

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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانسون

École Nationale Supérieure de Travaux Publics
Francis Jeanson



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de Base

Thème

Etude de réalisation du quai de l'extension du
terminal à conteneurs d'Oran

Présenté par :

DEMAGH Mohamed Amine
MEHIRIS Yacine Fouad

Encadré par :

Dr. LEFKIR Abdelouahab
Mr. ADDI Badr Eddibe

Promotion 2019/2020

REMERCIEMENTS

*« Après aimer et aider, **remercier** est assurément le troisième plus beau Verbe dans toutes les langues du monde. »*

Une pensée pleine de reconnaissance inspirée par la générosité et la gentillesse que vous avez manifestée à notre endroit. Vous avez toujours été présent quand nous avons eu besoin de vous. Pour cela que vous méritez, aujourd'hui, un bouquet de remerciements...

Nous exprimons toute notre gratitude et sincère dévouement à ALLAH Tout puissant qui nous a donné la volonté, la force et la foi d'arriver à ce stade dans nos Études.

*Nous tenons à remercier et à exprimer toute notre reconnaissance à notre encadreur Mr.**ADDI Badr Eddine**, et tout le personnel du LEM d'Oran ainsi que d'Alger pour avoir répondu à nos questions le cas échéant avec patience et force d'explication.*

*Nous tenons aussi à remercier chaleureusement notre Co-encadreur Dr.**Lefkir Abdelouahab**, pour sa disponibilité, ses précieux conseils et motivations, qui nous ont gardés sur le droit chemin afin de réaliser ce modeste travail.*

Nos sincères remerciements vont à tous les élèves ingénieur de l'ENSTP.

Également nos remerciements sont exprimés :

A tous les enseignants de l'E.N.S.T.P, E.P.S.T.Tlemcen et E.P.S.T.Annaba qui nous ont enrichis de connaissances et de savoir, ainsi aux responsables de la bibliothèque, du centre de calcul et de l'administration qui nous ont beaucoup facilités notre travail.

A vous aussi, Monsieur l'examineur qui est chargé de nous évaluer, nous vous remercions par anticipation de nous faire bénéficier de votre capital de savoir-faire à travers les éventuelles critiques constructives que vous portez sur ce rapport d'études.

Enfin, on remercie chaleureusement nos familles pour leur patience, aide et soutien moral tout au long de la réalisation de ce travail et depuis toujours.

Dédicace / إهداء

*Je dédie ce modeste travail à **ma très chère mère et grand-mère**, qui m'ont accompagné durant tout le long parcours de mon éducation, celles qui ont fait preuve de patience et de sacrifices pour me voir réussir.*

*A **mon père**, celui qui a toujours été à mes côtés, qui a consacré tous ses efforts pour m'aider à accomplir ce mémoire.*

*A **mes très chers frères** : Nazim, Mounir.*

*A **mes tantes, mes oncles et mes cousins** sans exception ainsi à toute ma famille.*

*A **mes meilleurs amis** Ziad, Mehdi, Abderrahmane, Ahmed, Anis. A **mes amis de l'ENSTP** Amine, Nafaa, Soheib et à toute la promotion 2020.*

A tous ceux qui m'ont apporté leurs aides.

*Et aussi je dédie ce travail à la mémoire de **mon cher oncle et mon cher grand-père** défunts, que dieu les accueille dans son vaste paradis.*

Yacine

Dédicace / إهداء

Je dédie ce modeste travail à Les deux personnes les plus chères dans le monde, celles qui ont sacrifié et soufflèrent les plus belles années de leurs vie afin de me voir un jour réussir :

Mes Parents : Demagh Rafik et Noui Samira

A mes frères : Lokmane , Hamza et le p'tit Abdou

A ma très chère sœur : Yassmine.

Et à la mémoire de mes deux grands parents : Doudou et Jedou Ali

A toute ma famille sans exception

A mes meilleurs amis : Zinou, Achraf, Zax, Akram et Rabah et A mes amis de l'ENSTP : Yassine , Oussama, Soheib, Anes et Moha

Demagh Mohamed Amine

ملخص

في إطار مشروع نهاية الدراسة، تم إنجاز هذه المذكرة التي توجز دراسة والتحقق من الاستقرار الخارجي والداخلي للرصيف كجزء من مشروع توسعة ميناء الحاويات في وهران.

بدأنا عملنا بدراسة بحثية حول الإنحسار، مع تطوير نظام للتنبؤ بارتفاعات الحث المحلية وفقاً لنوع التربة، ثم انتقلنا إلى فصل عام عن البيئة البحرية. ثم عرضاً للمشروع، قادتنا دراسة المشروع إلى اقتراح إختيارين مختلفين و الختیار التصميم المناسب من جل دراسة معمقة للمشروع. واخترنا الرصيف في صندوق خرساني مسبق الصنع؛ لدراسة مفصلة. بالإضافة إلى ذلك قم فرض خصائص المواد المستخدمة في الحساب وتقييم مختلف الأحمال والأعباء المطبقة على الهيكل حتى نتمكن من حساب الثبات الخارجي (الانزلاق، الانقلاب و الغوص) و الاستقرار الداخلي (لتحقق من السُمك و مساحات التسليح). وأخيراً تم تخصيص الفصلين الأخيرين لتقدير الكمي ودراسة الأثر البيئي للمشروع.

الكلمات المفتاحية: الميناء، الرصيف، توازن، تسليح

Résumé

Le but de ce travail est d'étudier et vérifier la stabilité externe et interne du quai en caisson dans le cadre du projet d'extension du port à conteneurs d'Oran.

Nous avons entamé notre travail par une étude bibliographique sur l'affouillement, avec l'élaboration d'un système pour la prédiction des hauteurs d'affouillement local selon le type de sol, puis on est passé à un chapitre de généralités sur le milieu marin, ensuite une présentation du projet, L'étude de projet nous a conduit à proposer deux variantes de rempiètement et choisir la variante la plus adéquate; et on a opté pour la variante du quai en caissons préfabriqués en béton; pour une étude détaillée. En outre, on a imposé les caractéristiques des matériaux utilisées dans le calcul et on est passé par l'évaluation des différentes charges et surcharges qui sont appliquées sur l'ouvrage pour pouvoir calculer la stabilité externe (glissement, renversement et poinçonnement) et la stabilité interne (dimensionnement et calcul des sections d'armatures). Enfin, les deux derniers chapitres étaient consacrés à l'estimation du devis quantitatif de travaux et une étude d'impact sur l'environnement.

Mots clés : Port, quai, stabilité, ferrailage.

Abstract

The purpose of this work is to study and verify the external and internal stability of the quay wall as part of the Oran container port extension project.

We started our work with a bibliographic study on scour, with the development of a prediction system of local scour heights according to the type of soil then, we moved on to a general chapter on the marine environment. Then a presentation of the project, the project study led us to propose two variants and to choose the most suitable one; and we opted for the variant of the quay wall in prefabricated concrete box; for a detailed study. In addition, the characteristics of the materials used in the calculation were imposed, and we went through the evaluation of the various loads and overloads which are applied to the structure in order to be able to calculate the external stability (sliding, overturning and punching) and the internal stability (dimensioning and calculation of reinforcement sections). Finally, the last two chapters were devoted to the quantitative estimate and an environmental impact study.

.Keywords: Port, quay wall, stability, reinforcement.

Annotations

V_c	Vitesse critique d'entraînement des sédiments	m/s
h_0	Hauteur d'eau	m
H_L	Profondeur d'affouillement	m
d_{50}	Diamètre moyen des grains	m
D	Diamètre de la pile	m
ρ	Masse volumique de l'eau	Kg/m^3
ρ_c	Masse volumique des sédiments	Kg/m^3
g	Constante de gravité	$9.81 m/s^2$
ϑ	Viscosité du fluide	Pa/s
K_i	Facteurs de correction de forme et d'angle d'attaque	-
σ_g	Dispersion des grains	-
F_r	Nombre de Froude	-
R^2	Degré de similitude entre les données prédites et mesurées	-
$RMSE$	Critère de l'erreur moyenne	-
RSR	Dispersion entre les valeurs simulées et observés	-
X	Valeur observée	m
$\bar{X}$	Moyenne des valeurs observée	m
Y	Valeur simulée	m
$\bar{Y}$	Moyenne des valeurs simulée	m
H	Dénivellation maximale entre une crête et un creux successifs	m
a	Amplitude de la houle	m
L	Longueur qui sépare 2 crêtes successifs	m
H_s	Hauteur significative de la houle au large	m
T	Période de retour	ans
DWT	DeadWeight tons (port en lourd du porte-conteneurs)	t
M_d	Déplacement du navire	t
E_c	Energie cinétique d'accostage normale	$kN.m$
E_A	Energie cinétique d'accostage anormale	$kN.m$

η	Coefficient de sécurité appliquée pour une énergie d'accostage anormale	-
v_B	Vitesse d'accostage	m/s
C_E	Coefficient d'excentricité	-
C_S	Coefficient de souplesse	-
C_C	Coefficient de configuration d'accostage	-
C_M	Coefficient de masse hydrodynamique	-
C_B	Coefficient de bloc de la coque du navire	-
K	Rayon de giration du navire	m
γ	Angle du vecteur de vitesse (entre R et v_B)	deg
L_{BP}	Longueur du navire entre perpendiculaires	m
X	Distance entre le point d'impact et la proue du navire	m
K_C	Dégagement de la quille jusqu'au fond marin	m
S	Espacement entre les défenses	m
W	Masse du pilon	t
h	Hauteur de chute de la masse	m
f_{c28}	Résistance a la compression du béton a l'âge de 28 jours	MPa
f_{t28}	Résistance a la traction du béton a l'âge de 28 jours	MPa
$\rho_{\text{béton}}$	Poids volumique du béton	kN/m^3
$\rho'_{\text{béton}}$	Poids volumique déjaugé du béton armé	kN/m^3
γ_w	Poids volumique de l'eau	kN/m^3
ϕ	Angle de frottement interne	deg
δ	Angle de frottement du remblai sur le mur de quai	deg
λ	Angle d'inclinaison du mur avec la verticale	deg
β	Angle que fait le terre-plein avec l'horizontale	deg
C	cohésion	kN/m^2
d_0	Distance de l'écran fictif par rapport au centre du caisson	m
R	Rayon de la paroi extérieure du caisson	m
r	Rayon de la paroi intérieure du caisson	m
P_v	Poussée verticale cas statique	kN/ml

P'_v	Poussée verticale cas d'un séisme ascendant	kN/ml
P''_v	Poussée verticale cas d'un séisme descendant	kN/ml
P_h	Poussée horizontale cas statique	kN/ml
P'_h	Poussée horizontale cas d'un séisme ascendant	kN/ml
P''_h	Poussée horizontale cas d'un séisme descendant	kN/ml
d_v	Bras de levier vertical	m
d_h	Bras de levier horizontal	m
K_a	Coefficient de poussée	-
σ	Contrainte du aux poussées	kN/m^2
M_{stab}	Moment stabilisant	$kN.m$
M_{renv}	Moment renversant	$kN.m$
T	Traction du bollard	kN
K_h	Coefficient sismique horizontale	-
K_v	Coefficient sismique verticale	-
F_s	Force sismique	kN
f_R	Facteur de sécurité au renversement	-
f_G	Facteur de sécurité au glissement	-
f_P	Facteur de sécurité au poinçonnement	-
σ_{sol}	Capacité portante du sol	kN/m^2
σ_{max}	Contrainte verticale maximale sous la base du caisson	kN/m^2
e	Excentricité du chargement	m
D_e	Encastrement du caisson	m
P_{le}^*	Pression limite nette équivalente	kPa
k_p	Facteur de portance	-
Q_{adm}	Contrainte admissible	kN/m^2
A'	Surface effective	m^2
i_γ, i_c, i_q	Coefficients minorateurs	-
N_γ, N_c, N_q	Facteurs de portance	-
B'	Largeur réduite de la base du caisson	m
S_c	Tassement de consolidation	mm
S_d	Tassement du aux déformations de cisaillement	mm
E_c, E_d	Modules pressiométriques	MPa
P_A	Poussée d'Archimède	kN
M	métacentre	-

AC : Affouillement Avec Charriage.

SC : Affouillement Sans Charriage.

USGS: United States Geological Survey.

FHWA: Federal Highway Administrator.

ELS : État limite de service.

ELU : État limite ultime.

CS : Combinaison statique.

CD : Combinaison dynamique.

LISTE DES FIGURES

CHPITRE I : Elaboration d'un système expert pour la prédiction de la hauteur d'affouillement local

Figure I.1. Modes de transport des sédiments.....	3
Figure I.2. Différents types d'affouillement	4
Figure I.3. Tourbillons en fer à cheval	5
Figure I.4. L'évolution de la profondeur d'affouillement en fonction du temps	6
Figure I.5. Formes courantes de piles de ponts.....	8
Figure I.6 Comparaison entre les valeurs simulées et observées dans le cas général	15
Figure I.7 Comparaison entre les valeurs simulées et observées dans le cas d'un sable fin	16
Figure I.8 Comparaison entre les valeurs observées et stimulé pour un sable moyen	17
Figure I.9 Comparaison entre les valeurs observées et stimulées pour un sable grossier	18
Figure I.10 Comparaison entre les valeurs observées et stimulées pour la grave fine	19
Figure I.11 Comparaison entre les valeurs observées et stimulées pour une grave moyenne ..	20
Figure I.12 Comparaison entre les valeurs observées et stimulé pour une grave grossière	21
Figure I.13 Comparaison entre les valeurs observées et stimulées d'un sol type cailloux.....	22

CHAPITRE II : Généralités sur le milieu marin

Figure II.1 : attraction Terre-Lune et les marrés.....	26
Figure II.2 : caractéristique de la houle.....	27
Figure II.2 : L'énergie en fonction de la période.....	27
Figure II.3 : Digue à talus.....	30
Figure II.4 : Digue vertical.....	31
Figure II.5 : Digue mixte.....	31
Figure II.6 : Quai en maçonnerie.....	34
Figure II.7 : Quai en bloc.	34
Figure II.8 : Quai en caissons	35
Figure II.9 quai mixte	36
Figure II.10 : Quai sur pieux.....	37

CHAPITRE III : Présentation du projet et collecte des données

Figure III.1 Situation géographique du port d'Oran.....	38
Figure III.2 Situation du projet.....	40
Figure III.3. Diagramme des températures et des précipitations	40
Figure III.4. La carte de zonage sismique de l'Algérie.....	40

CHAPITRE IV : Présentation des variantes d'accostage et procédé de compactage du remblai

Figure IV.1 coupe transversale de la variante 1 (quai en blocs)	48
Figure IV.2 coupe transversale de la variante 2 (quai en caisson)	49
Figure IV.3 Défense TD-A1700.....	54
Figure IV.4 Méthode de compactage selon type du sol	55
Figure IV.5 Pilonnage intensif.....	55

Figure IV.6 Les phases de compactage	56
Figure IV.7 Relation entre énergie de compactage et profondeur traitée d'après J.K Mitchel	56

CHAPITRE V : Calcul de la stabilité externe du quai

Figure V.1 Géométrie du caisson	61
Figure V.2 Poutre de couronnement	61
Figure V.3 Clé de jonction	62
Figure V.4 Position de l'écran fictif par rapport au centre du caisson	63
Figure V.5 convention de signes	64
Figure V.6 Méthode simplifiée de Boussinesq-Graux	78
Figure V.7 Disposition des roues (schéma)	78
Figure V.8 Vue de côté du portique	78
Figure V.9 Profil du rail	79
Figure V.10 surface effective	94
Figure V.11	102
Figure V.12 Modalisation du glissement rotationnel dans le cas statique (GeoStudio)	104
Figure V.13 Modalisation du glissement rotationnel dans le dynamique, séisme ascendant (GeoStudio)	104
Figure V.14 Modalisation du glissement rotationnel dans le dynamique, séisme descendant (GeoStudio)	105
Figure V.15 Schéma représentant le tirant d'eau à vide	106
Figure V.16 Schéma représentant le centre de poussée C, de gravité G et le métacentre M .	108
Figure V.17 Schéma représentant la hauteur de remplissage y	110

CHAPITRE VI : Ferrailage du quai

Figure VI.1 schéma représentant les différentes poussées agissantes sur une partie infinitésimale du caisson (silo-inverse)	113
Figure VI.2 schéma représentant les différentes poussées agissantes sur une partie infinitésimale du caisson (Silo normal)	115
Figure VI.3 : Schéma représentant l'application des charges q_1 et q_2	117
Figure VI.4 Graphe de la variation de la pression horizontale en fonction de la profondeur.	119
Figure VI.5 pression hydrostatique agissante sur le radier	123
Figure VI.6 Graphe représentant la variation des moments selon l'axe (xx) ELU 01	132
Figure VI.7 Graphe représentant la variation des moments selon l'axe (xx) ELS 01	133
Figure VI.8 Graphe représentant la variation des moments selon l'axe (xx) ELU 02	133
Figure VI.9 Graphe représentant la variation des moments selon l'axe (xx) ELS 02	133
Figure VI.10 Graphe représentant la variation des moments selon l'axe (yy) ELU 01	134
Figure VI.11 Graphe représentant la variation des moments selon l'axe (yy) ELS 01	134
Figure VI.12 Graphe représentant la variation des moments selon l'axe (yy) ELU 02	134
Figure VI.13 Graphe représentant la variation des moments selon l'axe (yy) ELS 02	134

CHAPITRE VIII : Etude d'impact sur l'environnement

Figure VIII.1 situation géographique du port d'Oran	150
Figure VIII.2 Drague à benne preneuse	152
Figure VIII.3 Chaland à clapet	152

LISTE DES TABLEAUX

CHPITRE I : Elaboration d'un système expert pour la prédiction de la hauteur d'affouillement local

Tableau I.1 Facteur de forme	08
Tableau I.2 Formules empiriques d'estimation de la profondeur d'affouillement	10
Tableau I.3 Evaluations générales de performance pour les critères statistiques recommandés	14
Tableau I.4 Identification générale (norme ISO-14688-1 : 2002)	14
Tableau I.5 Analyse comparative des résultats du graphe général	15
Tableau I.6 Analyse comparative des résultats d'un sable fin	16
Tableau I.7 Analyse comparative des résultats du sable moyen	17
Tableau I.8 Analyse comparative des résultats du sable grossier	18
Tableau I.9 Analyse comparative des résultats d'une grave fine	19
Tableau I.10 Analyse comparative des résultats d'une grave moyenne	20
Tableau I.11 Analyse comparative des résultats d'une grave grossière	21
Tableau I.12 Analyse comparative des résultats d'un sol type cailloux	22
Tableau I.13 Relation entre le type du sol et les équations d'affouillement.....	23

CHAPITRE III : Présentation du projet et collecte des données

Tableau III.1 Fréquence des vents au large	41
Tableau III.2Caractéristiques de la houle au large	44
Tableau III.3 Caractéristiques de la houle pluriannuelle au large	44
Tableau III.4 Variation du niveau d'eau suivant le type de marée	45
Tableau III.5 Caractéristiques du navire de projet	46

CHAPITRE IV : Présentation des variantes d'accostage et procédé de compactage du remblai

Tableau IV.1. Comparaison entre les deux variantes de quai.....	50
Tableau IV.2 Vitesse d'accostage selon EAU 1996.....	51
Tableau IV.3 Valeurs des coefficients de sécurité en fonction de la classe du navire.....	53
Tableau IV.4 Performances techniques de la défense.....	53

CHAPITRE V : Calcul de la stabilité externe du quai

Tableau V.1. Caractéristiques mécaniques du béton.....	59
Tableau V.2 Caractéristiques physique et géotechnique des sols	60
Tableau V.3 Caractéristiques d'acier.....	60
Tableau V.4 Coefficient d'accélération de zone (RPOA, 2003).....	62
Tableau V.5 Valeurs du poids propre et moments stabilisants dans le caisson	64
Tableau V.6 Valeurs du poids propre et moments stabilisants dans la poutre de couronnement	65
Tableau V.7 Valeurs du poids propre et moments stabilisants dans le Ballast.....	65
Tableau V.8 Récapitulation des poids propre et des moments d'un caisson unique	66

