 \times 1.2) \times 22.17} = 0.052$$

A l'aide des tableaux dans l'annexe on trouve :

$$\mu_c = 0.392 > \mu \Rightarrow \text{Donc la section est sans armatures comprimé}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}}{0.8} = 0.067$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.79m$$

$$\mu < 0.186 \Rightarrow \varepsilon = 10 \times 10^{-3}$$

On a : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma} = \frac{00}{1.15} = 347.83Mpa$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = 45.37cm^2$$

▪ **Le calcul à l'ELS**

$$X = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{15 \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \times d = 0.66m$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 0.86m$$

$$\bar{M}_1 = \frac{1}{2} \times b \times X \times \bar{\sigma}_{bc} \times Z = 5.11MPa = 511t / m^2 / ml$$

$$\bar{M}_1 > M_{ser} \Rightarrow \text{Section sons armatures comprimées}$$

La section d'armature est donnée par :

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \cdot \bar{\sigma}_{st}} = \frac{72.25 \times 100}{0.86 \times 172.44} = 53cm^2$$

Le choix des armatures :

$$A_s(ELS) > A_s(ELU)$$

On prend la section de service : $12HA\phi 25 = 58.9cm^2$

VI.4.1.2. Fibres inférieures

▪ Le calcul à l'ELU

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{61.30 \times 10^{-2}}{1 \times (0.9 \times 1.2) \times 22.17} = 0.026$$

A l'aide des tableaux dans l'annexe on trouve :

$$\mu_c = 0.392 > \mu \Rightarrow \text{Donc la section est sans armatures comprimé}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}}{0.8} = 0.033$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 1.066m$$

$$\mu < 0.186 \Rightarrow \varepsilon = 10 \times 10^{-3}$$

$$\text{On a } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma} = \frac{400}{1.15} = 347.83 \text{Mpa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = 16.53 \text{cm}^2$$

▪ Le calcul à l'ELS

$$X = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{15 \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \times d = 0.66m$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 0.86m$$

$$\bar{M}_1 = \frac{1}{2} \times b \times X \times \bar{\sigma}_{bc} \times Z = 5.11 \text{MPa} = 511 \text{t} / \text{m}^2 / \text{ml}$$

$$\bar{M}_1 > M_{ser} \Rightarrow \text{Section sans armatures comprimées}$$

La section d'armature est donnée par :

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \cdot \bar{\sigma}_{st}} = \frac{37.11 \times 100}{0.86 \times 172.44} = 25.02 \text{cm}^2$$

Le choix des armatures :

$$A_s(ELS) > A_s(ELU)$$

On prend la section de service : $6HA\phi 25 = 29.45 \text{cm}^2$

VI.4.2. Sens transversale

Tableau VI-3 : Résumé des résultats de calcul (sens transversale).

État limite	Moment positive (t.m)	Moment négative (t.m)
ELU	69.8	65.81
ELS	32.82	39.96

VI.4.2.1. Fibres supérieures

- Le calcul à l'ELU

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{124.66 \times 10^{-2}}{1 \times (0.9 \times 1.2) \times 22.17} = 0.029$$

A l'aide des tableaux dans l'annexe on trouve :

$$\mu_c = 0.392 > \mu \Rightarrow \text{Donc la section est sans armatures comprimé}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.037$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 1.06m$$

$$\mu < 0.186 \Rightarrow \varepsilon = 10 \times 10^{-3}$$

$$\text{On a : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma} = \frac{00}{1.15} = 347.83 \text{Mpa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = 18.9 \text{cm}^2$$

- Le calcul à l'ELS

$$X = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{15 \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \times d = 0.66m$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 0.86m$$

$$\bar{M}_1 = \frac{1}{2} \times b \times X \times \bar{\sigma}_{bc} \times Z = 5.11 \text{MPa} = 511 \text{t} / \text{m}^2 / \text{ml}$$

$$\bar{M}_1 > M_{ser} \Rightarrow \text{Section sans armatures comprimées}$$

La section d'armature est donnée par :

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \cdot \bar{\sigma}_{st}} = \frac{\times 100}{0.86 \times 172.44} = 22.13 \text{cm}^2$$

Le choix des armatures :

$$A_s(ELS) > A_s(ELU)$$

On prend la section de service : $08HA\phi 20 = 25.13cm^2$

VI.4.2.2.Fibres inférieures

▪ **Le calcul à l'ELU**

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{61.30 \times 10^{-2}}{1 \times (0.9 \times 1.2) \times 22.17} = 0.026$$

A l'aide des tableaux dans l'annexe on trouve :

$$\mu_c = 0.392 > \mu \Rightarrow \text{Donc la section est sans armatures comprimé}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}}{0.8} = 0.033$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 1.066m$$

$$\mu < 0.186 \Rightarrow \varepsilon = 10 \times 10^{-3}$$

$$\text{On a : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma} = \frac{00}{1.15} = 347.83Mpa$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = 17.75cm^2$$

▪ **Le calcul à l'ELS**

$$X = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{15 \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \times d = 0.66m$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 0.86m$$

$$\bar{M}_1 = \frac{1}{2} \times b \times X \times \bar{\sigma}_{bc} \times Z = 5.11MPa = 511t / m^2 / ml$$

$$\bar{M}_1 > M_{ser} \Rightarrow \text{Section sans armatures comprimées}$$

La section d'armature est donnée par :

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \cdot \bar{\sigma}_{st}} = \frac{39.96 \times 100}{0.86 \times 172.44} = 26.95cm^2$$