Tableau V.9 Récapitulatif des coefficients de poussées	69
Tableau V.10 Récapitulation des poussées des terres dans le cas statique et dynamique	72
Tableau V.11 Récapitulation des poussées dues aux surcharges d'exploitation	74
Tableau V.12 : Récapitulatif des poussées dues aux poussées hydrostatique	76
Tableau V.13 : Moments dues au portique	78
Tableau V.14 Récapitulatif des sollicitations pour le cas statique	79
Tableau V.15 Récapitulatif des sollicitations pour le cas dynamique, séisme ascendant	80
Tableau V.16 Récapitulatif des sollicitations pour le cas dynamique, séisme descendant	80
Tableau V.17 Combinaisons d'actions	81
Tableau V.18 combinaisons dans le cas statique	82
Tableau V.19 combinaisons dans le cas dynamique, séisme ascendant	82
Tableau V.20 combinaisons dans le cas dynamique, séisme descendant	82
Tableau V.24 : critères d'excentricité maximale du chargement	86
Tableau V.25 Récapitulatif des excentricités maximales de chargement	88
Tableau V.26 Récapitulatif des résultats de stabilité au glissement	90
Tableau V.27 Facteurs de portance pressiométrique K_p (fascicule 65-V, 1993)	91
Tableau V.28 Coefficients de forme, projet d'Eurocode 7-1 (1994)	92
Tableau V.29 Récapitulatif des résultats de stabilité au poinçonnement	101
Tableau V.30 Indications pour le choix des coefficients de forme (fascicule n°62 - titre V)	102
Tableau V.31 Indications pour le choix du coefficient rhéologique (fascicule n°62 – titre V)	102

CHAPITRE VI : Ferrailage du quai

Tableau VI.1 Récapitulatif des valeurs des pressions sur les parois du caisson en fonction de sa hauteur	118
Tableau VI.2 Moments de flexion dans le sens radial	125
Tableau VI.3 Moments de flexion dans le sens transversal	125
Tableau VI.4 Sections d'acier dans le sens radial	127
Tableau VI.5 Sections d'acier dans le sens transversal	127
Tableau VI.6 Valeurs des moments en sens longitudinal (xx)	135
Tableau VI.7 Valeurs des moments en sens Transversal (yy)	136

CHAPITRE VII : Devis quantitatif

Tableau VII.1 Réduplicatif du devis quantitatif globale	146
---	-----

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....	1
----------------------------	---

CHPITRE I : Elaboration d'un système expert pour la prédiction de la hauteur d'affouillement local

I.1	Introduction.....	2
I.2	Les objectifs de ce chapitre	2
I.3	Généralités sur l'affouillement.....	2
I.3.1	Définition du phénomène de l'affouillement	2
I.3.2	Le transport des sédiments	3
I.3.3	Types d'affouillements.....	3
I.3.4	Régime d'affouillement	6
I.3.5	Facteurs influençant la profondeur d'affouillement	7
I.3.5.1	Paramètres géotechniques:	7
I.3.5.2	Paramètres hydrauliques	7
I.3.5.3	Paramètres structurelles	8
I.4	Estimation de la profondeur d'affouillement	8
I.4.1	Equations de l'affouillement local.....	8
I.4.2	Méthodologie	13
I.4.2.1	Classification des sols selon le diamètre moyen d50	14
I.4.3	Discussion des résultats.....	23
I.5	Conclusion.....	24

CHAPITRE II Généralités sur le milieu marin

II.1	Introduction.....	25
II.2	Généralités sur le milieu marin.....	25
II.2.1	Les marées	25
II.2.2	Les houles et les vagues.....	26
II.2.3	Les seiches	27
II.2.4	Les surcotes.....	28
II.3	Définition et rôle des ports maritimes.....	28
II.3.1	Définition	28

II.3.2	Rôle des ports maritimes	29
I.3.2.1	Port militaires	29
I.3.2.2	Ports de pêche.....	29
I.3.2.3	Ports à passagers.....	29
I.3.2.4	Ports minéraliers	29
I.3.2.5	Ports céréaliers	30
I.3.2.6	Ports pétroliers	30
I.3.2.7	Ports à conteneurs :.....	30
II.4	Principaux types d'ouvrages dans un port maritimes.....	30
II.4.1	Les ouvrages extérieurs	30
II.4.1.1	Les digues à talus	30
II.4.1.2	Les digues verticales.....	31
II.4.1.3	Les digues mixtes	31
II.4.1.4	Les digues flottantes	31
II.4.2	Les ouvrages intérieurs.....	32
II.4.2.1	Les ouvrage de protection et d'accès.....	32
II.4.2.2	Les plans d'eau.....	32
II.4.2.3	Les signalisations maritimes	32
II.4.2.3.1	Classification des phares et des feux	32
II.4.2.3.2	Le balisage.....	33
II.4.2.4	Les ouvrages d'accostage	32
II.4.2.5	Les aires de stockage des marchandises	33
II.4.2.6	Les ouvrages de réparation	33
II.5	Les types de quais	33
II.5.1	Les quais sur sol de bonne portance	33
II.5.1.1	Quais en maçonnerie de pierre ou de béton coulé sur place	33
II.5.1.2	Quais en blocs de béton	34
II.5.1.3	Quais en caissons échoués ou havés.....	35
II.5.1.4	les quais en gabions de palplanches plates	36
II.5.2	Les quais sur sol de faible portance	36
II.5.2.1	Quais en palplanches à module	36
II.5.2.2	Quais en paroi moulée	36
II.5.2.3	Quais fondés sur pieux.....	37
II.6	Conclusion	37

CHAPITRE III Présentation du projet et collecte des données

III.1	Introduction	38
III.2	PRESENTATION DU PROJET.....	38
III.2.1	Situation géographique du port d'Oran.....	38
III.2.2	Description générale du port.....	38
III.2.3	Histoire du port d'Oran	39
III.2.4	Description du projet.....	39
III.3	RECEUIL DE DONNEES	40
III.3.1	Météorologie et précipitations	40
III.3.2	Les vents.....	41
III.3.3	Sismicité du site	41
III.3.4	Lithologie	41
III.3.5	Reconnaissance géotechnique.....	42
III.3.5.1	Essais in-situ	42
III.3.5.2	Essais de laboratoire.....	43
III.3.6	Données hydrographiques et océanographiques.....	43
III.3.6.1	La houle	43
III.3.6.2	Données bathymétriques	43
III.3.6.3	Données des houles au large.....	43
III.3.6.4	La marée	44
III.3.6.5	Niveau d'eau	44
III.4	Description des ouvrages existants	45
III.5	Données relatives au navire de projet	46
III.6	Charges et surcharges d'exploitation.....	46
III.7	Conclusion.....	46

CHAPITRE IV Présentation des variantes d'accostage et procédé de compactage du remblai

VI.1	Introduction	47
IV.2	Présentation des variantes d'accostage	47
IV.2.1	Variante 1 : Quai en blocs en béton préfabriqué	47
IV.2.1.1	Présentation sommaire de la variante.....	47
IV.2.1.2	Avantages et inconvénients	48
IV.2.1.2.1	Avantages	48
IV.2.1.2.2	Inconvénients.....	48
IV.2.2	Variante 2 : Quai en caissons en béton armé préfabriqué	48
IV.2.2.1	Présentation sommaire de la variante.....	48
IV.2.2.2	Avantages et inconvénients	49
IV.2.2.2.1	Avantages	49
IV.2.2.2.2	Inconvénients.....	49
IV.3	Analyse des variantes.....	49
IV.4	Efforts d'accostage	50
IV.4.1	Vitesse d'accostage.....	50

IV.4.2	Coefficient d'excentricité CE	51
IV.4.3	Coefficient de souplesse CS	52
IV.4.4	Coefficient de configuration d'accostage CC	52
IV.4.5	Coefficient de masse hydrodynamique CM	52
IV.5	Choix du type de défenses	53
IV.6	Choix du procédé de compactage des remblais.....	54
IV.7	Conclusion.....	57

CHAPITRE V Calcul de la stabilité externe du quai

V.1	Introduction.....	59
V.2	Caractéristiques des matériaux.....	59
V.2.1	Béton	59
V.2.2	Données physiques et géotechniques des sols	60
V.2.3	Armatures	60
V.3	Éléments structurels du caisson	60
V.3.1	Le radier.....	60
V.3.2	Le voile.....	61
V.3.3	La poutre de couronnement	61
V.3.4	Clé de jonction	62
V.4	Définition des actions agissantes sur le quai	62
V.4.1	Actions permanentes G	62
V.4.2	Actions variables Q	62
V.4.3	Séisme	62
V.5	Détermination des efforts agissant sur le mur de quai	64
V.5.1	Poids propre des différents ouvrages	64
V.5.1.1	Caisson	64
V.5.1.2	Poutre de couronnement	65
V.5.1.3	Remplissage des caissons	65
V.5.1.4	Terres au-dessus du caisson.....	65
V.5.2	Calcul des poussées.....	66
V.5.2.1	Détermination des coefficients de poussée.....	66
V.5.2.1.1	Pour le cas statique	67
V.5.2.1.2	Pour le cas dynamique.....	67
V.5.2.2	Poussée des terres.....	69
V.5.2.2.1	Cas statique	69
V.5.2.2.2	Cas dynamique	70
V.5.3	Poussées due aux surcharges	72
V.5.3.1	Cas statique	73
V.5.3.2	Cas dynamique.....	73
V.5.4	Efforts sur le bollard.....	74
V.5.5	Poussée hydrostatique de marnage :	75
V.5.6	Poussée hydrodynamique	76
V.5.7	Efforts sismiques.....	77

V.5.8	Charge du portique.....	77
V.5.8.1	Récapitulatif des sollicitations dans le cas statique	79
V.5.8.2	Récapitulatif des sollicitations dans le cas dynamique	79
V.6	Calcul de la stabilité.....	81
V.6.2	Conditions de stabilité de la structure	82
V.6.3	Stabilité au renversement.....	84
V.6.4	Stabilité au glissement.....	88
V.6.5	Stabilité au poinçonnement.....	90
V.6.5.1	Vérification de la stabilité au poinçonnement.....	93
V.6.6	Stabilité au glissement rotationnel	103
V.6.6.1	Cas statique	104
V.6.6.2	Cas dynamique.....	104
V.6.6.2.1	Séisme ascendant	104
V.6.6.2.2	séisme descendant	105
V.7	FLOTTAISON.....	105
V.7.1	Le tirant d'eau durant le transport du caisson.....	106
V.7.2	Stabilité en flottaison.....	108
V.7.2.1	Stabilité du caisson à vide	108
V.7.2.2	Echouage du caisson	109
V.8	Conclusion.....	112

CHAPITRE VI : Ferrailage du caisson

VI.1	Introduction	113
VI.2	Ferrailage du caisson	113
VI.2.1	Ferrailage des futs.....	113
VI.2.1.1	Calcul des pressions horizontales sur les parois dans le cas d'un silo-inverse	113
VI.2.1.2	Calcul des pressions horizontales sur les parois dans le cas d'un silo normal	115
VI.2.2	Vérification de l'épaisseur du voile	119
VI.2.3	Armatures horizontales	119
VI.2.3.1	Condition de non-fragilité (CNF)	120
VI.2.3.2	Dimensionnement à l'état limite d'ouverture des fissures	120
VI.2.4	Armatures transversales (effort tranchant).....	121
VI.3	Ferrailage du radier :.....	123
VI.3.1	Les charges agissantes	124
VI.3.2	Vérification de l'épaisseur du radier	126
VI.3.3	Calcul des sections d'acier	126
VI.3.3.1	Calcul à l'ELS	126
VI.3.3.1.1	Calcul des sections d'acier dans le sens radial	127
VI.3.3.1.2	Calcul des sections d'acier dans le sens transversal	127
VI.3.3.2	Calcul à l'ELU.....	128
VI.3.3.2.1	Calcul des sections d'acier dans le sens radial	128
VI.3.3.2.2	Calcul des sections d'acier dans le sens transversal	129
VI.3.4	Choix des armatures.....	131
VI.3.5	Flexion due au moment d'encastrement	131

VI.4	Ferraillage de la poutre de couronnement	132
VI.4.1	Ferraillage selon le sens longitudinal (xx) :	136
VI.4.2	Ferraillage selon le sens transversal (yy)	139
VI.5	Conclusion.....	141

CHAPITRE VII : Devis quantitatif

VII.1	Introduction.....	143
VII.2	Dragage des souilles pour l'assise en enrochement des caissons :	143
VII.3	Mise en place des enrochements 1-15 kg:	143
VII.4	Couche de réglage :	143
VII.5	Mise en place de l'épaulement 50-200 kg:	143
VII.6	Mise en place du ferraillage des caissons :	144
VII.7	Mise en œuvre du béton pour la réalisation des caissons (m3) :.....	144
VII.8	Mise en place des caissons :	144
VII.9	Mise en place du sable et TVO à l'intérieur des caissons :	144
VII.10	Mise en œuvre du béton immergé entre les caissons :	144
VII.11	Mise en place du ferraillage des poutres de couronnement :	145
VII.12	Mise en œuvre du béton pour la réalisation des poutres de couronnement :	145
VII.13	Mise en place des bollards :	145
VII.14	Mise en place des défenses :	145
VII.15	Mise en place des échelles :	145
VII.16	Mise en place des joints entre poutres de couronnement	145
VII.17	Conclusion	147

CHAPITRE VIII : Etude d'impact sur l'environnement

VIII.1	Introduction.....	148
VIII.2	Cadre juridique.....	148
VIII.3	Situation géographique.....	149
VIII.4	DESCRIPTION ET EVALUATION DES IMPACTS DU PROJET	151
VIII.4.1	Sources d'impacts	151
VIII.5	Synthèse des impacts du projet et mesures de gestion environnementale lors de la phase des travaux.....	154
VIII.6	Synthèse des impacts du projet et mesures de gestion environnementale lors de la phase d'exploitation.....	158
VIII.7	Conclusion	162
	Conclusion général	163
	Annexes	164

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

L'espace maritime est défini comme un système géographique dont la finalité consiste à relier les espaces continentaux.

Le port est un abri naturel ou artificiel aménagé pour recevoir les navires, charger ou décharger leurs cargaisons, assurer leur entretien etc. ; et les entreprises de manutention y réalisent à divers niveaux des opérations avec l'aide de certains agents. Plus de 70% du trafic de marchandises passe par voie maritime et surtout par la conteneurisation.

La mobilité, en l'occurrence celle des marchandises, s'impose dès lors qu'il y a une activité commerciale. L'évolution des pratiques d'exploitation commerciale a pratiquement marqué le domaine du transport maritime. Ce dernier n'est possible que si la marchandise, objet du transport est reçue, chargée au port d'embarquement et déchargée au port de destination finale. En début des années 2000, le terminal à conteneur d'Oran a connu une croissance continue des volumes de conteneurs EVP, d'où la nécessité d'une extension 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.

La conception d'un quai résulte d'une démarche comportant en général trois phases :

- La phase d'étude préliminaire (EP) : le bureau d'étude technique propose au maître de l'ouvrage plusieurs variantes de quai, le dossier est constitué de 2 parties qui sont les plans et les pièces écrites.
- La phase d'avant-projet sommaire (APS) : l'étude est orientée par le bureau d'étude technique vers la variante convenable en fonction des données naturelles et une estimation économique, et surtout les exigences de maître d'ouvrage
- La phase d'avant-projet détaillé (APD) : étude complète et détaillée de la solution retenue.

Dans le cadre de nos études, nous inscrivons notre modeste contribution au titre de notre mémoire de fin d'étude qui est : **Etude de réalisation d'un quai.**

En plus d'une introduction générale dans laquelle nous avons présenté l'intérêt de ce mémoire et une conclusion générale où nous avons résumé les résultats obtenus, notre mémoire est structuré en cinq parties :

- La première partie est une recherche bibliographique sur l'affouillement avec une Elaboration d'un système pour la prédiction de la hauteur d'affouillement local.
- La deuxième partie est généralités sur le milieu marin
- La troisième partie est une présentation des données du projet et choix de la variante de quai retenue.
- L'évaluation des charges et surcharges ainsi que l'étude de stabilité et ferrailage des éléments structuraux du quai est la quatrième partie.
- La dernière partie traite le devis quantitatif et une étude d'impact sur l'environnement.

CHAPITRE I

ELABORATION D'UN SYSTEME EXPERT POUR LA PREDICTION DE LA HAUTEUR D'AFFOUILLEMENT LOCAL

I.1 Introduction

Toute construction d'ouvrages doit avoir deux objectifs : l'économie et la sécurité. Cette dernière signifie l'écart de tous risques de ruine pouvant causer des pertes humaines. Dans le cas des ouvrages soumis à la houle et/ou aux courants, un risque supplémentaire s'ajoute, celui de l'affouillement.

Bien que ce soit de manière indirecte, l'affouillement peut constituer un problème majeur au cours de la conception des ouvrages hydrauliques. En premier lieu, il peut se produire une rupture géotechnique sous forme de grand glissement, liée à la formation des fosses d'affouillement à proximité de l'ouvrage. En second lieu, l'augmentations des profondeurs d'eau due au phénomène d'affouillement peut entraîner un accroissement d'action hydraulique.

L'Algérie n'échappe pas à ce phénomène qui a causé beaucoup de problèmes aux ouvrages conduisant à leurs destructions. Il n'existe pas de statistiques officielles en Algérie bien que ce phénomène a emporté des dizaines d'ouvrages, donc par conséquent la prévention contre l'affouillement local ou la prise en compte de ce phénomène dans le dimensionnement doit constituer un objectif d'une importance majeure.

I.2 Les objectifs de ce chapitre

L'objectif principal de ce chapitre est, d'une part améliorer notre compréhension de ce phénomène, son déclenchement, son développement et ses conséquences est aussi mettre un bilan comparatif entre les différentes formules de calcul, afin d'aboutir à un système expert pour pouvoir prédire l'affouillement local.

I.3 Généralités sur l'affouillement

I.3.1 Définition du phénomène de l'affouillement

Le dictionnaire Larousse définit l'affouillement de la manière suivante : « *Action de creusement due aux remous et aux tourbillons engendrés dans un courant fluvial ou marin butant sur un obstacle naturel (rive concave des méandres) ou artificiel (pile de pont, jetée), ou à l'activité des animaux benthiques* ». A la lumière de cette définition, l'affouillement est

par conséquent le transport des sédiments du lit d'un cours d'eau suite à la perturbation de l'écoulement par différents types d'obstacles.

I.3.2 Le transport des sédiments

Dans le cas des cours d'eau à régime torrentiel, les matériaux du lit sont susceptibles d'être mis en mouvement sous l'action des forces hydrauliques dues à l'écoulement de l'eau. Selon la taille des sédiments et les caractéristiques de l'écoulement, deux principaux modes de transport, représentés sur la figure I.1, sont identifiés : le transport en suspension et le transport par charriage.