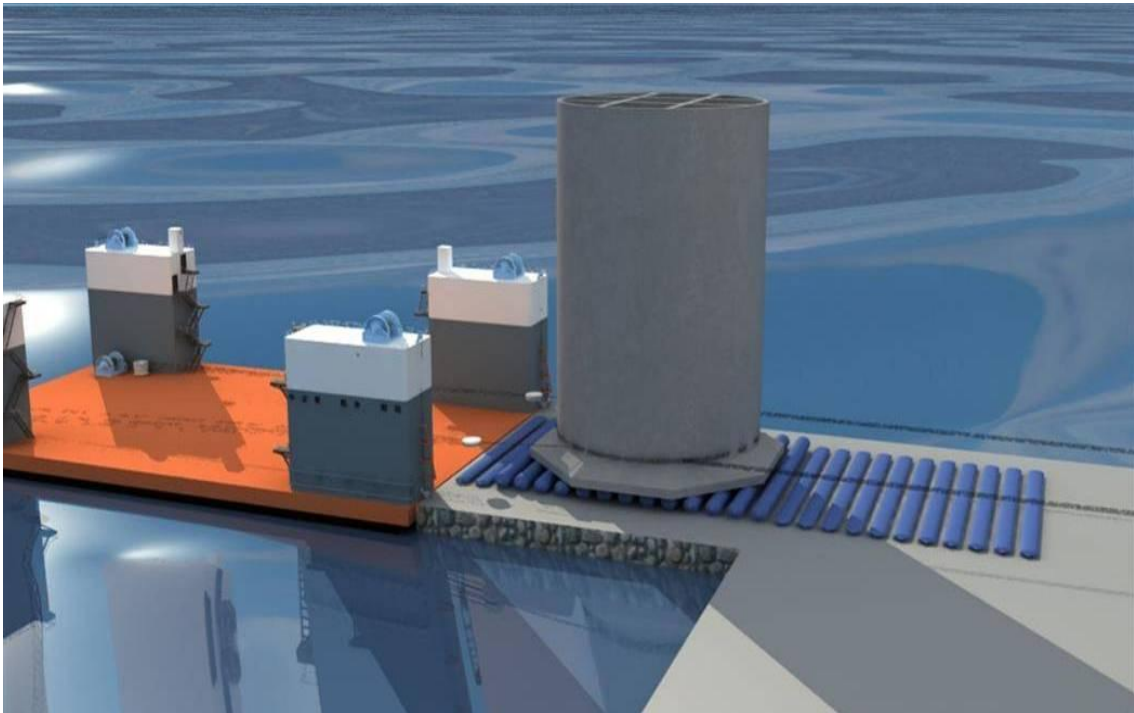
Le choix des armatures :

$$A_s(ELS) > A_s(ELU)$$

On prend la section de service : $6HA\phi 25 = 29.45cm^2$

CHAPITRE VII

METHODOLOGIE D'EXECUTION



CHAPITRE VII. METHODOLOGIE D'EXECUTION

VII.1. DEMOLITION DES QUAIS EXISTANTS

Pour la construction du nouveau quai, il est prévu une démolition de la totalité de l'ancien quai de la Havane, d'une partie du quai du Havre qu'ils sont en blocs et d'une partie du quai de Hambourg qu'il est de pieux en béton armés avec un chemisage métallique. Cette démolition se fera du Nord-est vers Sud-ouest.

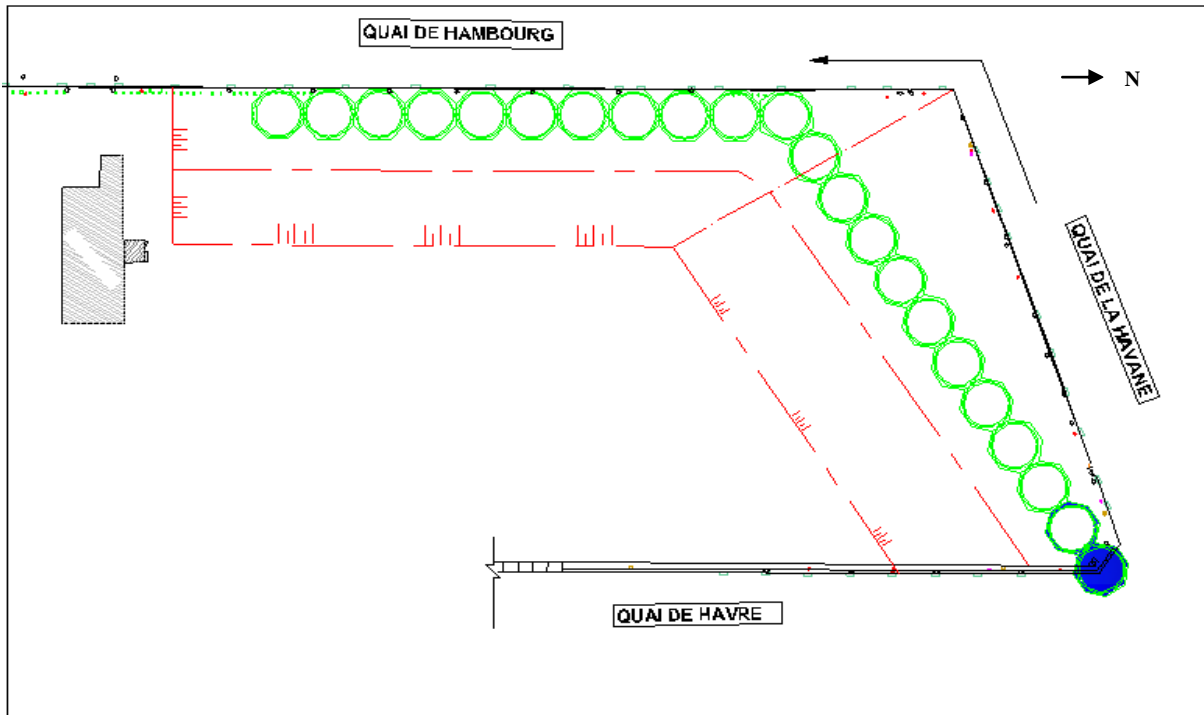


Figure VII.1: La zone de démolition.

Les deux anciens quais de la Havane et du Havre sont composés de blocs avec une poutre de couronnement au sommet et un remblai hydraulique à l'arrière. Leur démolition était plus ou moins facile, durant laquelle l'entreprise a employé une pelle excavatrice munie d'un brise roche pour la démolition du couronnement, ensuite le déblai des matériaux à l'arrière des blocs et à la fin la manutention de ces blocs à l'aide d'un ponton grue.



Figure VII.2 : Manutention d'un bloc par un ponton grue.

La structure du quai de Hambourg est plus compliquée, vue la présence des pieux en béton armés avec chemisage métallique, ce qui a obligé l'entreprise de chercher un procédé plus adapté assurant la sécurité des personnes et des ouvrages au cours de la démolition. Pour cela la méthodologie employée consiste à découper les pieux avec des câbles diamantés ensuite la manutention de ces pieux à l'aide d'un ponton grue.



Figure VII.3 : Manutention d'un pieu par un ponton grue.

VII.2. EXCAVATION DE LA SOUILLE

Il est prévu d'utiliser une drague à benne preneuse de 8 m³ dont l'entreprise se dispose pour l'excavation sous l'eau jusqu'à la cote projetée. Les matériaux dragués seront chargés dans un chaland à clapet, puis transporté et déchargé dans un site de décharge.

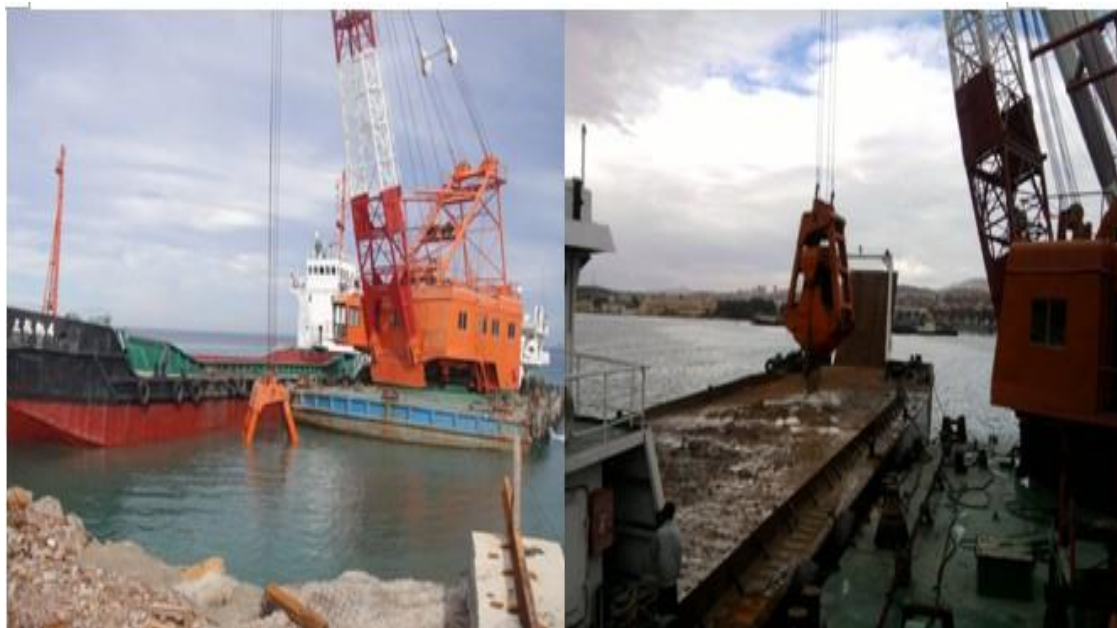


Figure VII.4 : La drague à benne preneuse.

VII.3. PREFABRICATION DES CAISSONS CYLINDRIQUES

La préfabrication d'un caisson cylindrique adopte un procédé de coulage en cinq élévations, ce procédé est avantageux pour des raisons telles que l'intensité du travail est relativement faible, les phasages sont bien organisés qui permet d'avoir un travail à la chaîne, un contrôle de qualité facile et plus de sécurité personnelle des manœuvres. Le coulage du caisson se fera sur le radier puis par élévation.

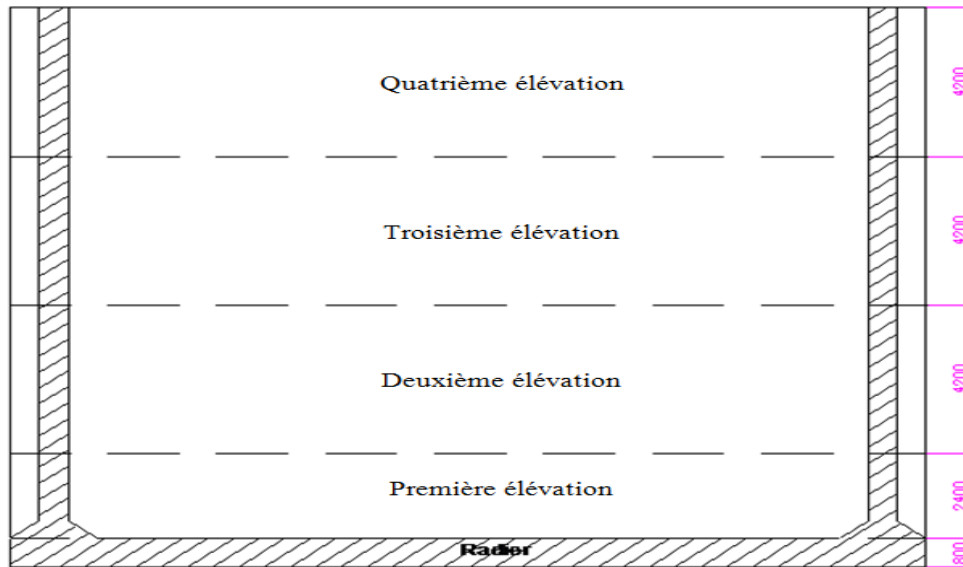


Figure VII.5 : Plan de coulage d'un caisson en élévations.

▪ Ferrailage

Les armatures d'acier seront découpées selon la longueur exigée par chaque élévation du caisson. En cas où la longueur demandée est supérieure à la longueur unitaire de l'acier, on procédera à un rallongement par recouvrement.

Les ferrailages du radier et la première élévation seront attachés et façonnés sur le site. Pour les autres élévations standards, les ferrailages seront façonnés à l'aide d'un chevalet à trois étages et puis levés dans leur ensemble.



Figure VII.6 : Attachement des ferrailages entre le radier et la première élévation.



Figure VII.7 : Manutention et montage des ferrillages d'une élévation standard.

▪ **Coffrage**

Une grue portique et d'autres engins de levage seront utilisés pour le montage et le démontage des coffrages.



Figure VII.8 : Coffrage d'une élévation standard.

▪ **Bétonnage**

Couler et vibrer par couche à l'aide d'un camion à pompe de 60 m³/h dont l'épaisseur ne dépasse pas 40 cm. Pour le traitement des joints, d'abord il faut regratter, les nettoyer avec de l'eau et appliquer du mortier de 2-3 cm avant le coulage du béton de la couche supérieure.



Figure VII.9 : Bétonnage d'une élévation standard.

VII.4. Mise en place des enrochements

Des enrochements de catégorie (1-15 kg) seront mis en place au niveau de l'assise du quai. La mise en place se fera par couche dont l'épaisseur de chaque couche ne dépasse pas 2 m.

Pour l'assise dont l'épaisseur est inférieure à 2 m, la mise en place des enrochements se fera une seule fois en réservant l'espace pour les matériaux de réglage. Un bateau équipé d'un GPS sera mis en service pour le positionnement lors de l'opération.