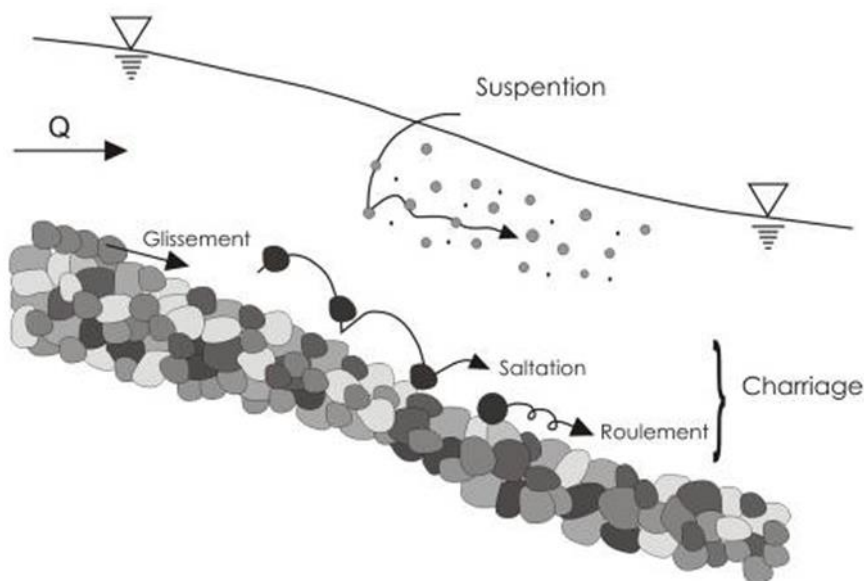


Figure I.1. Modes de transport des sédiments

- Le transport en suspension : les sédiments se déplacent sans toucher le fond du lit. Ce mode de transport concerne principalement les sédiments de faible taille et densité (les argiles et les limons).
- Le transport par charriage : les sédiments se déplacent en restant en contact avec le lit, par glissement, roulement ou saltation. Ce mode de transport concerne principalement les particules les plus massives

1.3.3 Types d'affouillements

L'affouillement a été pour longtemps reconnu comme un risque grave vis-à-vis de la performance et de la stabilité des ouvrages.

L'affouillement se compose de trois composantes qui, généralement peuvent être mobilisées (Richardson et Davies 1995) ensembles elles incluent :

- affouillement général (general scour),
- affouillement de contraction (contraction scour),
- affouillement local (local scour).

Quelques autres subdivisions de l'affouillement sont consignées dans la figure (I.1).

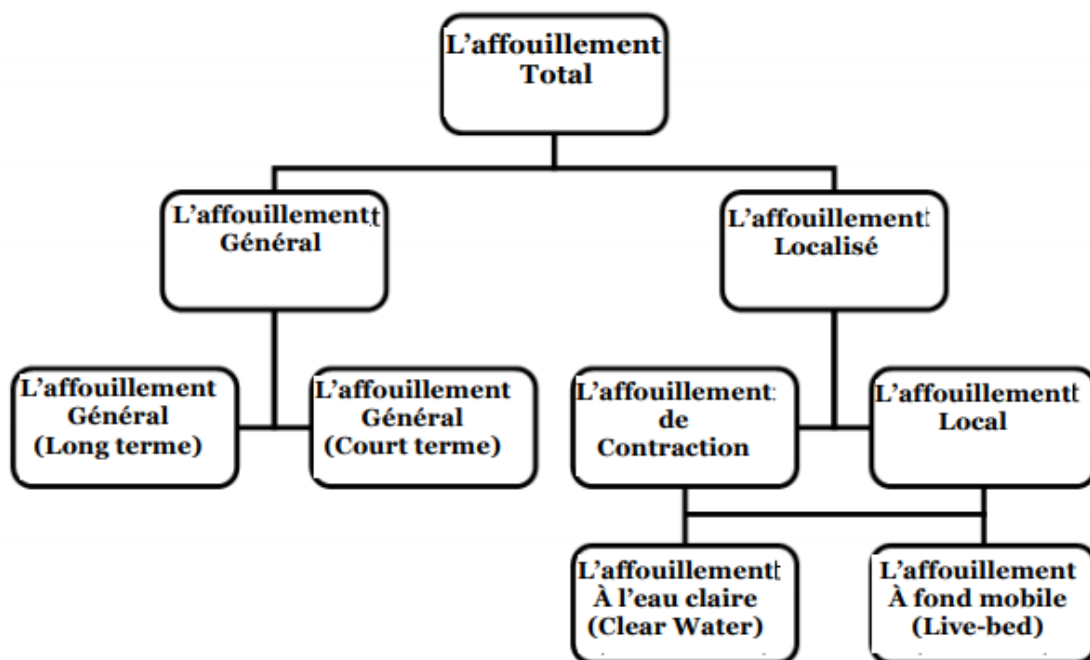


Figure I.2. Différents types d'affouillement

- **Affouillement général**

Ce type d'affouillement est indépendant de la présence d'une structure dans le cours d'eau et correspond à l'évolution naturelle du lit par dégradation. Cette évolution peut survenir rapidement suite à une grande crue, ou bien s'étendre sur plusieurs années. L'activité humaine, telle que la modification du cours d'eau ou la construction de barrages, amplifie ce type d'affouillement.

- **Affouillement de contraction**

Ce type d'affouillement est dû au rétrécissement de la largeur du cours d'eau, soit naturellement, soit à cause de la présence d'un ouvrage d'art. Cette contraction engendre une augmentation de la vitesse d'écoulement et par conséquent une force érosive plus importante. Les sédiments de la zone de contraction sont transportés entraînant ainsi un abaissement local du lit du cours d'eau.

- **Affouillement local**

Ce type d'affouillement résulte directement de la présence de piles, culées ou même un pieux dans un écoulement hydraulique. Ces obstacles engendrent un changement brusque de l'écoulement : En amont de la pile, l'écoulement est redirigé vers le lit ('downflow') engendrant ainsi une érosion localisée autour de la pile. Cela donne naissance, en pied de pile, à des tourbillons en fer à cheval ('horse shoe vortex') qui vont accentuer l'affouillement local. Sur les côtés de la pile, le décollement de la couche limite de la paroi donne naissance à des tourbillons de sillage ('wake vortex') (Hamill, 1998).

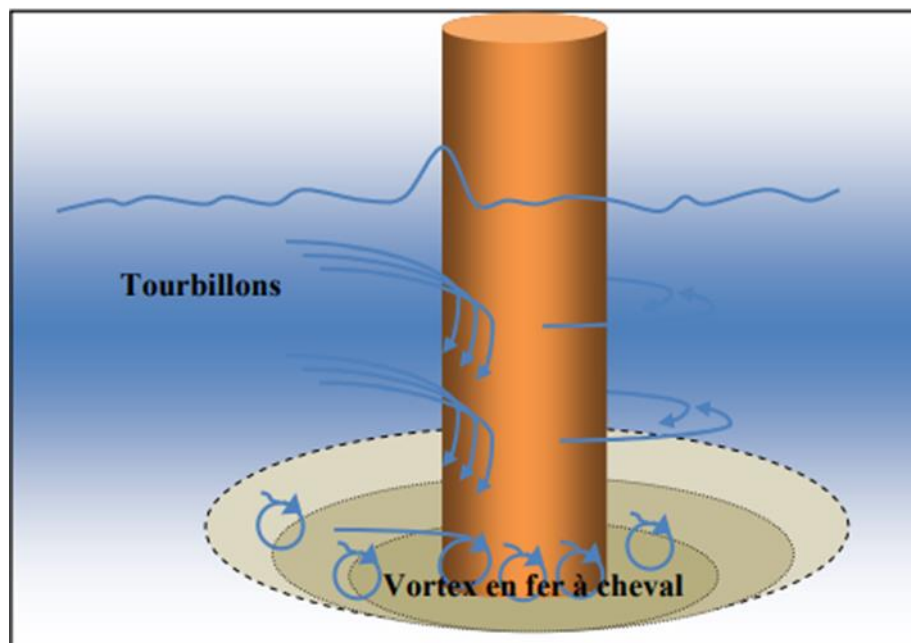


Figure I.3. Tourbillons en fer à cheval

I.3.4 Régime d'affouillement

L'affouillement local possède deux régime d'affouillement selon le mode de transport des sédiments par l'écoulement : l'affouillement sans charriage, dit régime '*Clearwater scour*' et l'affouillement avec charriage dit régime '*Live-bed scour*'. Au droit d'un ouvrage, Le régime d'affouillement est déterminé en comparant la vitesse moyenne de l'écoulement V à la vitesse critique d'entraînement des sédiments V_c calculée avec l'équation (I.1)

$$V_c = 6.19 \times h_0^{\frac{1}{6}} \times d_{50}^{\frac{1}{3}} \quad (I.1)$$

Avec h_0 la hauteur d'eau, d_{50} le diamètre moyen des grains.

Lors d'un affouillement sans charriage, la vitesse moyenne d'approche V est inférieure à la vitesse critique V_c . Ainsi, les sédiments restent au repos. Ce type d'affouillement est favorisé par la présence d'un fond plat, d'une granulométrie grossière, d'enrochements ou de végétations (Arneson et al., 2012). A contrario, lors d'un affouillement avec charriage, V est supérieure à la vitesse critique V_c . Par conséquent, les sédiments du fond du lit se mettent en mouvement et se déplacent de l'amont vers l'aval.

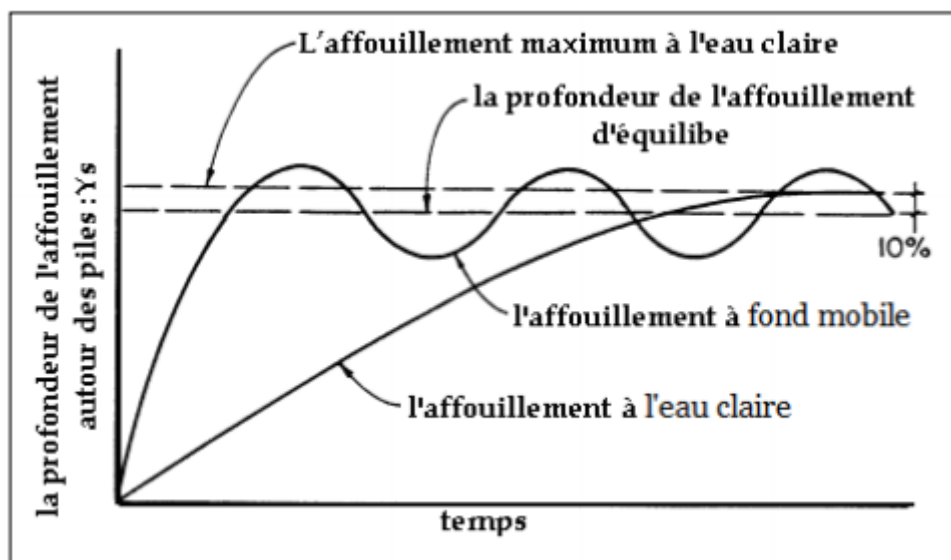


Figure I.4. L'évolution de la profondeur d'affouillement en fonction du temps

I.3.5 Facteurs influençant la profondeur d'affouillement

L'affouillement est généralement quantifié par sa profondeur qui dépend de différents facteurs géotechniques, hydrauliques et structuraux de l'obstacle. Quand cette profondeur atteint sa valeur limite, la stabilité de l'ouvrage est compromise et le risque d'effondrement augmente. Pour anticiper ce risque, d'une part, de nombreuses formules empiriques ont été développées. D'autre part, différents instruments et techniques de suivi d'affouillement au droit des ouvrages ont été développés et testés en laboratoire et sur site.

I.3.5.1 Paramètres géotechniques:

Les caractéristiques géotechniques désignent principalement la nature et propriétés du sol au droit de l'ouvrage.

- Les sols non cohésifs sont plus facilement érodés ([Chabert & Engeldinger, 1956](#); [Raudkivi & Ettema, 1983](#); [Melville, 1997](#); [Melville & Chiew, 1999](#); [Sheppard & Miller Jr, 2006](#)) . Par conséquent, la majorité des défaillances structurelles, à savoir 36%, se sont produits dans des sols de type graviers, galets et sables. Pour ce type de sol, l'affouillement dépend du diamètre moyen des grains d_{50} , la dispersion des grains σ_g et de la force de gravité ([Ariathurai & Arulanandan, 1978](#)).
- Les sols cohésifs, tels que les argiles et limons, s'érodent plus lentement ([Briaud et al., 1999](#); [Brandimarte et al., 2006](#)). et occasionnent 14% des cas de défaillance. La présence de pavage ou de blocs rocheux, difficiles à déplacer, atténue le phénomène d'affouillement localement. Par conséquent, les défaillances dans ce type de sol sont très rares. Toutefois, ce type de sol peut aggraver l'affouillement un peu plus loin ([Lin et al., 2014](#)). La profondeur d'affouillement dépend du pourcentage d'argile, la résistance au cisaillement du lit, la teneur en eau initiale et la compacité ([Devi & Barbhuiya, 2017](#)).

I.3.5.2 Paramètres hydrauliques

La vitesse moyenne d'écoulement est un facteur déterminant de la profondeur d'affouillement. Les événements de crue engendrent l'augmentation de la vitesse d'écoulement accentuant par conséquence le phénomène d'affouillement, et ont été observés dans 75% des

cas de défaillances. La présence d'un angle d'attaque non nul favorise également le phénomène d'affouillement, et a été détectée dans 44% des cas de défaillance (Lin et al.,2014).

I.3.5.3 Paramètres structurelles

Les paramètres structurels, tels que le type, les dimensions et la forme de la pile, constituent des facteurs déterminants de la profondeur d'affouillement local à l'équilibre. L'effet de la forme de la pile a été largement étudié (Laursen & Toch, 1956; Chabert & Engeldinger, 1956; Tison, 1961; Dietz, 1972; Breusers et al., 1977; Fael et al., 2016). En fonction de la forme de la pile, des facteurs de forme ont été définis (Tableau I.1), en considérant la forme circulaire comme référence.

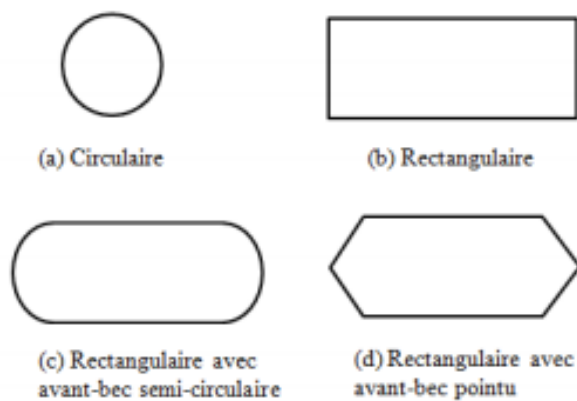


Figure I.5. Formes courantes de piles de ponts

Forme de Pile	Facteur de Forme k_1
(a)	1.0
(b)	1.0 à 1.2
(c)	0.9
(d)	0.65 à 0.76

Tableau I.1. Facteur de forme

I.4 Estimation de la profondeur d'affouillement

I.4.1 Equations de l'affouillement local

Lors de la conception d'un ouvrage qui est confronté à l'affouillement, il est important de prédire au préalable la profondeur maximale des fosses d'affouillement afin de déterminer la profondeur des fondations et d'éviter que la stabilité de l'ouvrage ne soit compromise. A cette fin, de nombreuses équations empiriques ont été développées. Ces équations prennent en compte les trois types de paramètres déjà cités (géotechniques, hydrauliques et structurels) de diverses manières. Enfin, elles sont valables en régime d'affouillement, soit avec charriage, et soit sans charriage.

De manière générale, les équations de l'affouillement local ont pour forme générale :

$$H_L = f \left(\begin{array}{l} \text{paramètres hydrauliques } (\rho, V, h_0, g, \nu, F_r) \\ \text{paramètres géotechniques } (d_{50}, \sigma, V_c) \\ \text{paramètres structurels } (K_i, D) \\ \text{temps } (t) \end{array} \right)$$

Avec

- ρ Masse volumique de l'eau (Kg/m^3),
- V Vitesse d'approche (m/s),
- h_0 Hauteur d'eau (m),
- g Constante de gravité (9.81 m/s^2),
- ν Viscosité du fluide (Pa/s),
- d_{50} Diamètre moyen des grains (m),
- σ_g Dispersion des grains (-),
- ρ_s Masse volumique des sédiments (Kg/m^3),
- V_c Vitesse critique (m/s),
- V'_c Vitesse d'approche associée à la vitesse critique (m/s) ,
- $V_{C(d50)}$ Vitesse de charriage critique des sédiments (m/s)
- D Diamètre de la pile (m),
- K_i Facteurs de corrections de forme et d'angle d'attaque,
- F_r Nombre de froude.

Tableau I.2. Formules empiriques d'estimation de la profondeur d'affouillement

Auteur	Données de calage	Equations	Domaine de validité
Richardson (1990)	Terrain et laboratoire	$H_L = 2\gamma_0 K_1 K_2 \left(\frac{D}{h_0}\right)^{0,65} \cdot F_r^{0,43}$	Avec charriage (AC) et sans charriage (SC)
Chitale (1962)	Non précisé	$H_L = h_0(-5,49F_r^2 + 6,65F_r - 0,51)$	AC et SC
Laras (1963)	Terrain et laboratoire	$H_L = 1,42K_1 D^{0,75}$	SC
Shen et al., (1969)	Terrain	$H_L = 0,277 \cdot (V \cdot D)^{0,619}$	SC
Breusers (1965)	Laboratoire	$H_L = 1,4D$	AC

[illegible]

<i>Froehlich (1988)</i>	Terrain	$H_L = 0,32DK_1 \left(\frac{D'}{D}\right)^{0,62} \left(\frac{h_0}{D}\right)^{0,46} F_r^{0,2} \left(\frac{D}{d_{50}}\right)^{0,08}$ Dans notre cas $D' = D$	AC
<i>FHWA (2012)</i>	Terrain	$H_L = 1.1K_1D^{0.62}h_0^{0.38}\tanh\left(\frac{F_r^2}{1.97\sigma_g^{1.5}}\right)$	/
<i>Briaud et al. (2011)</i>	Laboratoire	$H_L = 2.2K_1D^{0.65}\left(\frac{2.6V_0 - V_c}{\sqrt{g}}\right)^{0.62}$	AC

I.4.2 Méthodologie

Les données utilisées dans cette étude ont été extraites du rapport d'USGS (Pier-Scour Data Base 2014). Le rapport se compose de 1860 ensembles de données qui ont été recueillis en menant des expériences d'affouillement de quai et piles de ponts sur différents types de canaux sur terrain, et de 517 donnée recueillis en laboratoire.

La méthodologie de cette étude, consiste tout d'abord à faire un classement des différents sols qu'on a dans la base de données selon leur diamètre moyend₅₀. Cette classification va nous permettre par la suite de faire une comparaison pour chaque classe de sol, entre les valeurs des hauteurs d'affouillement observées (X) qui se trouvent déjà dans notre base de données et les valeurs simulées (Y) à l'aide des 09 formules déjà citées précédemment. Les critères de comparaison seront le R², le RMSE et le RSR, tel que :

$$R^2 = \left(\frac{\sum xy}{\sqrt{\sum x^2 \sum y^2}} \right)^2 ; \quad RMSE = \sqrt{\frac{\sum (X-Y)^2}{n}} \quad ; \quad RSR = \frac{RMSE}{\sigma}$$

Ou $x = (X - \bar{X})$; $y = (Y - \bar{Y})$; X = valeur observée ; $\bar{X}$ = La moyenne de X ; Y = La valeur simulée ; $\bar{Y}$ = La moyenne de Y ; n = Nombre de valeurs ; σ = L'écart type des valeurs observées

RMSE est un critère de l'erreur moyenne, qui n'a pas de limite supérieure. C'est une mesure souvent utilisée de la différence entre les valeurs prédites par un modèle et celles réellement observées à partir de la chose modélisée. La valeur la plus basse possible de RMSE est zéro, ce qui montre la meilleure prédiction par le modèle. La valeur R² décrit le degré de similitude entre les données prédites et mesurées, qui varie de 0 à 1, est un indice du degré de relation linéaire entre les données observées et simulées. Les valeurs prévues et réelles sont très similaires si les valeurs R² sont proches de 1. RSR est une grandeur sans dimension qui exprime la dispersion entre les valeurs simulées et observées et définie comme le rapport d'écart type RMSE. RSR varie de zéro, ce qui indique une faible variabilité résiduelle et donc une simulation de modèle parfaite, à une valeur positive.