Figure VII.10 : Positionnement et mise en place des enrochements.

Du ballast de catégorie (20-40 mm) sera mise en œuvre pour avoir un réglage soigneux après la mise en place des enrochements. Cette opération nécessitera la participation des plongeurs.

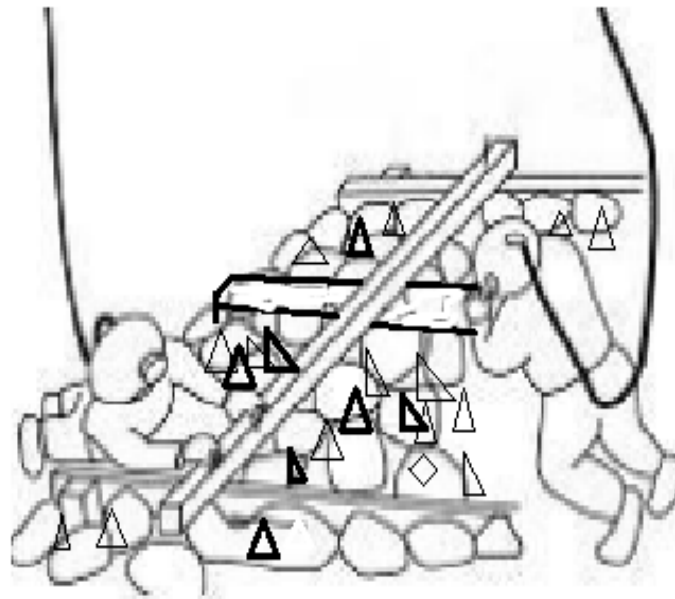


Figure VII.11 : Réglage sous l'eau par des plongeurs.

VII.5. INSTALLATION DES CAISSONS

▪ Manutention et déplacement

Après avoir été enlevés par des vérins, mettre des boudins d'air sous le caisson et puis les aérer. Ce dernier sera déplacé au fur et à mesure du roulement des boudins d'air jusqu'au quai de servitude.



Figure VII.12 : Manutention et déplacement d'un caisson.

▪ **Chargement et transport**

Après le déplacement du caisson jusqu'au quai de servitude, il sera chargé dans un dock flottant remorqué par un remorqueur jusqu'au lieu de mise en place.



Figure VII.13 : Remorquage d'un caisson sur l'eau.

▪ **Pose du caisson**

Après le transport du caisson jusqu'au lieu de mise en place, on fera appel à un ponton grue de 500 t pour le poser.



Figure VII.14 : Mise en place d'un caisson.

▪ **Remblai intérieur des caissons**

Les matériaux destinés au remblai intérieur d'un caisson seront transportés par un ponton plat équipé par un chargeur pour les mis en place, en parallèle un contrôle périodique du tassement de caisson sera effectué par un topographe.



Figure VII.15 : Remblai intérieur d'un caisson.

CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'élève ingénieur et c'est la meilleure occasion pour l'étudiant de démontrer en évidence ses connaissances théoriques acquises durant les cinq années de formation.

Ce projet nous a permis également de mettre en application un certain nombre de notions théoriques, d'améliorer nos compétences et d'enrichir nos connaissances acquises durant notre formation d'ingénieur au sein de l'école nationale supérieure des travaux publics.

Vu le développement de l'outil informatique, nous avons pu toucher et maîtriser plusieurs logiciels de dessin et de calcul notamment AutoCAD et le logiciel Robot Structural Analysis.

Nous avons aussi compris que le rôle d'un ingénieur est de s'adapter aux difficultés et de chercher la solution optimale en respectant les contraintes imposées dont la nature peut être très diverse, il doit d'une part bien connaître l'éventail des solutions possibles avec leurs sujétions, leurs limites et leur coût, et d'autre part être en mesure de recenser et d'évaluer les contraintes avec la plus grande précision possible afin de limiter au maximum les aléas pendant l'exécution.

A la fin de ce travail, nous nous rendons compte que beaucoup reste à apprendre sur l'ingénierie des travaux publics, chose qui nous pousse à vouloir approfondir nos connaissances sur ce vaste domaine.

Bibliographie

Cours :

M. BENREDOUANE : Cours de béton armé 4^{ème} année. Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP), Kouba, Alger, Algérie. (Année 2017-2018)

Mr. BOUHNICHE : cours de travaux maritimes. Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP). Année (2017-2018).

M.MECHTTI : Cours des travaux maritimes 4^{ème} année. Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP), Kouba, Alger, Algérie.

M. Hamadi : Cours de mécanique des sols (les essais in-situ) 4^{ème} année. Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP), (Année 2017-2018).

M^{me}.Badaoui : Cours de mécanique des sols 4^{ème} année. Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP), (Année 2017-2018).

Livre :

J.CHAPON : Travaux Maritimes TOM I : Le milieu marin – Le navire – La navigation – Les côtes – Les ouvrages extérieures des ports maritimes (Année 1972). Ed. Eyrolles 1984, Paris, France.

J.CHAPON : Travaux Maritimes TOM II : Les ouvrages intérieurs des ports maritimes – Dégagement des accès et plans d'eau des ports (Année 1974). Ed. Eyrolles 1975, Paris, France.

J.LARRAS : cours d'hydraulique maritime et de travaux maritimes 1961, Paris, France.

S.TIMOSHENKO : Résistance des matériaux deuxième partie (théorie développée et problèmes).

Règlements :

- Règles BAEL 91 révisées 99 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites. Fascicule 62, titre 1er du CCTG – Travaux section 1 : béton armé. (Février 2000). Généré par i-Reef – Ed. S150 (Décembre 2007). IUP génie civil, faculté des sciences et technologie, La Rochelle. France.
- Règlement Parasismique Applicable aux domaines des bâtiments RPA (Année 2008).

Site internet :

<http://www.planete-tp.com>

Wikipédia, généralité www.wikipédia.com

Autre :

- Note de calcul 'extension du port de BENI SAF' LEM 1981 ;
- Archives LEM.
- FENTEK catalogue :défense et système d'accostage.

Logiciels :

Word, Excel, Autocad, Robot structural analysis

ANNEXE A

Tableau 1 : Résultats des essais SPT avant le vibro-compactage.

Zone d'essai	N° de sondage	Profondeur (m)	N° de couche	Symbole Lithologique	N	N _{corrigé}	Φ_{OSAKI} (°)
B-01	P01	1.50	02	GS	07	07	27
		3.75	03	G	09	09	28
		5.25	04	SG	07	07	27
		6.75	05	GS	08	08	28
		8.25	06	CG	06	06	26
		9.75	06	CG	12	12	30
		11.25	07	GS	15	15	32
		12.50	08	CG	16	16	33
	P02	1.50	02	GS	03	03	23
		3.75	02	GS	08	08	28
		5.25	04	SG	06	06	26
		6.75	05	GS	07	07	27
		8.25	06	SG	11	11	30
		9.75	06	SG	06	06	26
11.25		06	SG	12	12	30	
12.50		06	SG	12	12	30	
B-02	P04	1.50	02	G	05	05	25
		3.75	03	CG	11	11	30
		5.25	04	GS	11	11	30
		6.75	05	SG	09	09	28
		8.25	05	SG	12	12	30
		9.75	05	SG	10	10	29
		11.25	05	SG	14	14	32
		12.50	06	SL	13	13	31
B-03	P05	1.50	02	CG	12	12	30
		3.75	04	GS	06	06	26
		5.25	05	SG	06	06	26
		6.75	05	SG	05	05	25
		8.25	06	GS	13	13	31
		9.75	07	SG	09	09	28
		11.25	07	SG	13	13	31
		12.50	07	SG	07	07	27
	P06	1.50	02	GS	04	04	24
		3.75	03	SG	12	12	30
		5.25	03	SG	14	14	32
		6.75	03	SG	13	13	31
		8.25	03	SG	11	11	30
		9.75	05	GS	12	12	30
11.25		05	GS	11	11	30	
12.50		05	GS	07	07	27	

Tableau 2 : Résultats des essais SPT après le vibro-compactage.

Zone d'essai	N° de sondage	Profondeur (m)	N° de couche	Symbole Lithologique	N	N _{corrigé}	Φ _{OSAKI} (°)	
B-01	P09	1.50	02	GS	09	09	28	
		3.75	02	GS	12	12	30	
		5.25	04	GS	17	16	33	
		6.75	04	GS	17	16	33	
		8.25	04	GS	21	18	34	
		9.75	04	GS	18	17	33	
		11.25	06	SL	25	20	35	
		12.50	06	SL	08	08	28	
	P10	1.50	02	SG	06	06	26	
		3.75	04	SG	15	15	32	
		5.25	04	SG	14	14	32	
		6.75	04	SG	18	17	33	
		8.25	04	SG	20	18	34	
		9.75	05	GS	17	16	33	
		11.25	06	SL	20	18	34	
		12.50	07	GS	22	19	34	
	P15	1.50	03	SL	11	11	30	
		3.75	04	GS	10	10	29	
		5.25	05	CG	17	16	33	
		6.75	06	GS	21	18	34	
		8.25	08	SG	24	20	35	
		9.75	09	GS	28	22	36	
		11.25	09	GS	30	23	36	
		12.50	10	S	26	21	35	
	B-02	P11	1.50	02	SG	10	10	29
			3.75	03	G	15	15	32
			5.25	04	SG	16	16	33
			6.75	04	SG	20	18	34
8.25			05	GS	21	18	34	
9.75			05	GS	24	20	35	
11.25			07	GS	26	21	35	
12.50			08	SL	07	07	27	
P12		1.50	02	GS	10	10	29	
		3.75	03	SG	15	15	32	
		5.25	05	SL	14	14	32	
		6.75	06	SG	17	16	33	
		8.25	06	SG	14	14	32	
		9.75	07	CG	23	19	34	
		11.25	08	SL	16	16	33	
		12.50	08	SL	14	14	32	

Zone d'essai	N° de sondage	Profondeur (m)	N° de couche	Symbole Lithologique	N	N_{corrigé}	Φ_{OSAKI} (°)
B-03	P13	1.50	02	GS	06	06	26
		3.75	03	SG	11	11	30
		5.25	03	SG	17	16	33
		6.75	05	SG	20	18	34
		8.25	05	SG	18	17	33
		9.75	06	CG	22	19	34
		11.25	07	SG	18	17	33
		12.50	08	SL	07	07	27
	P14	1.50	02	SG	08	08	28
		3.75	02	SG	13	13	31
		5.25	04	SG	15	15	32
		6.75	04	SG	18	17	33
		8.25	05	GS	19	17	33
		9.75	05	GS	18	17	33
		11.25	06	SG	22	19	34
		12.50	06	SG	10	10	29

ANNEXE B



Figure 1 : Plan de vue général du projet.

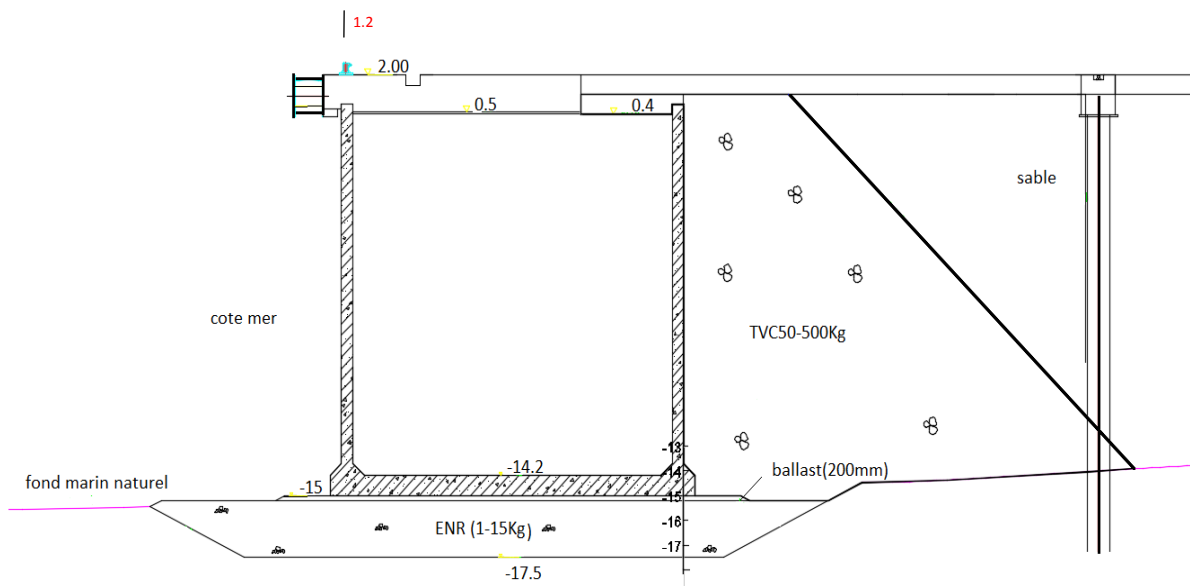


Figure 2 : Coupe transversale du quai.