Cette comparaison consiste généralement à dessiner les graphes des valeurs simulées (Y) en fonction des valeurs observées (X) pour chaque type de sols, cette classification va nous permettre de clustériser nos résultats et donner une meilleure approche des résultats observés. Ce qui va nous mener à une prédiction de la hauteur d'affouillement selon le type de sol.

Tableau I.3 : Évaluations générales de performance pour les critères statistiques recommandés

Évaluations	R ² (%)	RSR (%)
<i>Très bon</i>	75 < R ² < 100	0 < RSR < 50
<i>Bon</i>	65 < R ² < 75	50 < RSR < 60
<i>Satisfaisant</i>	50 < R ² < 65	60 < RSR < 70
<i>Insatisfaisant</i>	R ² < 50	RSR > 70

I.4.2.1 Classification des sols selon le diamètre moyen d_{50}

Cette classification nous permettra de donner un nom à un sol en fonction de sa granularité et de sa nature en se basant sur le d_{50} .

- Sols grossiers, avec $d_{50} \geq 0.063 \text{ mm}$: blocs, pierres, gravier et sable ;
- Sols fins, avec $d_{50} < 0.063 \text{ mm}$: limon et argile

Tableau I.4 Identification générale (norme ISO-14688-1 : 2002)

Fractions granulaires	Subdivisions	Symboles	Taille des particules d_{50} (mm)
<i>Sol très grossier</i>	Gros blocs	LBo	>630
	Blocs	Bo	>200 à 630
	Cailloux	Co	>63 à 200
<i>Sol grossier</i>	Grave	Gr	>2.0 à 63
	Grave grossière	CGr	>20 à 63
	Grave moyenne	MGr	>6.3 à 20
	Grave fine	FGr	>2.0 à 6.3
	Sable	Sa	>0.063 à 2.0
	Sable grossier	CSa	>0.63 à 2.0
	Sable moyen	MSa	>0.2 à 0.63
	Sable fin	FSa	>0.063 à 0.2
<i>Sol fin</i>	Limon	Si	>0.002 à 0.063
	Limon grossier	CSi	>0.02 à 0.063
	Limon moyen	MSi	>0.0063 à 0.02
	Limon fin	FSi	>0.002 à 0.0063
	Argile	CI	<0.002

D'après le tableau I.4, notre base de données contient 07 types de sols :

- Sable fin
- Sable moyen
- Sable grossier
- Grave fine

- Grave moyenne
- Grave grossière
- Cailloux

➤ **Graphe générale :**

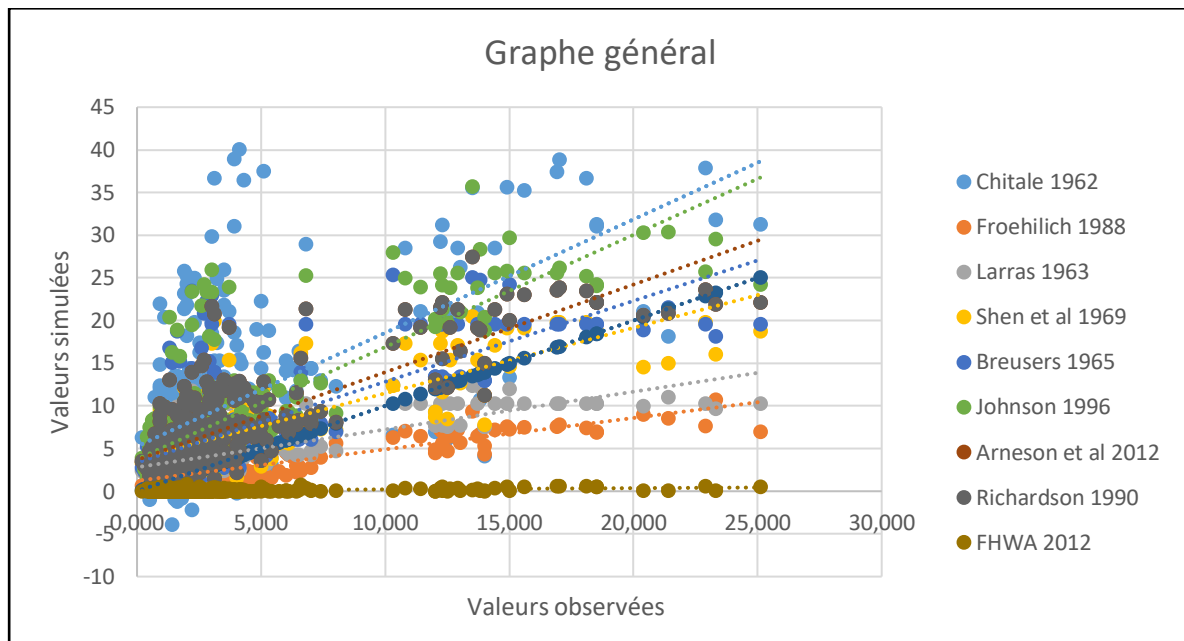


Figure I.6 Comparaison entre les valeurs simulées et observées dans le cas général

Tableau I.5 Analyse comparative des résultats dans le cas général

CAS GENERAL (sans classification du sol)				
Les Formules	R ²	RMSE	RSR	Appréciation
Chitale (1962)	38,6%	0,65	16,7%	Insuffisant
Froehlich (1988)	56,8%	0,14	3,6%	Satisfaisant
Laras (1963)	52,7%	0,24	6,1%	Satisfaisant
Shen et Al. (1969)	55,5%	0,21	5,4%	Satisfaisant
Breusers (1965)	54,5%	0,74	19,0%	Satisfaisant
Johnson	66,9%	0,23	5,9%	Bon
Arneson et al (2012)	55,0%	0,31	7,9%	Satisfaisant
Richardson (1990)	57,7%	0,35	9,0%	Satisfaisant
FHWA (2012d)	16,0%	0,18	4,6%	Insuffisant

➤ Sable fin

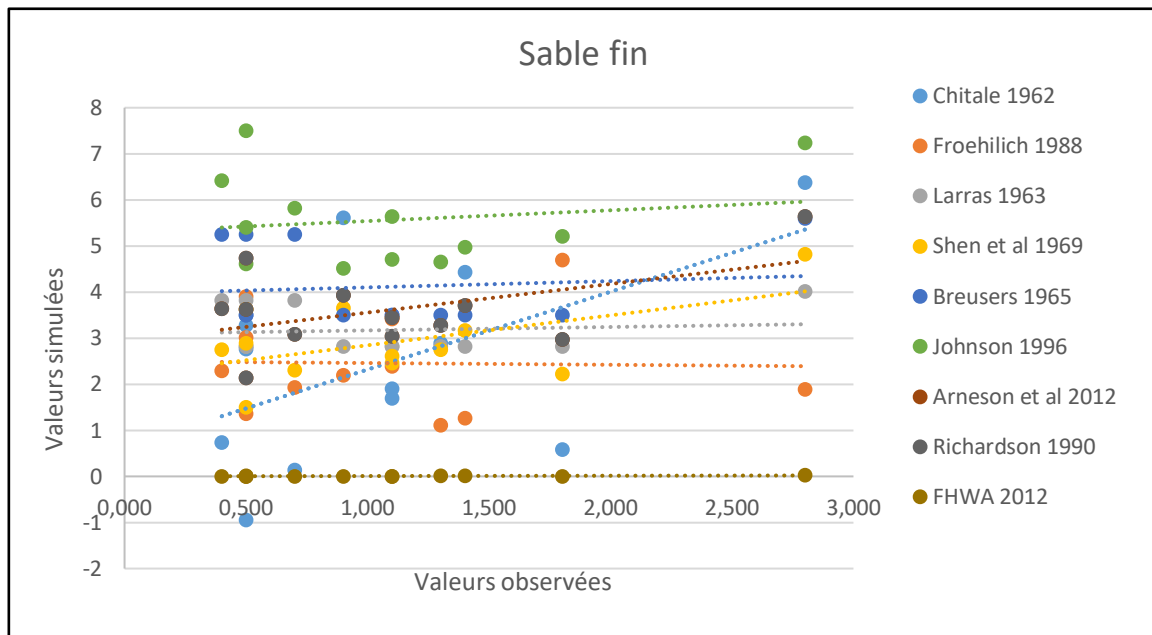


Figure I.7 Comparaison entre les valeurs simulées et observées dans le cas d'un sable fin

Tableau I.6 Analyse comparative des résultats d'un sable fin

SABLE FIN				
Les Formules	R ²	RMSE	RSR	Appréciation
Chitale (1962)	27.5%	0.64	106%	Insuffisant
Froehlich (1988)	0.6%	0,14	21%	Insuffisant
Laras (1963)	0.9 %	0,31	46.9%	Insuffisant
Shen et Al. (1969)	28%	0,15	5,4%	Insuffisant
Breusers (1965)	0.7%	0,54	81.81%	Insuffisant
Johnson	23.14%	0,23	35%	Insuffisant
Arneson et al (2012)	23.14%	0,31	47.6%	Insuffisant
Richardson (1990)	21.17%	0,35	53.4%	Insuffisant
FHWA (2012d)	54.45%	0,18	27.27%	Satisfaisant

➤ **Sable moyen**

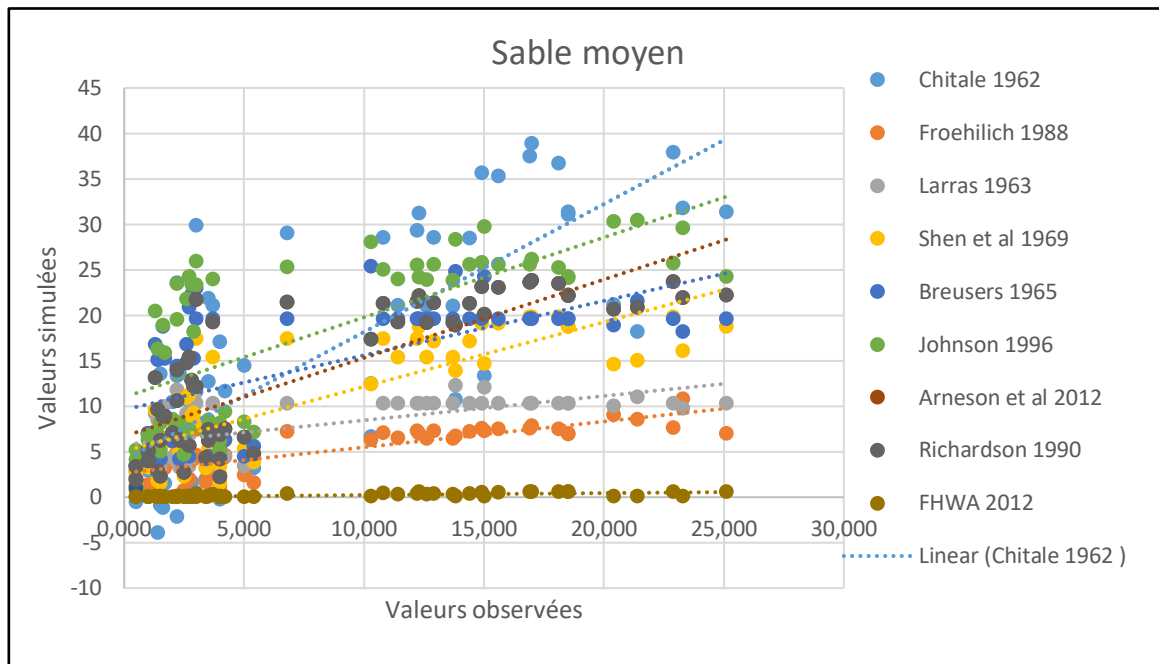


Figure I.8 Comparaison entre les valeurs observées et simulé pour un sable moyen

Tableau I.7 Analyse comparative des résultats d'un sable moyen

SABLE MOYEN				
Les Formules	R ²	RMSE	RSR	Appréciation
Chitale (1962)	61.18%	0.45	6.53%	Satisfaisant
Froehlich (1988)	63.35%	0,11	1.52%	Satisfaisant
Laras (1963)	35.13 %	0,25	3.47%	Insuffisant
Shen et Al. (1969)	66.92%	0.75	10.43%	Bon
Breusers (1965)	35.16%	0,19	2.64%	Insuffisant
Johnson	50.8%	0,42	5.8%	Satisfaisant
Arneson et al (2012)	66.22%	0,96	13.3%	Bon
Richardson (1990)	65.15	0,64	8.9%	bon
FHWA (2012d)	53.44%	0,52	7.23%	Satisfaisant

➤ **Sable grossier**

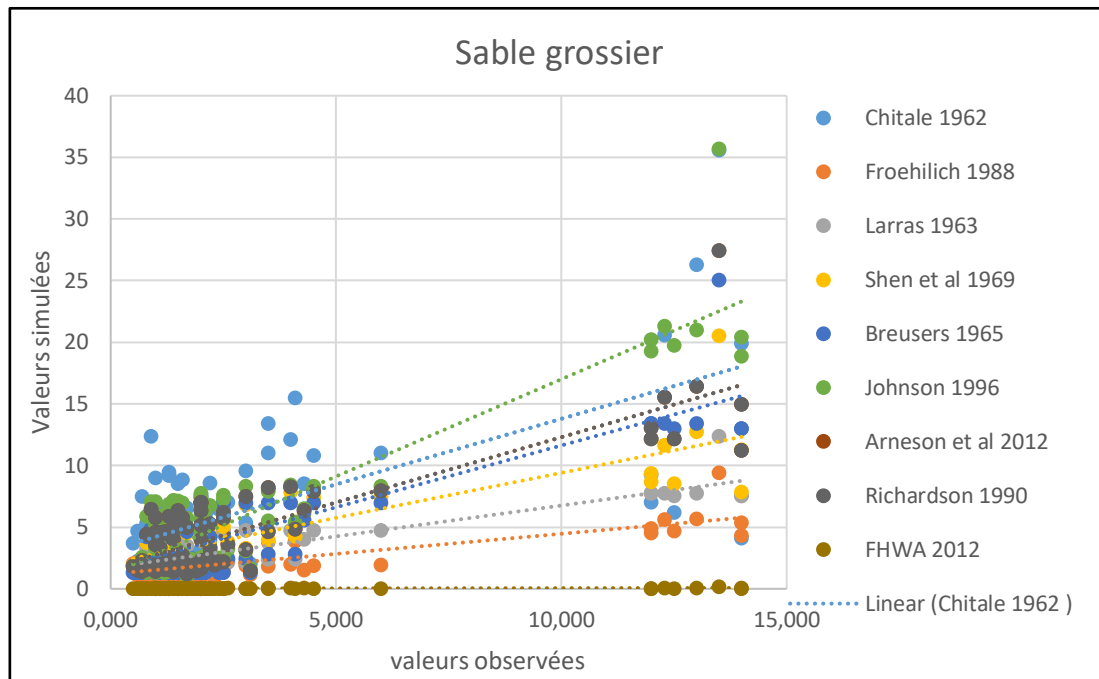


Figure I.9 Comparaison entre les valeurs observées et stimulées pour un sable grossier

Tableau I.8 Analyse comparative des résultats d'un sable grossier

SABLE GROSSIER				
Les Formules	R ²	RMSE	RSR	Appréciation
Chitale (1962)	42.45%	0.73	22.46%	Insuffisant
Froehlich (1988)	56.77%	0.81	24.92%	Satisfaisant
Laras (1963)	61.53%	0.61	18.76%	Satisfaisant
Shen et Al. (1969)	62.54%	0.42	12.69%	Satisfaisant
Breusers (1965)	66.83%	0.14	4.3%	Bon
Johnson	79.85%	0.59	18.15%	Très bon
Arneson et al (2012)	71.55%	0.23	7.07%	Bon
Richardson (1990)	72.15%	0.17	5.23%	Bon
FHWA (2012d)	23.77%	0.34	10.46%	Insuffisant

➤ Grave fine :

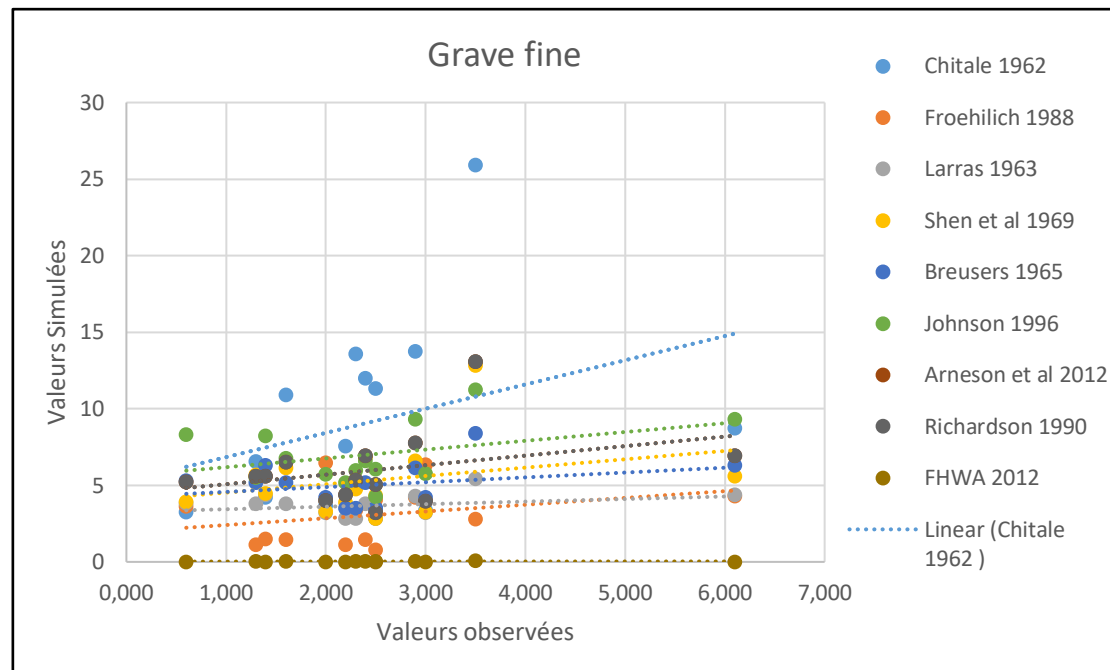


Figure I.10 Comparaison entre les valeurs observées et simulées pour la grave fine

Tableau I.9 Analyse comparative des résultats d'une grave fine

GRAVE FINE				
Les Formules	R ²	RMSE	RSR	Appréciation
Chitale (1962)	10.7%	0.12	9.67%	Insuffisant
Froehlich (1988)	9.06%	0.49	39.51%	Insuffisant
Laras (1963)	7.62%	0.62	50%	Insuffisant
Shen et Al. (1969)	8.0%	0.33	26.61%	Insuffisant
Breusers (1965)	8.12%	0.78	63%	Insuffisant
Johnson	14.23%	0.5	40.32%	Insuffisant
Arneson et al (2012)	42.2%	0.66	53.22%	Insuffisant
Richardson (1990)	11.1%	0.19	15.32%	Insuffisant
FHWA (2012d)	0.6%	0.25	20.16%	Insuffisant