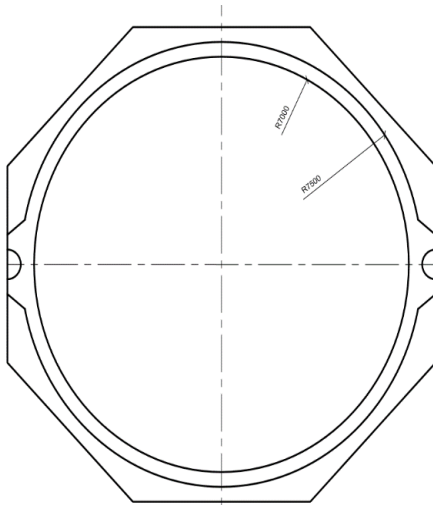


Figure 3 : Le caisson type 1 (l'angle entre l'axe des deux clés est 180°).

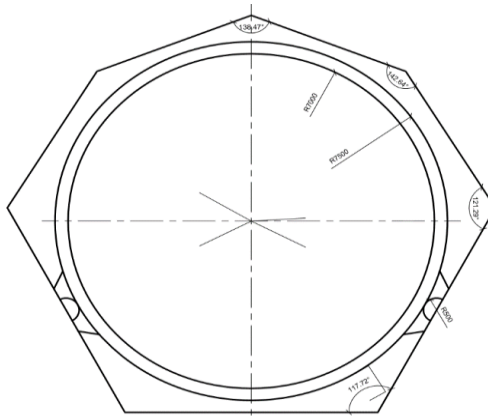


Figure 4 : Le caisson type 2 (l'angle entre l'axe des deux clés est 124 ,56°).

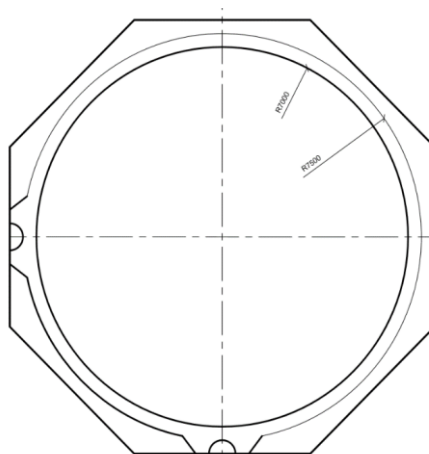


Figure 5 : Le caisson type 3 (l'angle entre l'axe des deux clés est 90°).

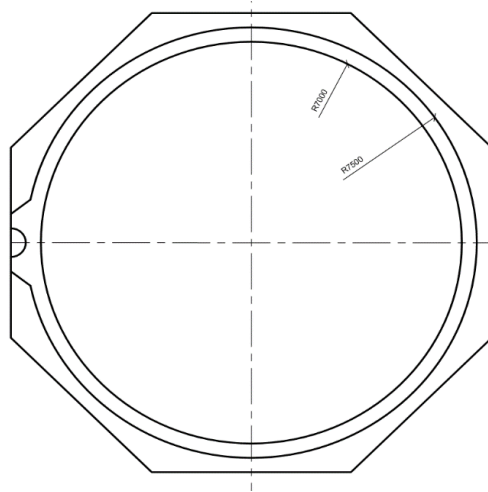


Figure 6 : A l'extrémité.

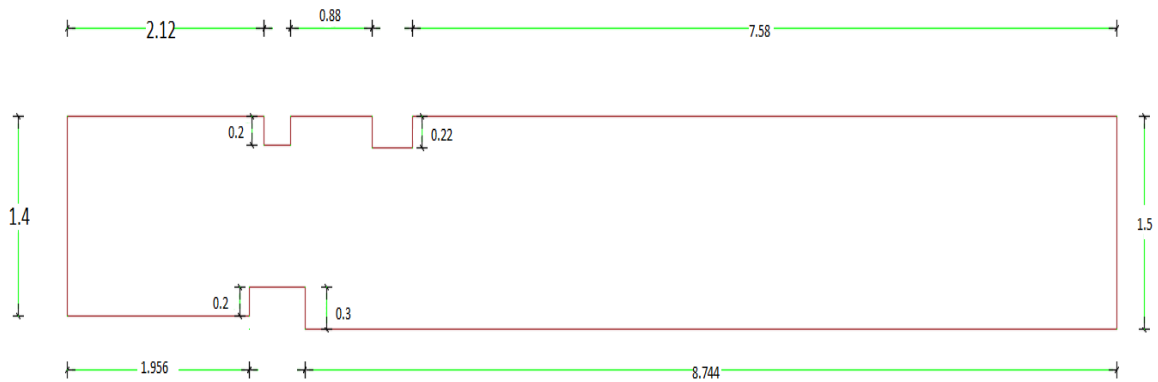


Figure 7 : Poutre de couronnement.

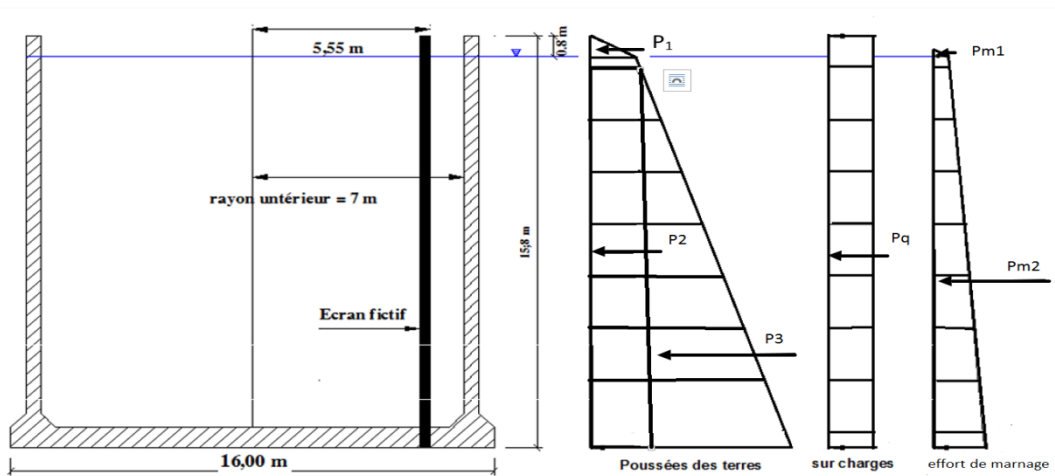


Figure 8 : Schéma montrant la diffusion des charges sur le caisson dans le cas statique.

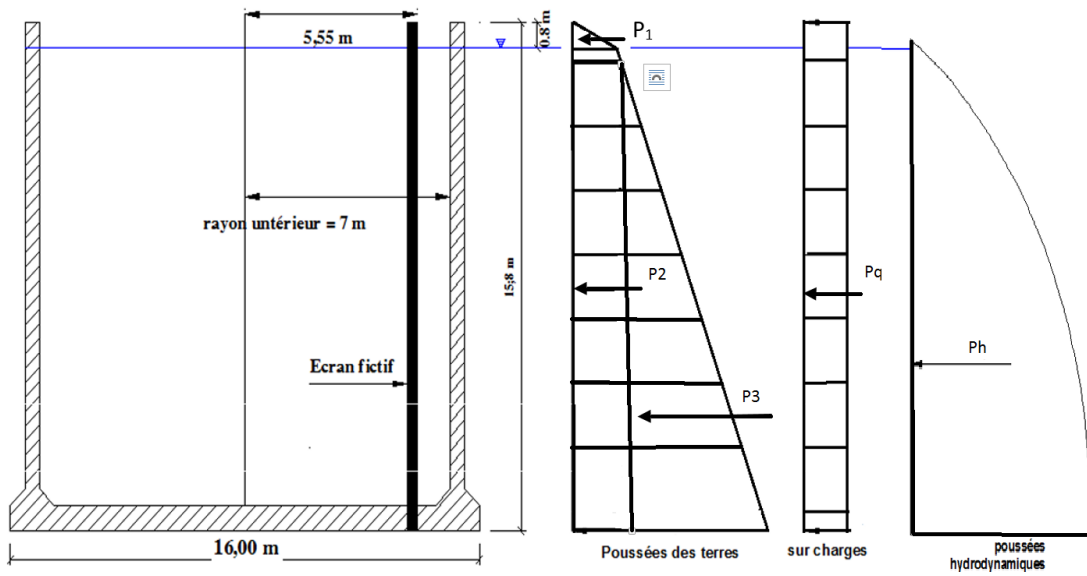


Figure9 : Schéma montrant la diffusion des charges sur le caisson dans le cas dynamique.

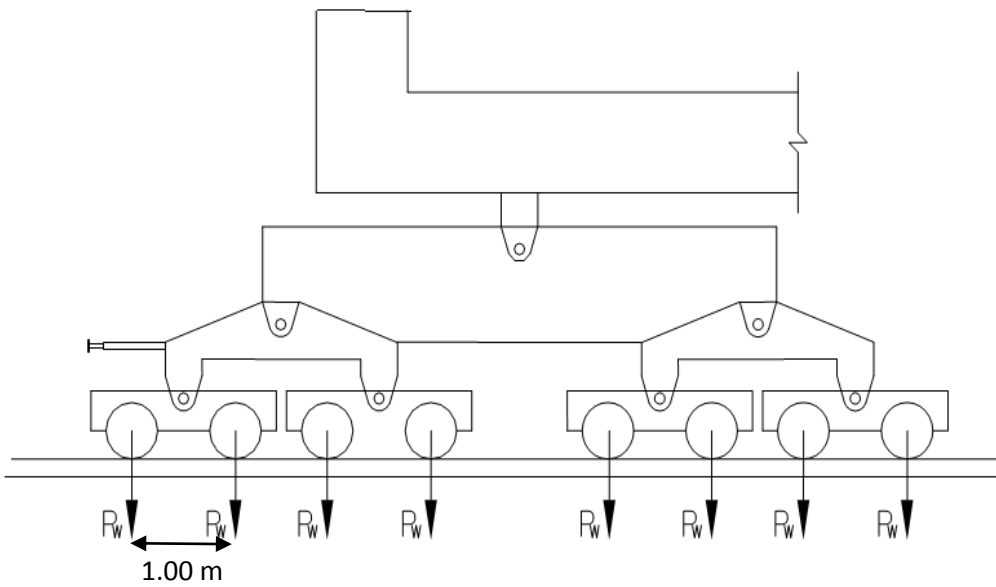


Figure10 : La grue portique de type Super-Banama.

VITESSES D'ACCOSTAGE					
M _D (tonnes)	V(a) (mm/s)	V(b) (mm/s)	V(c) (mm/s)	V(d) (mm/s)	V(e) (mm/s)
1,000	179	347	518	671	868
2,000	151	295	443	574	722
3,000	135	266	402	522	647
4,000	126	249	376	489	594
5,000	117	233	352	459	561
10,000	95	191	288	378	452
20,000	75	155	229	306	359
30,000	64	135	200	266	309
40,000	57	121	177	238	277
50,000	52	112	163	219	254
100,000	39	86	126	170	200
200,000	27	62	94	129	156
300,000	21	48	76	106	132
400,000	19	44	71	99	125
500,000	18	41	68	96	121

Figure11 : La table Brosima (Vitesse d'accostage).

a	Accostage facile, abrité
b	Accostage difficile, abrité
c	Accostage facile, exposé
d	Accostage normal, exposé
e	Accostage difficile, exposé

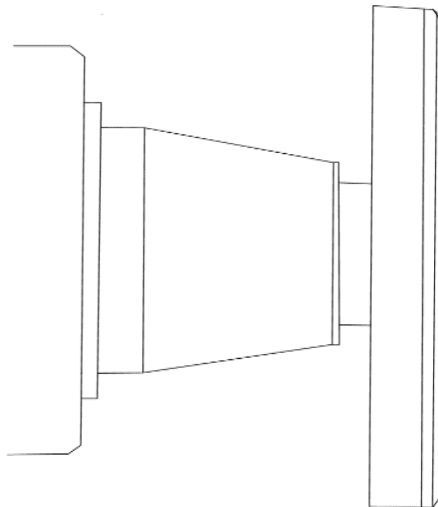


Figure12 : Effort d'accostage SCN.