➤ **Grave moyenne**

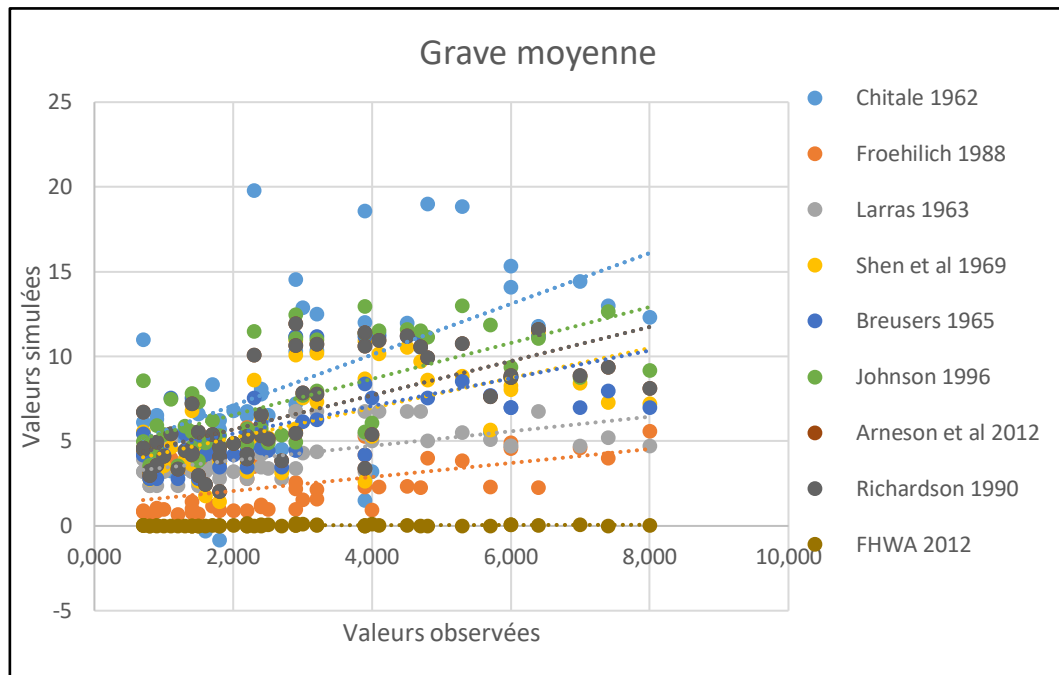


Figure I.11 Comparaison entre les valeurs observées et simulées pour une grave moyenne

Tableau I.10 Analyse comparative des résultats d'une grave moyenne

GRAVE MOYENNE				
Les Formules	R ²	RMSE	RSR	Appréciation
Chitale (1962)	34.82%	0.27	14.2%	Insuffisant
Froehlich (1988)	24.84%	0.64	33.68%	Insuffisant
Laras (1963)	35.46%	0.42	22.1%	Insuffisant
Shen et Al. (1969)	39.02%	0.72	37.89%	Insuffisant
Breusers (1965)	34.04%	0.17	8.95%	Insuffisant
Johnson	56.24%	0.23	12.2%	Satisfaisant
Arneson et al (2012)	43.78%	0.55	28.94%	Insuffisant
Richardson (1990)	42.14%	0.31	16.31%	Insuffisant
FHWA (2012d)	65.26%	0.29	15.26%	Bon

➤ Grave grossière

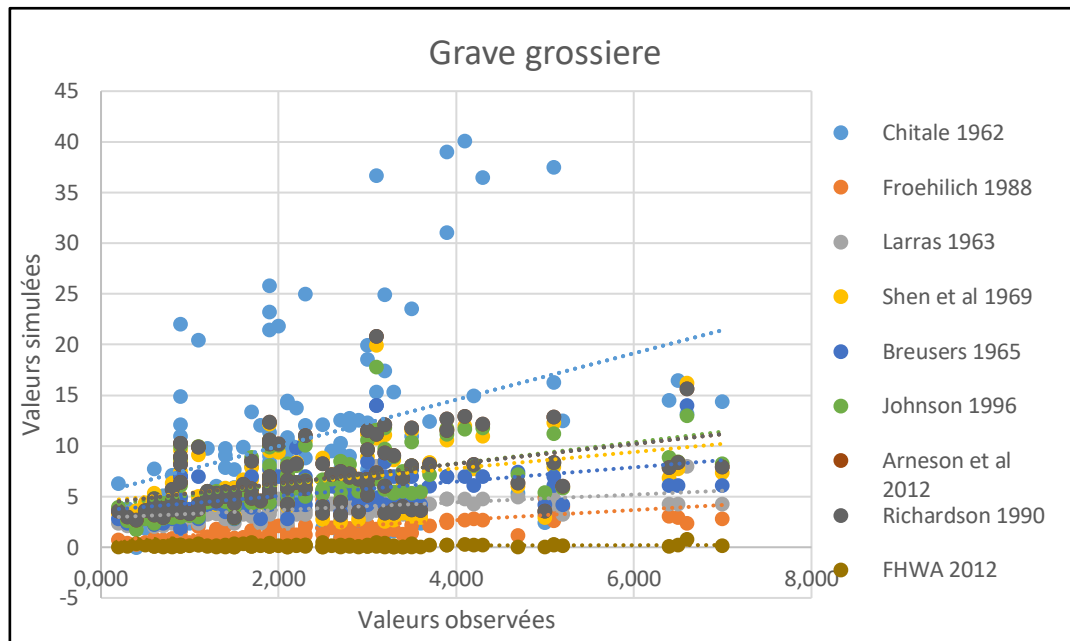


Figure I.12 Comparaison entre les valeurs observées et simulées pour une grave grossière

Tableau I.11 Analyse comparative des résultats d'une grave grossière

GRAVE GROSSIERE				
Les Formules	R ²	RMSE	RSR	Appréciation
Chitale (1962)	14.19%	0.22	16.9%	Insuffisant
Froehlich (1988)	59.22%	0.14	10.76%	Satisfaisant
Laras (1963)	23.48%	0.64	49.23%	Insuffisant
Shen et Al. (1969)	15.3%	0.51	39.23%	Insuffisant
Breusers (1965)	22.03%	0.31	23.84%	Insuffisant
Johnson	29.04%	0.08	6.15%	Insuffisant
Arneson et al (2012)	19.97%	0.45	34.61%	Insuffisant
Richardson (1990)	75.45%	0.16	12.30%	Très bon
FHWA (2012d)	16.5%	0.34	26.15%	Insuffisant

➤ Cailloux

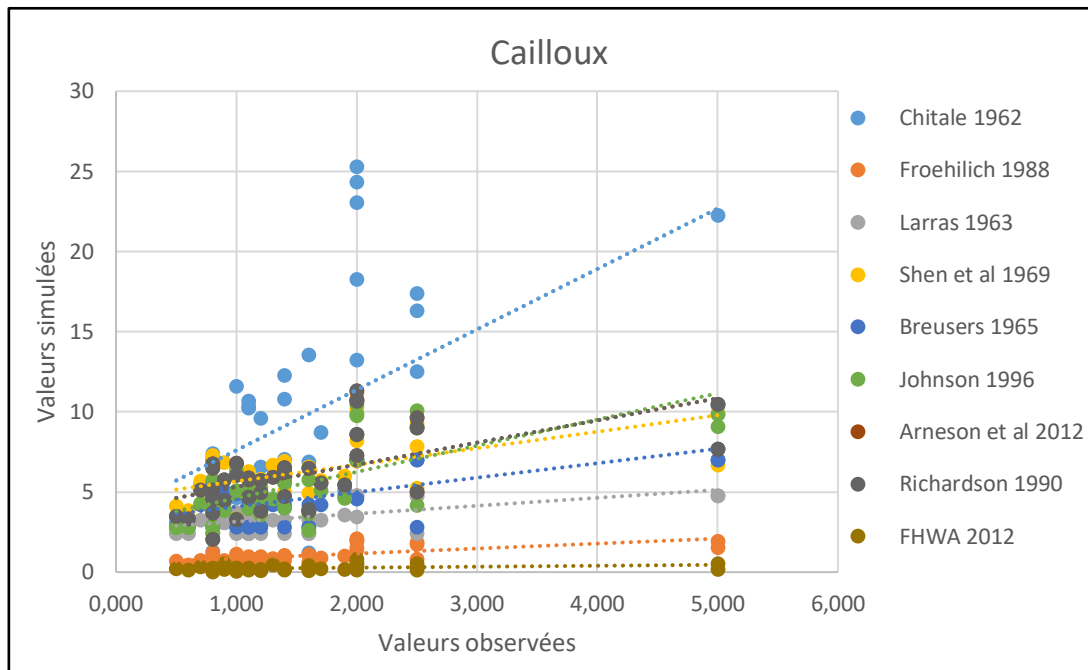


Figure I.13 Comparaison entre les valeurs observées et simulées d'un sol type cailloux

Tableau I.12 Analyse comparative des résultats d'un sol type cailloux

CAILLOUX				
Les Formules	R ²	RMSE	RSR	Appréciation
Chitale (1962)	33.68%	0.12	13.33%	Insuffisant
Froehlich (1988)	42.78%	0.41	45.55%	Insuffisant
Laras (1963)	75.77%	0.34	37.77%	Très bon
Shen et Al. (1969)	25.94%	0.68	75.55%	Insuffisant
Breusers (1965)	33.42%	0.74	82.22%	Insuffisant
Johnson	66.75%	0.26	28.88%	Bon
Arneson et al (2012)	35.7%	0.17	18.88%	Insuffisant
Richardson (1990)	40.2%	0.67	74.44%	Insuffisant
FHWA (2012d)	11.56%	0.39	43.33%	Insuffisant

1.4.3 Discussion des résultats

Le type du sol (lit d'Oued, fond marin) joue un rôle très important pour la détermination de la hauteur d'affouillement local, Les résultats précédents montrent que la détermination du type de sol peut nous aider à trouver l'équation la plus adapté pour une meilleure estimation de la hauteur d'affouillement local. Le tableau ci-dessous résume bien les choses :

Tableau I.13 Relation entre le type du sol et les équations d'affouillement

Type de sol	Taille de grains $d_{50}(\text{mm})$	Formule	R^2	RSR	Estimation de la hauteur d'affouillement
Sable fin	> 0.063 à 0.2	FHWA (2012)	54.4%	27.27%	Satisfaisante
Sable moyen	> 0.2 à 0.63	Shen et al. (1969)	66.92%	10.43%	Bonne
Sable grossier	> 0.63 à 2.0	Johnson	79.85%	18.15%	Très bonne
Grave fine	> 2.0 à 6.3	/	/	/	<i>Pas de résultat</i>
Grave moyenne	> 6.3 à 20	FHWA (2012)	65.26%	15.26%	Bonne
Grave grossière	> 20 à 63	Richardson (1990)	75.45%	12.30%	Très bonne
Cailloux	> 63 à 200	Laras (1963)	75.77%	37.77%	Très bonne

Dans ce dernier siècle, les chercheurs ont établi beaucoup de formules pour le calcul des hauteurs d'affouillement local, cette étude va nous permettre de mettre en relations ces équations à un type de sol bien défini. Et cela va permettre à l'ingénieur de faire un travail organisé et gagner beaucoup plus de temps.

Le fruit de cette étude est de trouver une formule *universelle* qui combine les différents types de sol en une seule fonction, qui est une équation discontinue et qui permet d'estimer avec une meilleure précision possible la hauteur d'affouillement local pour six différents types de sol :

$$H_L = \left\{ \begin{array}{l} 1.1K_1 D^{0.62} h_0^{0.38} \tanh\left(\frac{F_r^2}{1.97\sigma_g^{1.5}}\right) \dots\dots\dots \text{Sable fin} \\ 0,277.(V.D)^{0,619} \dots\dots\dots \text{Sable moyen} \\ 1.35D^{0.7} h_0^{0.3} \dots\dots\dots \text{Sable grossier} \\ 1.1K_1 D^{0.62} h_0^{0.38} \tanh\left(\frac{F_r^2}{1.97\sigma_g^{1.5}}\right) \dots\dots\dots \text{Grave moyenne} \\ 2h_0 K_1 K_2 \left(\frac{D}{h_0}\right)^{0,65} . F_r^{0,43} \dots\dots\dots \text{Grave grossière} \\ 1,42K_1 D^{0,75} \dots\dots\dots \text{Cailloux} \end{array} \right.$$

Avec

- V Vitesse d'approche (m/s),
- h_0 Hauteur d'eau (m),
- σ_g Dispersion des grains (-),
- D Diamètre de la pile (m),
- K_i Facteurs de corrections de forme et d'angle d'attaque,
- F_r Nombre de froude

1.5 Conclusion

L'affouillement dont plusieurs définitions ont été données est un phénomène mal connu qui menace la sécurité des ouvrages dans l'eau. Plusieurs chercheurs ont étudié ce problème mettant au point plusieurs formules d'estimation.

La détermination des affouillements locaux a fait l'objet de très nombreuses études depuis la fin du siècle dernier. Les publications sur ce sujet sont importantes et les auteurs ont bien du mal à s'accorder sur les paramètres à adopter pour rendre compte du phénomène. Notre étude a mis en évidence l'un des plus importants paramètres qui est le type du sol. La classification de ce dernier accompagné avec une comparaison entre les valeurs observées et les valeurs stimulées nous a permis d'établir un système expert qui relie la nature du sol à un certain nombre de formules qui permettent de calculer la hauteur d'affouillement avec plus de satisfaction. Serte que nous nous sommes intéressés dans cette étude aux ouvrages du type pont, à cause de leur vulnérabilité face à ce phénomène. Et enfin pour que ce travail soit complet, il faudrait envisager une étude orientée un plus vers le milieu marin, car n'oublions pas qu'aussi les ouvrages marins comme les quais par exemple, sont confrontés et exposés à ce type de phénomène, et les risques ne sont pas négligeables du tout.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Stephen T. Benedict and W.Caldwell: USGS a pier-scour database : 2,7427 Field and Laboratory measurements of pier scour-Data series 845.
- Yasser Tahmasebi Birgani, Mohammad Mahmoodian shooshtri, Arash Adin and Ali Akbar Jafari Mosavi : A New Equations for Predicting the Scour Depth Around Bridge Piers , World Applied Sciences Journal 9 : 151-156-2010
- GUEMOU Bouabdellah : Thèse de doctorat en hydraulique « Etude et modélisation de l'affouillement autour des piles ponts » Université Aboubakr Belkaïd – Tlemcen 2016.
- U.S. Department of Transportation. "Evaluating Scour at Bridges." Hydr. Engrg. Circular No. 18, Rep No. FHwA-1P-90-017, (1993), Federal Highway. Administration (FHWA), Washington, D.C., USA.
- Melville, B.V. "Local Scour at Bridge Abutment." Journal of Hydaulic Engineering, ASCE, 118, No. 4 (1992), 615-631.
- Thamer Ahmed Mohamed, S. Pillai, Megat Johari Megat Mohd Noor, Abdul Halim Ghazali, B. K. Huat and Badronnisa Yusuf : «Validation of Some Bridge Pier Scour Formulae and Models Using Field Data » Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Universiti Putra Malaysia, 43400 UPM Serdang, Selangor. 26 September 2006.
- Bruce MELVILLE : « THE PHYSICS OF LOCAL SCOUR AT BRIDGE PIERS » Fourth International Conference on Scour and Erosion 2008, Auckland, New Zealand .
- Jaafar Maatooq : « New predictive formulations of local scour around bridge piers » University of Technology, Iraq 2016 .
- Zaid Hadi Obeid : “ New Imperial Equation for Local Scour around Various Bridge Piers Shapes ” University of Babylon.
- Arneson, L., Zevenbergen, L., Lagasse, P., & Clopper, P. (2012). Evaluating scour at bridges. Technical report.
- Sheppard, D. M. & Miller Jr, W. (2006). Live-bed local pier scour experiments. Journal of Hydraulic Engineering.
- Ansari, S., Kothyari, U., & Ranga Raju, K. (2002). Influence of cohesion on scour aroundbridge piers. Journal of Hydraulic Research.
- Laurent Vukkiët, Lysse Laloui, Jian Zhao:Mécanique des sols et des roches TGC volume 12.

CHAPITRE II

GENERALITES SUR LE MILIEU MARIN ET LES OUVRAGES PORTUAIRES



II.1 Introduction

La mer est un milieu perpétuellement agité : l'action du vent sur la surface de l'eau au large des côtes produit des houles dont l'amplitude peut dépasser la dizaine de mètres qui viennent se briser sur le littoral en libérant une énergie considérable. La marée provoquée par l'attraction des planètes et des astres (notamment la lune et le soleil) sur les molécules d'eau fait varier le niveau de la mer, selon les endroits et les époques, de plusieurs mètres. La mer est également le siège de courants plus ou moins rapides.

Depuis qu'il utilise des navires à des fins militaires ou commerciales (pour transporter des personnes et des marchandises), pour pêcher, pour des activités de sport ou de loisirs, l'homme a dû rechercher où aménager des sites où les navires puissent accoster de façon sûre pour effectuer le chargement et le déchargement de leurs cargaisons, être entretenus ou réparés, ou attendre de faire un nouveau voyage, c'est à dire créer des ports maritimes, et pour cela, une connaissance approfondie du milieu marin est nécessaire pour que ces derniers soient à l'abri des mouvements de la mer.

II.2 Généralités sur le milieu marin

Les eaux des océans et des mers sont animées de mouvements très divers qui ont d'importantes répercussions sur le transport maritime et sur les aménagements côtiers entre autre les ports.

On distingue généralement des mouvements oscillatoires et non oscillatoires. Les premiers sont représentés, d'une part par des ondes de période longue (12h, 24h...) : les marées, d'autre part par des ondes de période plus courte dont les plus importantes sont les houles, les seiches et les tsunamis. Les mouvements non oscillatoires comprennent principalement les courants (autres que ceux engendrés par les marées).

II.2.1 Les marées

La marée est un phénomène d'oscillation (de 0,3m à 15m) périodique du niveau des mers de l'ordre de grandeur de 12h ou de 24h, dû aux forces qu'exercent la lune et le soleil sur la terre et ses mers et océans. En Algérie l'oscillation est de 0,3 à 0,4m.

Lorsque la lune se trouve à la verticale d'un océan, elle attire ses eaux qui s'élèvent tandis que, sur la face opposée de la terre, le mouvement de rotation du système terre-lune exerce une force centrifuge qui fait également élever les eaux, provoquant des marées hautes (pleine mer) dans les deux cas.

Au contraire, dans les océans qui ne se trouvent pas alignés avec la Lune, les forces gravitationnelles et centrifuges s'opposent et provoquent la marée basse (basse mer).

Si le Soleil et la Lune se trouvent à angle droit par rapport à la Terre, ce qui arrive tous les quinze jours, leur force d'attraction se contrarient, donnant lieu à des marées de faible amplitude: ce sont les mortes eaux.

Lorsque la Lune et le Soleil sont alignés avec la Terre, leurs forces s'additionnent, ce qui provoque les marées de vives eaux.



Figure II.1 : attraction Terre-Lune et les marées

II.2.2 Les houles et les vagues

Les houles et les vagues sont des oscillations périodiques du niveau de la mer, qui se manifestent de façon épisodique. Elles sont caractérisées par le fait que leur période, c'est-à-dire le temps (T) qui s'écoule entre le passage en un point donné de deux crêtes successives, est inférieure à 30 secondes.

La distinction entre houles et vagues est assez délicate. On peut dire que la houle est une oscillation de profil sensiblement sinusoïdal, donc très régulière et qui se propage sur de très longues distances. Au contraire, les vagues, qui représentent ce que les marins appellent « la mer du vent », sont des oscillations formées sur place, sous l'influence d'un vent local, à condition que celui-ci dépasse de 1,5 à 2 mètres par seconde.

Toutefois le mot houle est employé pour décrire une mer en mouvement mais régulière dont la période de 3 à 25 secondes et la hauteur peut atteindre une trentaine de mètres.

- **Caractéristiques de la houle :**

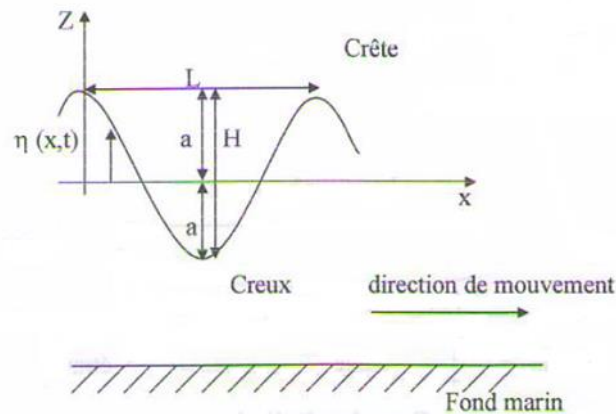


Figure II.2 : caractéristique de la houle

H : dénivellation maximale entre une crête et un creux successifs

a : l'amplitude $a = H/2$;

L : longueur d'onde, c'est-à-dire distance qui sépare 2 crêtes successives

Y : cambrure $Y = H/L$;

T : la période, c'est l'intervalle de temps séparant le passage de deux crêtes successives en un point ;

C : célérité de l'onde, $C = L/T$ (vitesse).