φ	N_γ	N_q	N_c	φ	N_γ	N_q	N_c
36	56,60	37,80	50,60	40	113,00	64,20	75,40
37	67,00	42,90	55,70	41	133,00	73,90	83,90
38	79,50	48,90	61,40	42	164,00	85,40	93,70
39	94,70	56,00	67,90	43	199,00	99,00	105,00

Figure13 : Tableau (d'après CAQUOT et KERISEL).

Diamètres nominal (mm)	Masse (kg/m)	NOMBRE DE BARRES								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
6	0,221	0,28	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54
8	0,392	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52
10	0,631	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07
12	0,882	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18
14	1,201	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,32	13,85
16	1,568	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10
20	2,450	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27
25	3,829	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18
32	6,273	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38
40	9,802	12,57	25,13	37,70	50,27	62,83	75,40	87,96	100,53	113,10
		SECTIONS NOMINALES EN CM²								

Figure14 : Section nominales des barres.

<i>Nuance</i>	<i>Fe E400 type 1, 3 ou 4</i>	
γ_s	1,15	1
f_e/γ_s	348	400
$1000 \cdot \varepsilon_{es}$	1,74	2,00
α_R	0,668	0,636
μ_R	0,392	0,379
z_R/d	0,733	0,746

Figure15 : Valeur de μ_c

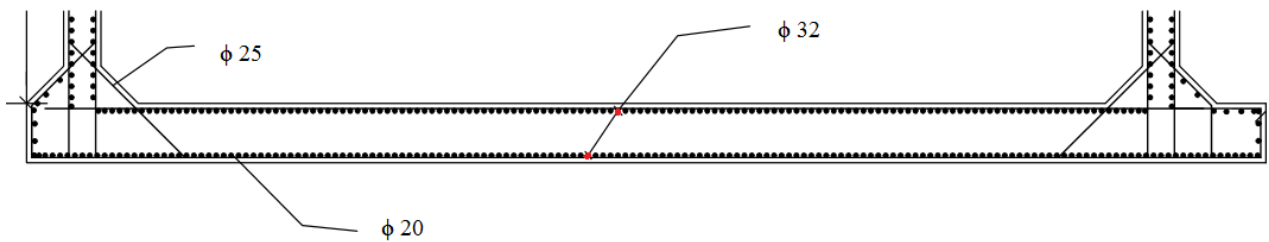


Figure16 : Ferrailage du radier.

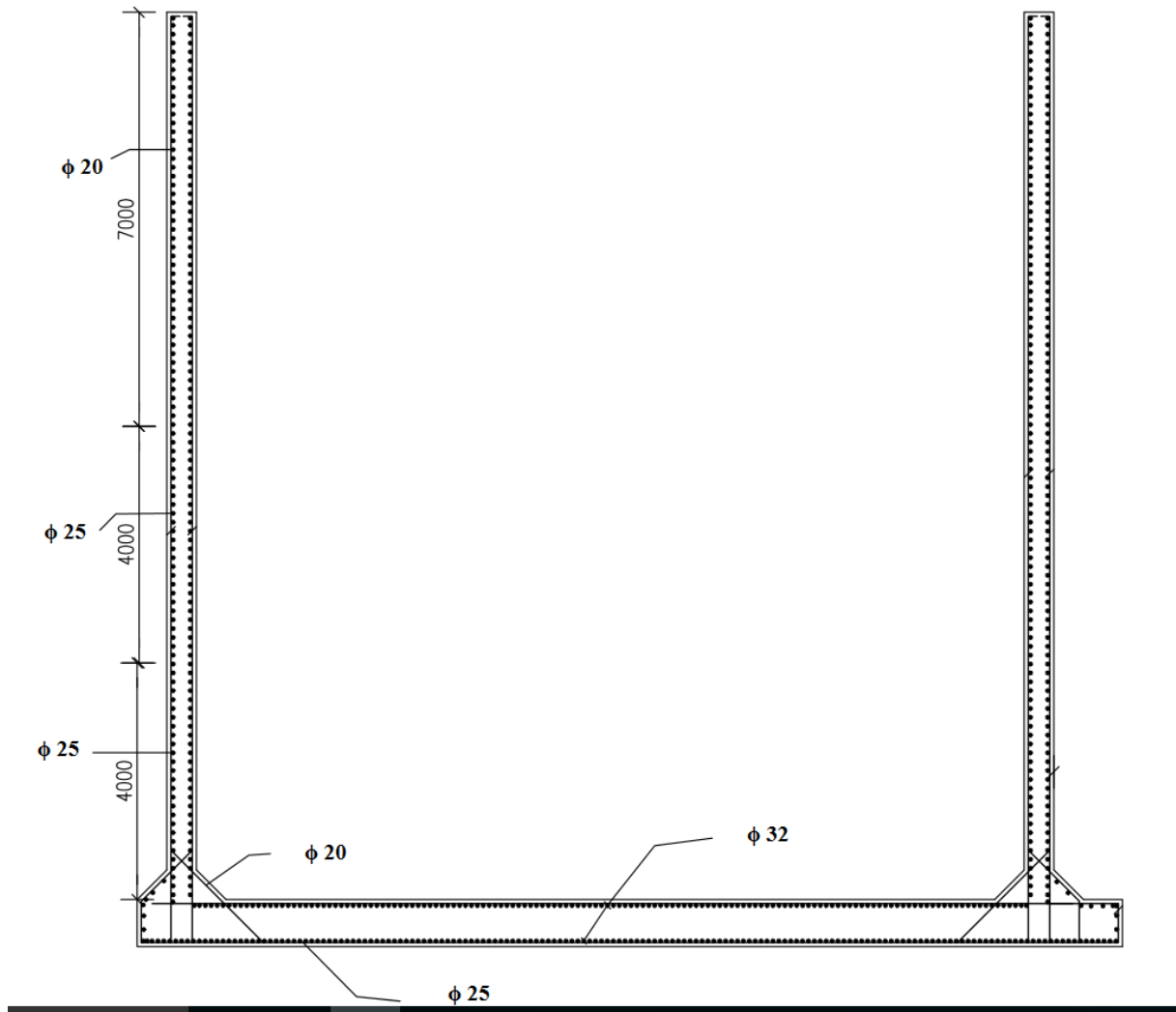


Figure17 : Ferrailage du caisson (fût +radier).

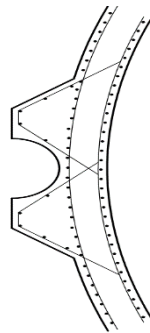


Figure18 : Ferrailage du clé.