II.2.3 Les seiches

Les seiches sont des oscillations stationnaires dans un bassin fermé ou semi-fermé. Elles se manifestent par des oscillations de la hauteur d'eau, dont l'amplitude et la période varient selon la configuration du bassin.

L'amplitude des seiches peut varier considérablement d'un port à l'autre. Elles se produisent dans de nombreux ports, mais restent souvent peu perceptibles car de faible amplitude.

Le critère distinctif utilisé entre les seiches et les autres types d'onde est la période.

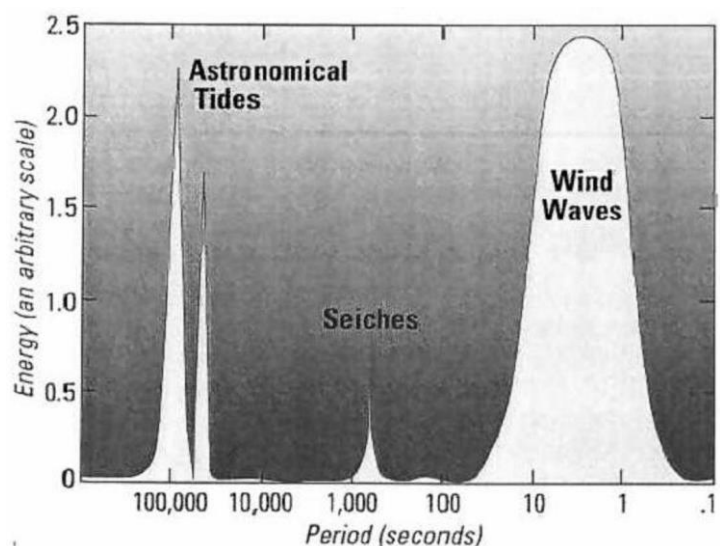


Figure II.2 : L'énergie en fonction de la période

Le graphique ci-dessus représente la distribution de l'énergie des ondes à la surface des océans en fonction de la période.

Les seiches sont donc les ondes de gravité dont la période est comprise entre celle de la houle la plus longue et celle des marées. Il est communément admis un intervalle de 100 secondes à quelques heures.

- **Effets sur les installations en bord de mer :**

La protection contre les seiches étant difficile, il convient de prendre des précautions pour l'amarrage des navires afin de limiter l'amplitude de leurs déplacements horizontaux. L'utilisation d'amarres élastiques légèrement tendues permet de réduire les va-et-vient des navires et de faire face aux changements des positions verticales des navires dues à la marée et aux variations de leur chargement.

La meilleure façon d'éviter que les bassins portuaires ne soient pas le siège d'oscillation des plans d'eau serait d'éviter de donner aux bassins portuaires des formes géométriques simples telles que les rectangles.

II.2.4 Les surcotes

Les « surcotes » du niveau de la mer désignent les variations généralement petites (de l'ordre de grandeur d'un à cinq mètres) du niveau de la mer qui s'ajoutent aux cotes supérieures du niveau de la mer dues aux marées, aux tsunamis ou aux seiches. Il s'agit de variations lentes du niveau de la mer par rapport au niveau normal pouvant durer plusieurs jours, ce qui les différencie des marées, tsunamis et seiches.

II.3 Définition et rôle des ports maritimes

II.3.1 Définition

Un port est un endroit géographique par lequel transitent des marchandises et/ou des passagers.

Un port maritime est un port qui accueille des navires de mer, qui est un lieu de rendez-vous entre ces navires de mer et l'ensemble des divers modes de transport terrestre. C'est également nécessairement un téléport par lequel transitent toutes les données informatisées indispensables à la facilitation du transit, aussi bien des navires que des marchandises.

II.3.2 Rôle des ports maritimes

Le port est un maillon de la chaîne de transport qui permet d'assurer le passage d'un mode de transport maritime à un mode de transport terrestre, voire un autre mode maritime via le transbordement entre lignes.

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

De la réponse à cette question découlera tout le reste, y compris les partis d'aménagement.

Parmi les nombreuses fonctions des ports, certaines méritent un examen particulier.

I.3.2.1. Port militaires : Rade de grandes dimensions accueillant des navires de guerre et peut inclure :

- Un arsenal ;
- Une école navale ;
- Des moyens de ravitaillement ;
- Des logements et entraînement pour les équipages

I.3.2.2. Ports de pêche : Le rôle de ces ports est de gérer l'ensemble des activités liées à la pêche et à la commercialisation du poisson. Les différentes phases concernent la réception des navires de pêche, du poisson, son traitement, son conditionnement sous les formes les plus variées, sa commercialisation et, enfin, son expédition vers les lieux de consommation.

I.3.2.3. Ports à passagers : Aujourd'hui, leur rôle est essentiellement réduit au trafic sur courtes distances ou au trafic des voyageurs désirant emmener leur véhicule. Ce trafic est, principalement, assuré par des car-ferries dont l'équilibre financier est souvent largement complété par le transit des poids lourds.

I.3.2.4 Ports minéraliers : Les ports minéraliers, ou charbonniers, ont pour rôle essentiel, soit de charger les marchandises extraites des mines, en vrac à bord des navires, soit de les décharger.

Bien des ports de chargement ont pour seule activité ce type de trafic, ils sont, en général, implantés dans des zones qui permettent à la fois un accès maritime aisé et un acheminement terrestre facile.

I.3.2.5 Ports céréaliers : Les ports céréaliers ont pour rôle essentiel de charger ou décharger les céréales.

I.3.2.6 Ports pétroliers : Leur rôle est de charger à bord des navires le pétrole brut extrait des champs pétrolifères.

I.3.2.7 Ports à conteneurs : Le conteneur a indéniablement révolutionné le monde maritime et portuaire. Son principe a été inventé en 1956 par Malcom McLean qui eut l'idée de mettre tout type de marchandises dans des boîtes standards empilables.

II.4 Principaux types d'ouvrages dans un port maritimes

II.4.1 Les ouvrages extérieurs

Ce sont les ouvrages qui ont pour rôle la protection des zones de manœuvre et des postes d'opérations contre l'agitation causée par la houle. Ces ouvrages peuvent être classés en quatre grandes classes :

II.4.1.1 Les digues à talus

Constituée par un noyau d'enrochements non classés, protégées par d'autres couches classées et par une carapace d'enrochements naturels ou artificiels.

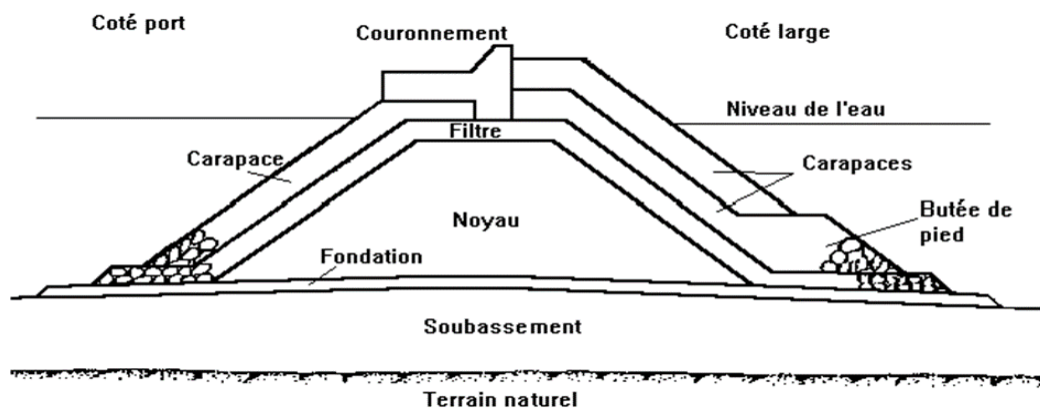


Figure II.3 : Digue à talus

II.4.1.2 Les digues verticales

Une digue verticale est constituée d'un mur monolithique ou constituée d'un ensemble d'éléments assemblés entre eux pour renvoyer l'énergie de la houle.

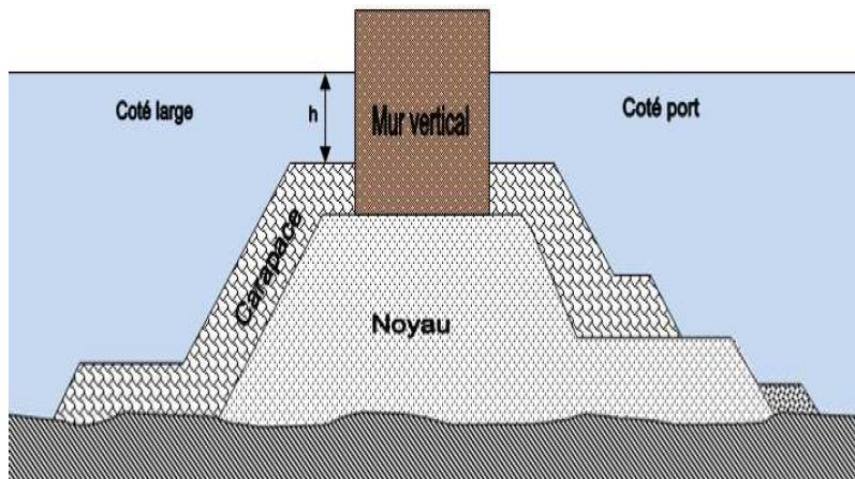


Figure II.4 : Digue verticale

II.4.1.3 Les digues mixtes

Les digues mixtes sont constituées par un soubassement en enrochements et une partie supérieure verticale. Si l'épaisseur du soubassement est supérieure à 30 % de la profondeur, on parle de digue « mixte ».

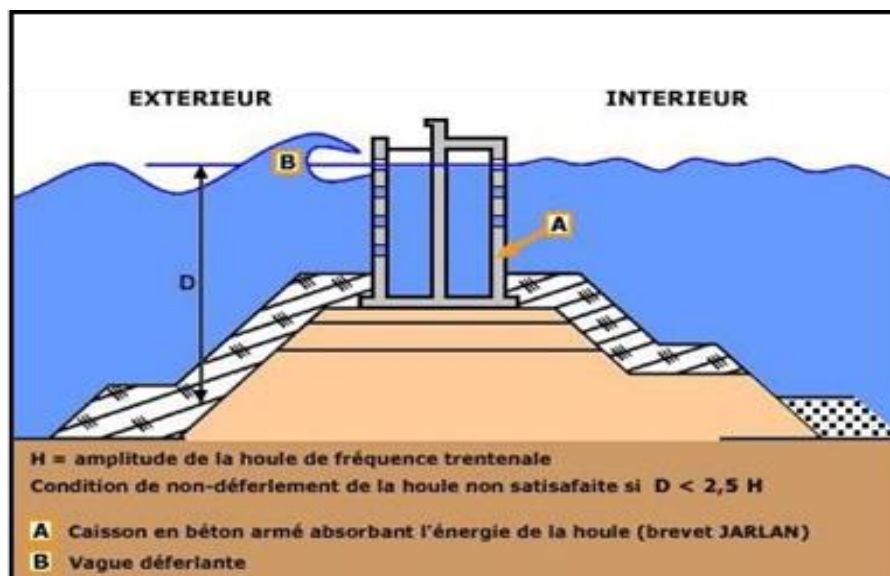


Figure II.5 : Digue mixte

II.4.1.4 Les digues flottantes

Peuvent être soit des ouvrages « mineurs » de protection des ports de plaisance, soit des ouvrages de conception novatrice, extrêmement chers.

II.4.2 Les ouvrages intérieurs

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

II.4.2.1 Les ouvrages de protection et d'accès

Ils ont pour rôle de défendre le port contre la houle et les apports solides du transport littoral : pour les ports intérieurs, ces ouvrages assurent le calibrage du chenal d'accès.

II.4.2.2 Les plans d'eau

Servant à l'évolution et au stationnement 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.

La communication entre deux bassins de même niveaux se fait par de courts pertuis ou des chenaux intérieurs, de longueur plus en moins importantes, qu'il convient d'ailleurs de limiter en raison des difficultés de la navigation dans ces chenaux étroits.

La communication entre deux bassins ou plans d'eau dont les niveaux peuvent être différents, se fait par des écluses qui sont :

- des écluses simples, permettant de faire des mouvements lorsque les niveaux sont sensiblement égaux de part et d'autre de l'ouvrage ;
- des écluses à sas, pouvant être franchies quels que soient les niveaux des bassins qu'elles relient
- Des zones d'évitages sont aménagées à l'intérieur du port afin que les navires puissent pivoter sur eux-mêmes créant un cercle d'évitage.
- Le cercle d'évitage est la surface que va balayer un navire ne pivotant de 360 degré sur lui-même.

II.4.2.3 Les signalisations maritimes :

La signalisation maritime est constituée par l'ensemble des dispositifs mis en place pour aider la navigation maritime. L'objectif de cette signalisation est de :

- indiquer les zones dangereuses aux abords des côtes et des grandes routes maritimes.
- guider les navires vers les ports.
- donner les moyens aux navires de connaître leur position que ce soit en vue de la côte comme au large, et de jour comme de nuit.

II.4.2.3.1 Classification des phares et des feux

Les phares et feux sont classés en trois catégories :

- les phares et feux de **grand atterrissage** marquent les tournants des routes de navigation.
- les phares et feux **d'atterrissage secondaire ou de jalonnement** précisent le tracé d'une route très fréquentée
- les phares et feux **d'entrée de port** guident les navires à l'approche des estuaires et les ports.

II.4.2.3.2 Le balisage

Le balisage désigne l'ensemble des marques ou balises fixes ou flottantes placées en mer ou à terre qui indiquent aux navires les dangers et le tracé des chenaux d'accès aux ports et abris.



Figure II.6 bouée de chenal rouge et verte,

On distingue le **balisage latéral** ou marquage latéral, utilisé pour définir le tracé des chenaux de navigations, et le **balisage cardinal**, marquage cardinal, marque cardinale ou plus couramment cardinale qui indiquent la route (Nord, Est, Sud, Ouest) à suivre pour éviter un danger grâce à des repères fixes ou des bouées. Ce terme est issu des points cardinaux (qui donne cardinale au féminin singulier).

II.4.2.4 Les ouvrage d'accostage

Les ouvrages sont les quais, appontement et ducs d'Albe.

- a) Les quais ont un triple rôle :
 - Permettre l'accostage et l'amarrage des navires.
 - Retenir les terres au contact des plans d'eau.

- Assurer la liaison entre le navire et la terre : dans ce cas, les ouvrages de liaison supportent les engins de manutention et les aires de stockage, qui peuvent comporter des hangars, des chaussées et des voies ferrées.

b) Certains ouvrages d'accostage ne soutiennent pas les terres qui restent inclinées en talus, le plus souvent revêtus d'enrochements, ou sont isolés de la terre à laquelle ils sont reliés par une passerelle ; on les désigne en général sous le nom d'*apponnements*.

c) D'autres ouvrages permettent seulement l'amarrage des navires (*ducs d'Albe*, *coffres d'amarrage*) ou l'accostage (*ducs d'Albe*), sans aucun rôle de support de l'outillage ni de retenue des terres.

Il faut en moins deux ducs d'Albe pour constituer un ouvrage d'accostage.

II.4.2.5 Les aires de stockage des marchandises

Peuvent être couvertes ou non ; les postes sont desservis par des voies ferrées et des chaussées situées en arrière des installations établies immédiatement en bordure des plans d'eau.

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

II.4.2.6 Les ouvrages de réparation

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

II.5 Les types de quai

Les quais sont classés en plusieurs types suivant leurs conditions de mise en œuvre et de possibilité d'exécution. Certains sont fondés en surface en fonction des conditions géotechniques du site et d'autre en profondeur.

II.5.1 Les quais sur sol de bonne portance

Quand le sol de fondation offre une bonne résistance (sols rocheux, galets, sable compact), les quais sont réalisés sous forme d'ouvrages massifs capables de résister aux efforts horizontaux (causés par l'accostage et l'amarrage des navires) et aux efforts verticaux dûs à leur poids propre. Parmi ces ouvrages on peut distinguer :

II.5.1.1 Quais en maçonnerie de pierre ou de béton coulé sur place

Ces types de quais 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 maçonnerie pour éviter un déséquilibre du sol qui peut déstabiliser l'ouvrage construit (décomposition du sol, risque de glissement du sol). Sa construction est élaborée ainsi soit à sec soit sous l'eau.

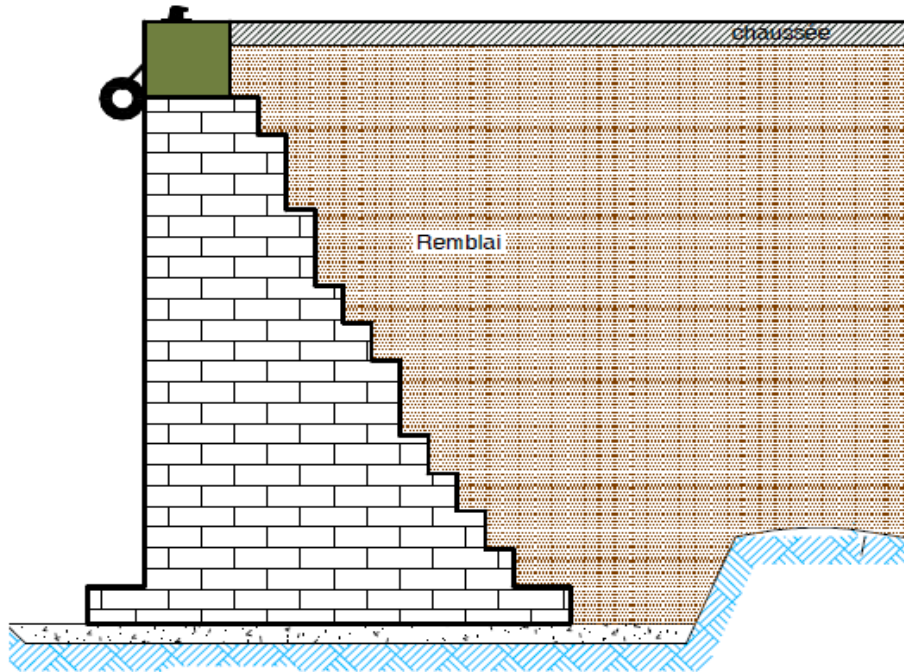
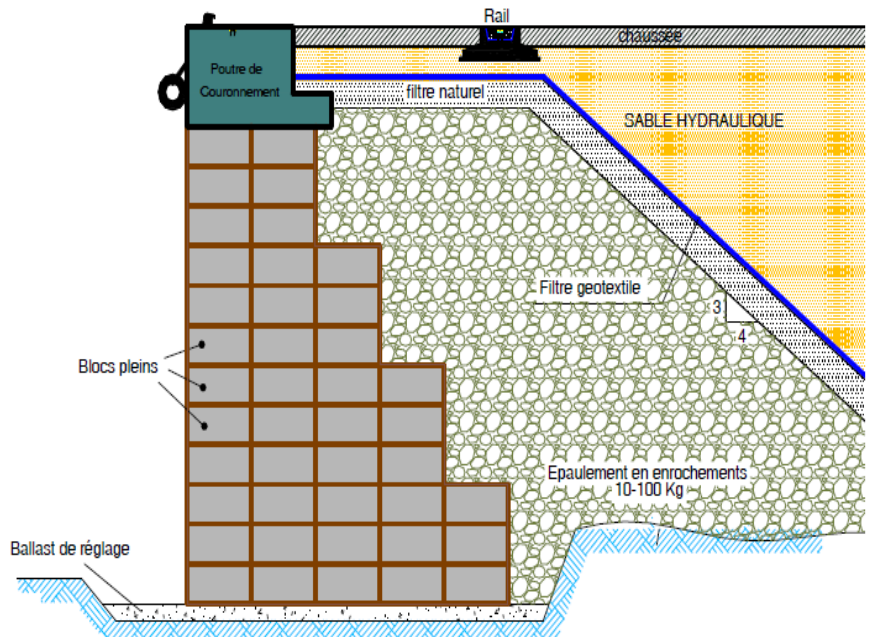


Figure II.6 : Quai en maçonnerie

II.5.1.2 Quais en blocs de béton

Le mur de quai peut être constitué en blocs en béton préfabriqués, empilés les uns sur les autres. Ces derniers sont capables de résister aux efforts horizontaux (vers la terre : causés par l'accostage des navires et vers le bassin : provoqués par les poussées des remblais et l'amarrage des navires) et aux efforts verticaux dus à leur poids propre.



Les blocs sont soit pleins soit évidés, la hauteur des quais est en général de 15 à 20m.

II.5.1.3 Quais en caissons échoués ou havés

Les caissons peuvent être préfabriqués partiellement ou totalement dans une forme de radoub ou une cale de travaux. Ils sont utilisés pour constituer des quais continus ou des ouvrages à appuis discontinus et peuvent assurer le rôle de soutien de terres dans le cas des ouvrages continus.

Généralement on utilise des caissons en béton armé ou précontraint, de formes prismatiques (cylindriques ou parallélépipèdes) mais aussi il existe des caissons métalliques.

Ces caissons sont constitués de cellules circulaires ou rectangulaires et sont remplis de remblai ou parfois de béton maigre ou de sable compacté par vibration ou de tout-venant avant d'être sollicités par la poussée des remblais arrière. Après stabilisation, les caissons sont couronnés par une poutre continue en béton armé (poutre de couronnement) qui donne un front d'accostage rectiligne.

Un filtre en enrochements ou en géotextile est placé sur le remblai sableux pour empêcher l'entraînement des éléments fins vers le bassin sous l'effet des variations du niveau d'eau à l'intérieur du remblai. . Un tapis en enrochement doit être réalisé au pied du quai, côté bassin, quand le sol de fondation (par exemple fond sableux) risque d'être affouillé par les mouvements de l'eau provoqués par les hélices du navire lors des manœuvres.

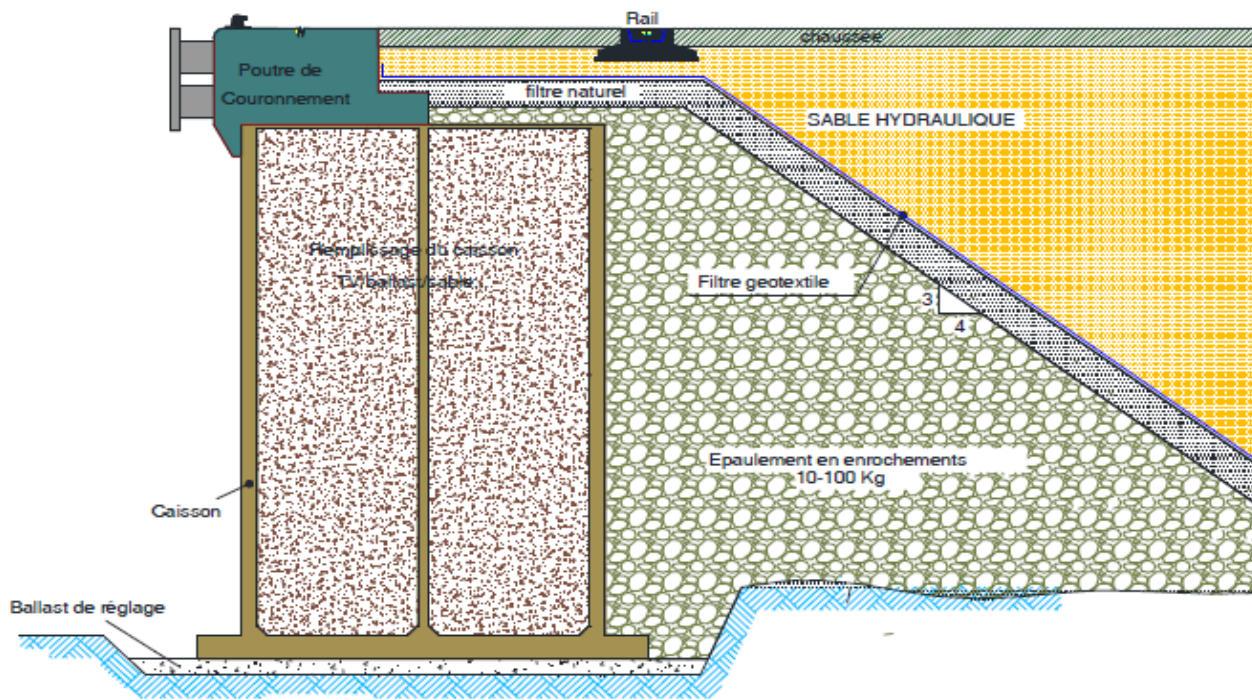


Figure II.8 : Quai en caissons

II.5.1.4 Les quais en gabions de palplanches plates

Ces quais sont constitués par des palplanches métalliques plates, battues verticalement et assemblées sous forme de piles circulaires, ou d'enceintes gabionnées. Ces gabions séparés peuvent former un front d'accostage discontinu et jointif, constituant un soutènement d'un remblai arrière. Pour cette dernière situation sa hauteur peut être réduite et le rideau arrière (partie arrière du gabion) ne joue que le rôle d'encrage. Les parois de ces cellules ne supportent aucun effort de flexion mais simplement des efforts de tractions normaux à la ligne des joints qui doivent évidemment, être conçus pour permettre un agrafage suffisamment résistant des palplanches l'une après l'autre.

II.5.2 Les quais sur sol de faible portance

II.5.2.1 Les quais en palplanches à module

Les encrages sont plus souvent constitués par des tirants passifs en acier disposés en une ou deux nappes, attachés sur un ouvrage s'ancrage constitué par un petit rideau arrière ou une palée de pieux inclinés ; les tirants peuvent parfois être actifs et forés. L'ancrage du rideau peut aussi être assuré par une plateforme horizontale en béton armé, ses pieux inclinés reprennent les efforts horizontaux ; c'est le quai danois

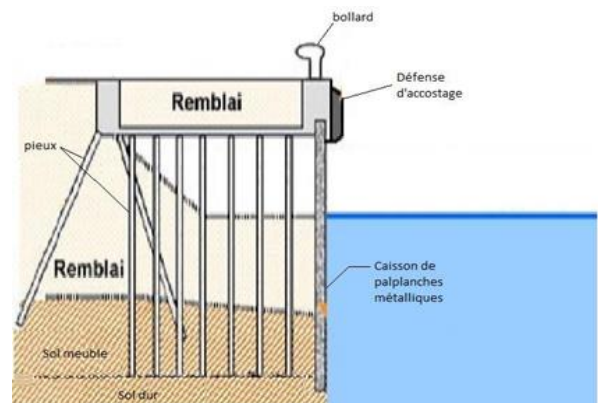


Figure II.9 quai mixte (mixte).

II.5.2.2 Les quais en paroi moulée

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

L'utilisation des parois moulées exige un site de construction terrestre, qui peut être obtenu par remblaiement préalable, sous réserve qu'il soit suffisamment compact. Les couches dures ne gênent pas la perforation ; par contre, la présence d'une couche de galets très perméable exige des précautions (perte de boue, risque d'éboulement). En bassin marnant, l'étanchéité entre les joints doit être particulièrement soignée pour éviter les fuites des éléments fins sous l'effet du gradient d'écoulement.

II.5.2.3 Les quais fondés 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.

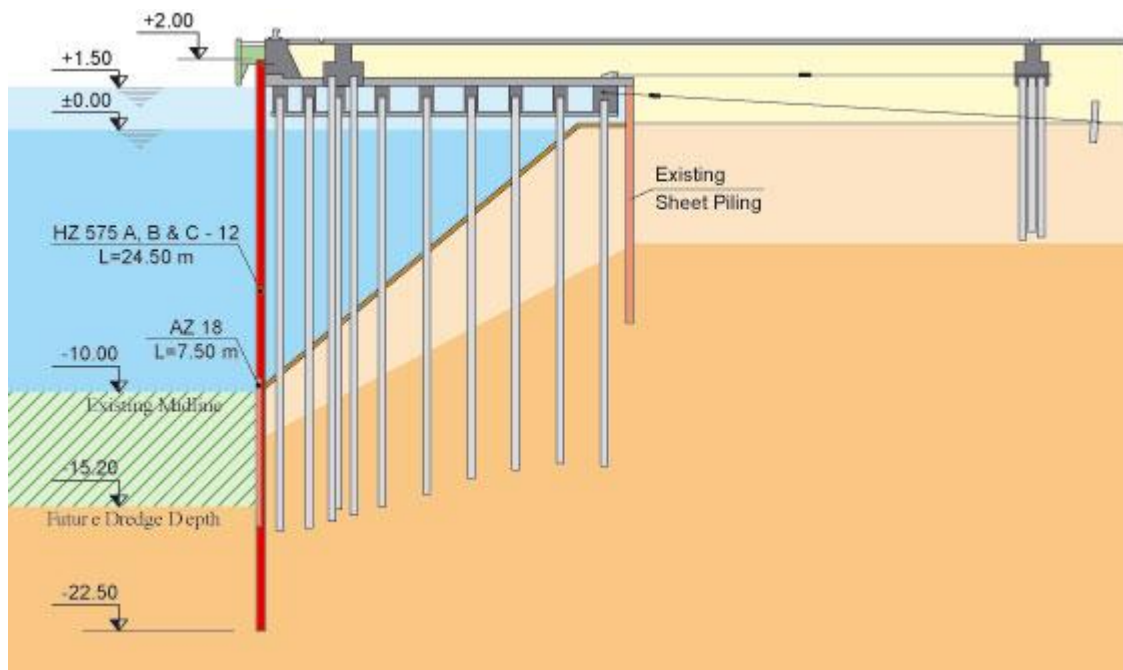


Figure II.10 : Quai sur pieux

II.6 Conclusion partielle

Dans ce chapitre, consacré aux généralités sur le milieu marin et les ouvrages portuaires, on a vu l'importance de la détermination des niveaux maximaux de la mer afin de fixer la cote d'arase et pour prévoir tous les risques de submersion des ouvrages, comme on a aussi montré les différents types d'ouvrages portuaires et les éléments qui les constituent, ces ouvrages sont classés en plusieurs types suivant leurs conditions de mise en œuvre et de possibilité d'exécution. Certains sont fondés en surface en fonction des conditions géotechniques du site et d'autres en profondeur.

PRESENTATION DU PROJET ET COLLECTE DES DONNEES



III.1 Introduction

Dans ce présent chapitre nous allons présenter le projet de l'extension du terminal à conteneur du port d'Oran ainsi que l'importance de sa situation géographique qui est considérée comme stratégique et nous allons aussi aborder toutes les données de bases nécessaires à l'étude de notre projet.

III.2 PRESENTATION DU PROJET

III.2.1 Situation géographique du port d'Oran

Le port d'Oran s'ouvre sur la rive sud de la méditerranée occidentale. Il est situé :

- A environ 400 km à l'ouest de la capitale Alger ;
- A moins de 200 km des rivages ibériques ;
- A proximité des lignes maritimes est-ouest traversant la méditerranée ;
- A proximité des lignes maritimes nord-sud.

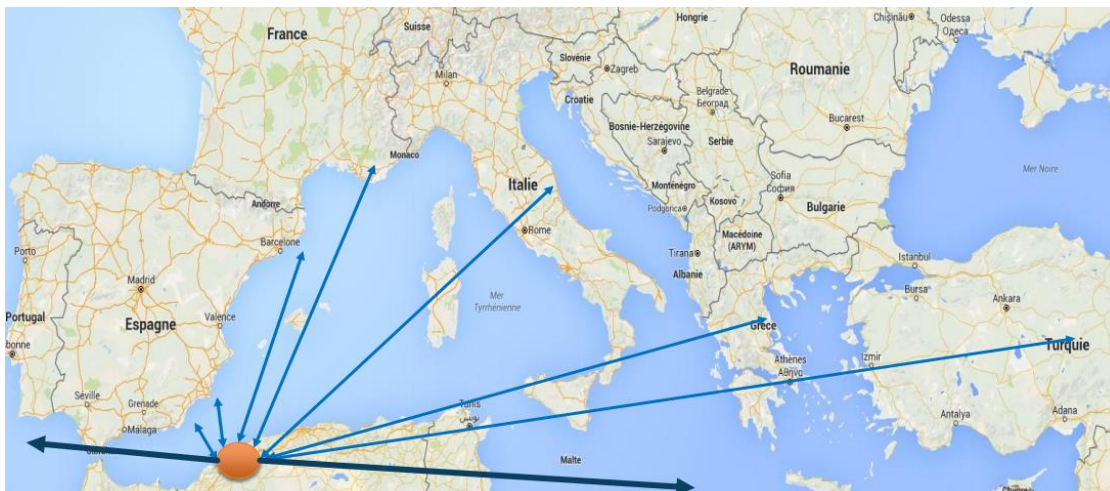


Figure III.1 Situation géographique du port d'Oran

III.2.2 Description générale du port

Le port d'Oran s'étend sur environ 72 ha de terres pleins et 122 ha de plan d'eau. Il comporte :

- 16 quais.
- 23 postes à quai.
- Une longueur de quai allant de 150m à 400m.
- Un tirant d'eau variant de 7m50 à 12m.

Le trafic passager représente plus de 300 000 voyageurs. 6 millions de tonnes de marchandises transitent par le port d'Oran (vrac, notamment les céréales et les conteneurs).

III.2.3 Histoire du port d'Oran

La création du port d'Oran est relativement moderne, sa construction commença par des travaux entrepris par les espagnols à la veille de leur départ définitif d'Oran en 1792.

À l'arrivée des Français en 1831, tout était à refaire pour doter une ville naturellement appelée à redevenir, comme au temps des Zianides, la porte d'entrée de l'Algérie occidentale.

Les premiers travaux d'envergure ont commencé en 1848 avec la construction d'un petit port de débarquement. Deux petites jetées furent construites de 1848 à 1860, elles limitaient un plan d'eau de 4 ha.

En 1860 : projet de construction d'un bassin de 24 ha où les travaux ont duré 32 ans. Au cours de cette période, de violentes tempêtes ont ruiné partiellement la jetée causant de longs retards à l'achèvement des ouvrages et des difficultés financières.

En 1905 : prolongement de la jetée du large sur 1282m et construction d'un quai de rive de 420m. Ces travaux furent achevés en 1915.

En 1924 : agrandissement du port vers l'est par création d'un nouvel avant-port. Les travaux durèrent 13ans.

III.2.4 Description du projet

Le projet à étudier est l'extension du quai du terminal à conteneurs du port d'Oran sur un linéaire total de près de 640 m. Ce projet a une dimension stratégique car il fait face au volume constamment grandissant des marchandises transporté par conteneurs.

Le site du projet 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. Au fond un terre-plein d'une largeur de 50 m est adossé à une falaise surplombant le bassin de Skikda.

Après démolition de l'ancien quai, le nouveau terre-plein de 23,4 ha dont 16,5 ha gagné sur la mer disposera d'une capacité d'entreposage de 500 000 conteneurs par an avec reconstruction d'un nouveau quai pour recevoir des navires porte-conteneurs d'une capacité de 4000 à 6000 EVP.



Figure III.2 Situation du projet

III.3 Recueil de données

III.3.1 Météorologie et précipitations

La zone du projet représente un climat typiquement méditerranéen. La température moyenne annuelle étant de $9\sim 23^{\circ}\text{C}$, il fait le plus chaud au mois d'août avec une température moyenne de 25.2°C et le plus froid au mois de janvier avec une température moyenne de 12.2°C . Les précipitations moyennes sont de 25 mm en saison sèche, du mois de juin à septembre, de 161 mm en saison pluvieuse du mois de novembre au mois de mars.

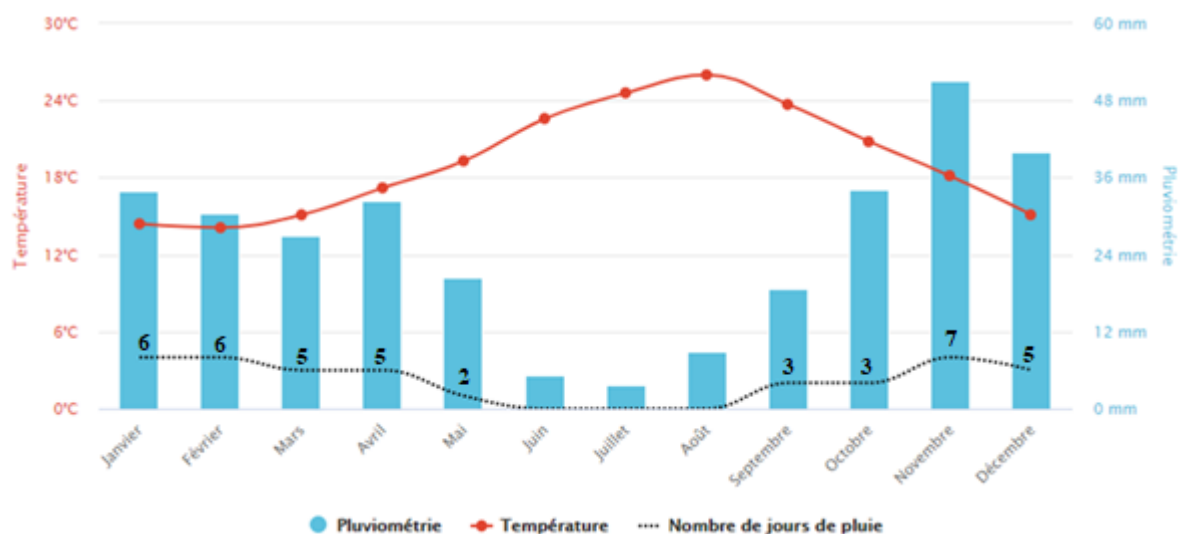


Figure III.3. Diagramme des températures et des précipitations

III.3.2 Les vents

Les données de vents sont reprises à partir des statistiques de l'US Naval Weather Services Command intitulé Summary of Synoptic Meteorological Observations (SSMO/zone 4-Oran) pour la période de 1914 à 1970 et durant laquelle 24905 relevés de vents ont été effectués. L'analyse des données montre que les vents dominants sont ceux provenant des secteurs ENE et WSW. La fréquence d'apparition par direction, toutes vitesses confondues sont réparties comme suit :

Tableau III.1 Fréquences des vents au large

Directions	N	NE	E	SE	S	SW	WNW	NW	Var	Calme	Total
Fréquence (%)	7	24.2	12.6	2.4	4.5	21.6	16.4	4.4	0.3	6.4	100

Il ressort de l'analyse de ces données deux périodes distinctes :

- Une période hivernale où le secteur W à NW est caractérisé par des vents fréquents et quelquefois forts et qui sont régulièrement répartis entre le premier et le quatrième trimestre de l'année.
- Une période estivale, où le secteur E à NE est caractérisé par des vents très fréquents et forts pendant le deuxième et troisième trimestre de l'année avec des périodes de pointes pendant le troisième trimestre.

III.3.3 Sismicité du site

Le territoire algérien est divisé en 5 zones de sismicité. La carte ci-dessous représente les zones sismiques de l'Algérie

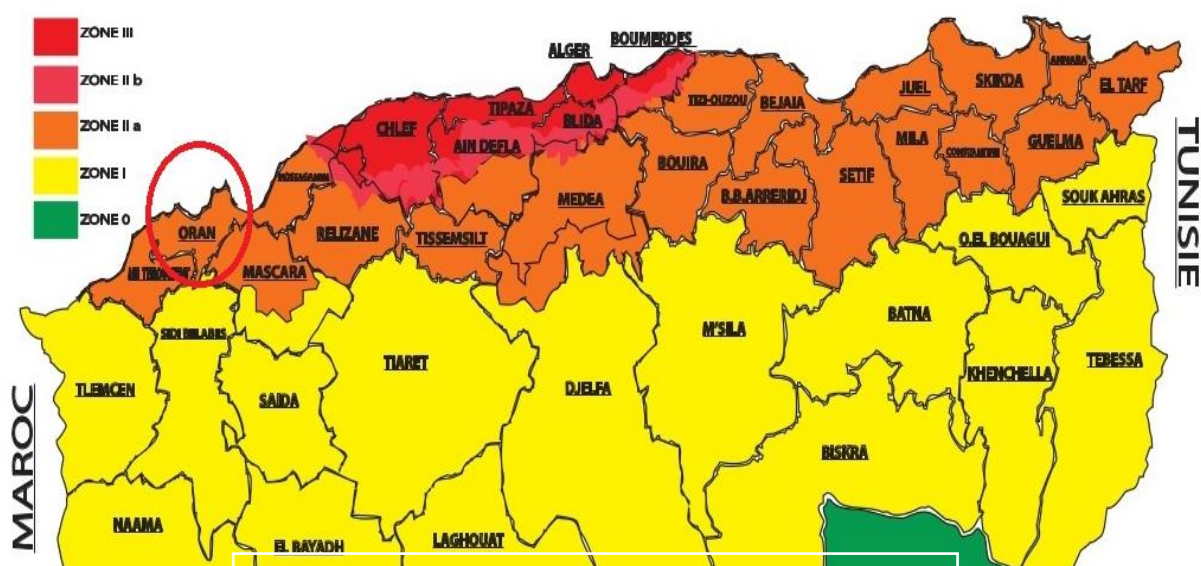


Figure III.4. La carte de zonage sismique de l'Algérie

Le projet de l'extension du terminal à conteneurs d'Oran est situé dans zone (II-a) du groupe 1B de la (source : RPA99/2003).

III.3.4 Lithologie

D'après la carte géologique d'Algérie du nord la feuille N.I.30-NE d'Oran établie à l'échelle de 1:500000, la zone du projet est essentiellement composée de vase de Quaternaire, de sable gros argileux, de grès et de la marne du Miocène. (Pour plus de détails voir Annexe A.1).

III.3.5 Reconnaissance géotechniques

Les données géotechniques qui concernent la nature du sol, du fond marin et du sous-sol, sont très importantes. Les sols du projet ont été reconnus par deux types d'essais :

III.3.5.1 Essais in-situ

Quarante-et-un (41) sondages carottés ont été réalisés dans le but de connaître la nature lithologique des différentes couches constituant le sous-sol, les coupes de ces sondages ont mis en évidence la succession des couches suivantes :

- 1- Remblai artificiel: le composant principal est le sable gros, homogène, y compris les blocs les cailloux, le gravier, les coquilles...etc, meuble- moyennement dense.
- 2- Vase : le composant principal est le sable fin organique, noir, relativement homogène, y compris une grande quantité des sols argileux, contenant des coquilles et des déchets lâches (ordures), liquide.
- 3- Sable gros argileux: blanc- grisâtre, relativement homogène, mal gradué, moyennement dense à dense, saturé, la composition contenant des argiles, avec des petites quantités des coquilles.
- 4- Grès calcaire fortement altéré: blanc- jaunâtre, texture argileuse, cémentation calcaire, les carottes sont sous forme de colonne courte, le corps de roche est complet, relativement dur.
- 5- Marne sableuse altérée fortement : vert- jaunâtre, texture argileuse, contenant une petite quantité de sable, les carottes sont sous forme de colonne, tendre.
- 6- Marne sableuse moyennement altérée : vert- jaunâtre, texture argileuse, contenant une petite quantité de sable, les carottes sont sous forme de colonne longue. Les roches sont fraises, tendre.

Le socle du sous-sol marin consiste en une marne grise du Miocène, dont l'épaisseur n'est pas connue.

III.3.5.2 Essais de laboratoire

Les échantillons prélevés ont subi des essais physico-mécaniques au laboratoire.

Toutefois, les essais ont pu être réalisés selon les normes suivantes :

➤ Essais physiques

- Masse volumique des particules solides des sols NF P 94-054.
- Teneur en eau (humidité) NF P 94-050
- Granulométrie NF P 94-057
- Sédimentométrie NF P 94-056
- Limites d'Atterberg NF P 94-051

➤ Essais chimiques

- Teneur en matière organique de la norme NF P 94-055
- Teneur en carbonate de calcium NF P94-048

➤ Essais mécaniques

- Essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrande NF P 94-071-1
- Essais Triaxial NFP94-074
- Essai à l'oedomètre NF P94-090-1
- Essai de gonflement à l'oedomètre NF P94-091
- Essai de la charge ponctuelle de roche D 5731-02

Les essais mécaniques en laboratoire, indiquent une marne surconsolidée, les pressions de consolidation se rangent entre 25 et 70 t/m².

Les essais de cisaillement donnent pour la cohésion des valeurs de 0.40 – 2 kg/cm² et des angles de frottement compris entre 28 à 45 degré.

III.3.6 Données hydrographiques et océanographiques

III.3.6.1 La houle

Selon les observations du S.S.M.O (Summary of Synoptic Meteorological Observations), les houles de direction NE, SW et W sont prédominant avec respectivement 25.2%, 19.4% et 12.4%. Aussi, la fréquence d'apparition des houles d'amplitude supérieure à 4 m est de 0.1% et l'état calme sur l'année représente 14.5% des observations.

III.3.6.2 Données bathymétriques

La bathymétrie utilisée est celle effectuée par le LEM (laboratoire d'études maritimes) en juin 2004 dans le cadre de diagnostic générale de l'état des infrastructures portuaires. Au niveau de l'extension, les profondeurs varient entre -1 et -16m et à l'avant-port, de -16 à -25m. La référence du levé est le zéro hydrographique.

III.3.6.3 Données des houles au large

Pour déterminer les caractéristiques de la houle au large, le laboratoire d'hydraulique de Delft (D.H.L) avait fait une analyse détaillée des données résultant des observations de bateaux KNMI pour la période 1961-1980 et les résultats de cette analyse sont résumés comme suit :

Tableau III.2 Caractéristiques de la houle au large

Période de retour T (ans)	5	10	25	50
Hauteur significative H_s (m)	6,70	7,40	8,40	9,10

D'autres observations issues de navires obtenues par Météo-France sur la période 1973-2003 a été réalisé. Les valeurs retenues pour les calculs de propagation de la houle du large à la cote sont données dans le tableau ci-après :

Tableau III. 3 Caractéristiques de la houle pluriannuelle au large

Période de retour T (ans)	Hauteur significative H_s (m)			
	Nord 280°	Nord 330°	Nord 360°	Nord 30°
2	7.70	4.70	4.20	5.30
5	8.00	6.10	5.30	6.20
10	8.80	7.00	5.90	7.00
20	9.70	8.10	6.70	7.70
50	10.80	9.50	7.70	8.50
100	11.70	10.40	8.40	9.20

III.3.6.4 La marée

Dans la zone méditerranéenne, les changements du niveau d'eau qui ont comme origine la fluctuation des conditions climatologiques masquent ceux causés par la marée.

Tableau III.4 Variation du niveau d'eau suivant le type de marée

Type de marée	Pleine lune	Nouvelle lune
Variation du niveau d'eau	25 à 30 cm	5 à 15 cm

L'amplitude de la marée est au pic au mois de novembre avec environ 35 cm. Les surélévations d'eau peuvent parfois dépasser 60 cm.

III.3.6.5 Niveau d'eau

Le niveau moyen de la mer est estimé à +0.40 m par rapport au zéro hydrographique des cartes marines.

En absence de mesures précises de la variation du niveau de mer lié au surcotes constatées par fort vent d'Ouest, le niveau extrême est estimé à + 0.85 m.

III.4 Description des ouvrages existants

Le terminal à conteneurs actuel a une superficie de 6 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. (plan de masse : Annexe A.2)

a) 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.

b) Quai du Havre : d'une longueur totale de 200 mètres.

De 0 m à 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 12.00 m, la superstructure se compose d'un couronnement en béton arasé à la côte +2.00 m.

De 91 m à 176 m : le tirant d'eau est de 11.00 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.

c) 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.

d) 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

e) **Jetée Tessala** : la traverse du large, située à l'est du port d'Oran a une direction sensiblement perpendiculaire à la cote 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.

III.5 Données relatives au navire de projet

Les dimensions du plus grand navire qui va accoster au quai sont importantes car ils permettent un dimensionnement optimal du quai et réaliser le dragage nécessaire au niveau de l'avant-port en fonction du tirant d'eau du navire.

Tableau III.5 Caractéristiques du navire de projet

Longueur	Largeur	Tirant d'eau	DWT	Déplacement	Diamètre du cercle d'évitage
220 m	32 m	11,50 m	30 000 t	41 500 t	330 m

III.6 Charges et surcharges d'exploitation

- Grue portuaire HMK 170 E ;
- Chariot élévateur dont la capacité de manutention est de 42 t ;
- Portique de 1000 t avec capacité de levage de 40 t ;
- Surcharge d'exploitation de 4 t/m² ;
- Engins de manutention sur terreplein : 25 t/essieu ;

III.7 Conclusion

Nous avons présenté dans ce chapitre, l'ensemble des données naturelles et fonctionnelles de notre ouvrage. Ces données nous aident à faire une meilleure conception de l'ouvrage.

PRESENTATION DES VARIANTES D'ACCOSTAGE ET PROCEDE DE COMPACTAGE DU REMBLAI



IV.1 Introduction

L'objectif de ce chapitre est de déterminer le type d'ouvrage d'accostage le plus économique qui satisfait toutes les contraintes naturelles et mécaniques entamées dans le chapitre précédent. Le choix de type de l'ouvrage repose sur plusieurs critères, tels que :

- Les dimensions de l'ouvrage.
- La nature et l'agressivité du sol.
- La faisabilité technique et économique.
- Les conditions et le mode d'exécution.

IV.2 Présentation des variantes d'accostage

Le niveau du sol qui offre de bonnes caractéristiques se trouve à faible distance de celui du bassin ($\varphi \geq 30^\circ$ ou $c \geq 10 \text{ t/m}^2$) avec $\varphi = 40^\circ$ donc notre ouvrage sera un ouvrage a fondation continue (en caissons, en gabions de palplanches métalliques, en maçonnerie ou en blocs de béton armé).

IV.2.1 Variante 1 : Quai en blocs en béton préfabriqué

IV.2.1.1 Présentation sommaire de la variante

La première variante est un quai en blocs en béton préfabriqué (voir annexe B), fondé à - 15.00 m offrant 13.50 m de tirant d'eau ayant les attributs suivants :

- Superposition de 5 blocs en béton.
- Poutre de couronnement en béton armé coulée sur place qui surmonte les 5 blocs.
- Couche d'assise en enrochement 1-15 Kg qui travaillera comme couche de nivellement afin d'aplanir les variations du niveau du fond.
- Système d'encrage disposé à l'arrière du mur de quai composé de tirants en acier espacé de 3 m relié au terre-plein pour que le mur résiste mieux au glissement et au renversement.
- Epaisseur tout en haut du mur : 3.50 m.
- Epaisseur tout en bas du mur : 8.50 m.

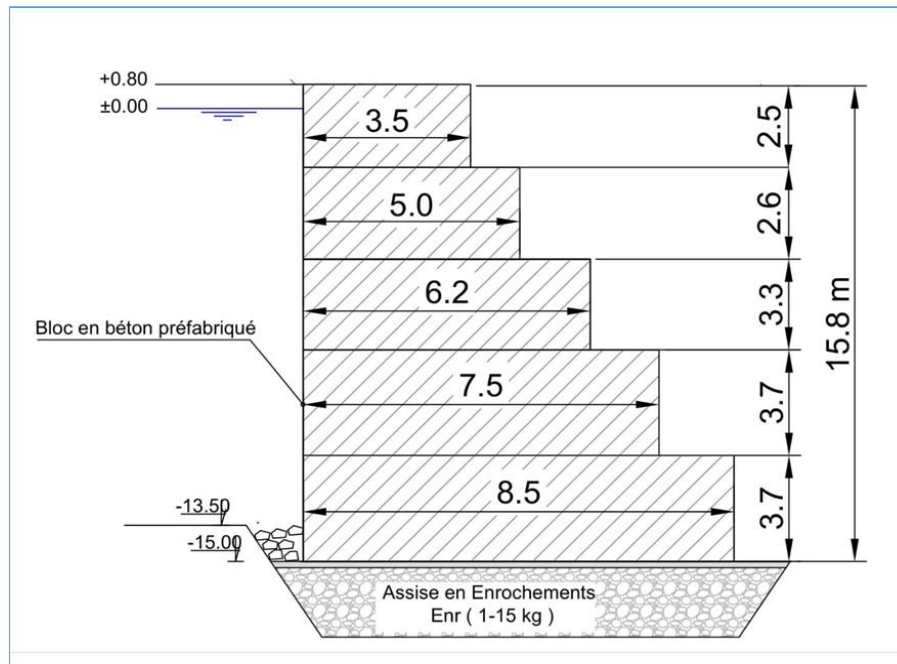


Figure IV.1 coupe transversale de la variante 1 (quai en blocs)

IV.2.1.2 Avantages et inconvénients

IV.2.1.2.1 Avantages

- Augmentation du terre-plein.
- Réalisation facile.
- Moyens utilisés conventionnels.
- Durabilité.

IV.2.1.2.2 Inconvénients

- Sensible aux déformations de l'assise.
- Délai d'exécution important.
- Déconseillé pour des profondeurs > 12 m.

IV.2.2 Variante 2 : Quai en caissons en béton armé préfabriqué

IV.2.2.1 Présentation sommaire de la variante

La deuxième variante est un quai en caissons (voir annexe B) fondé à -15.00 m de forme circulaire qui offre 13.50 m de tirant d'eau ayant les attributs suivants :

- Hauteur du caisson : 15.80 m
- Diamètre intérieur : 14.80 m
- Epaisseur de la paroi : 0.60 m
- Diamètre extérieur : 16.00 m

- Epaisseur de la base du caisson : 0.80 m
- Largeur de la base du caisson : 17.00 m
- Remplissage : sable + TVO (tout venant d'oued)

Nous avons choisi une forme circulaire pour le caisson car cette forme permet de limiter et de simplifier le système d'armatures, les parois circulaires vont être soumises seulement à la traction ou à la compression alors que les parois planes sont soumises à des efforts de flexion.

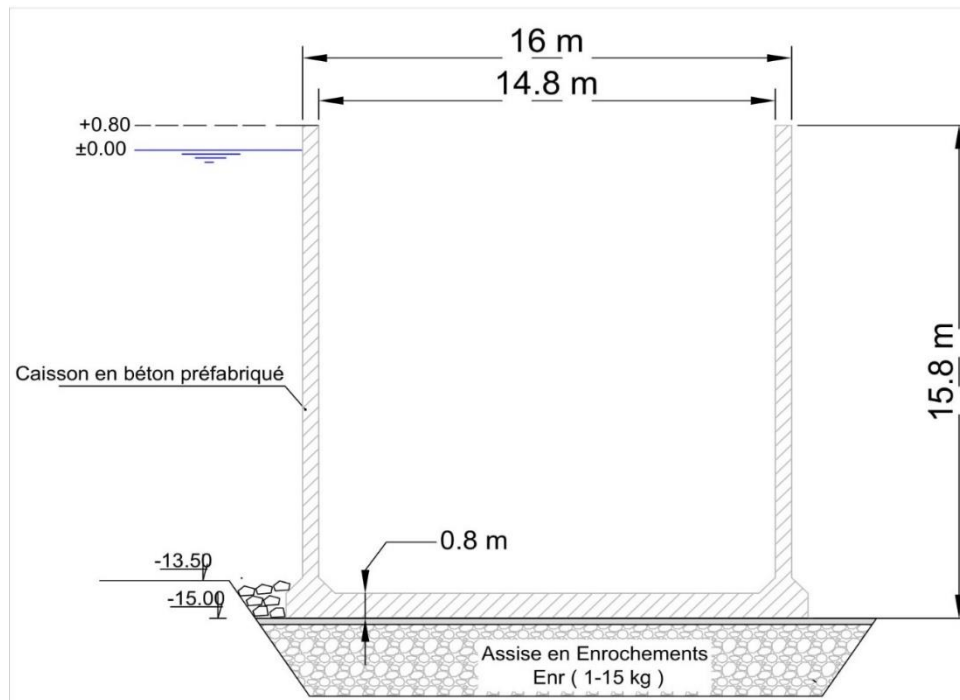


Figure IV.2 coupe transversale de la variante 2 (quai en caisson)

IV.2.1.2 Avantages et inconvénients

IV.2.1.2.1 Avantages

- Réalisation rapide
- Capacité d'absorption de charges importantes
- Utilisé pour des profondeurs > 10 m

IV.2.1.2.2 Inconvénients

- Requiert une main d'œuvre et des moyens spéciaux.
- Tendance à se déplacer vers la mer sous l'effet de poussée du remblai arrière.

IV.3 Analyse des variantes

En s'appuyant sur des critères technico-économiques, nous avons pu faire une comparaison entre les deux variantes de murs de quai. Cette comparaison se base sur la spécificité de chaque type de quai.

Tableau IV.1. Comparaison entre les deux variantes de quai

Critères de comparaison	Variante 1 Quai en blocs de béton	Variante 2 Quai en caissons
Cout de construction		
Réalisation par des moyens nationaux		
Délai de réalisation		
Résistance à de hautes pressions d'eau		
Capacité d'absorption de l'énergie d'accostage		
Facilité de réalisation		
Profondeur exigée		



Aspect positif



Aspect négatif

IV.4 Efforts d'accostage

Un navire approche un quai avec une certaine vitesse qui lui confère une énergie dite énergie cinétique d'accostage normale cinétique E_N . L'accostage s'effectue donc avec un choc qui impose de violents efforts aux ouvrages.

La formule nécessaire pour calculer l'énergie d'accostage normale est la suivante :

$$E_N = 0.5 \times v_B^2 \times M_d \times C_E \times C_s \times C_c \times C_M$$

Avec :

v_B : vitesse d'accostage (m/s),

M_d : Déplacement du navire (t), $M_d = 41500 \text{ t}$;

C_E : Coefficient d'excentricité ;

C_s : Coefficient de souplesse ;

C_c : Coefficient de configuration d'accostage ;

C_M : Coefficient de masse hydrodynamique ;

IV.4.1 Vitesse d'accostage

D'après les données citées dans le chapitre III et le tableau IV. Ci-dessous, la vitesse d'accostage est de **0.2 m/s**

Tableau IV.2 Vitesse d'accostage selon EAU 1996

Condition	Approach	Berthing velocity transverse to berth (m/s)			
		up to 1000 DWT	up to 5000 DWT	up to 10000 DWT	Larger ships
		corresponding to approx. 1500 t 6500 t 13000 t displacement			
Strong wind and heavy sea	difficult	0.75	0.55	0.40	0.30
Strong wind and heavy sea	favourable	0.60	0.45	0.30	0.20
Moderate wind and heavy sea	moderate	0.45	0.35	0.20	0.15
Protected	difficult	0.25	0.20	0.15	0.10
Protected	favourable	0.20	0.15	0.10	0.10

IV.4.2 Coefficient d'excentricité C_E

$$C_E = \frac{K^2 + R^2 \times \cos^2(\gamma)}{K^2 + R^2}$$

K : rayon de giration du navire (m) ;

R : distance entre le point d'impact et le centre de gravité du navire (m) ;

γ : angle du vecteur de vitesse (entre R et v_B) en degrés ;

- Calcul de K :

$$K = L_{BP} \times (0.19 \times C_B + 0.11)$$

L_{BP} : Longueur du navire entre perpendiculaires (m), $L_{BP} = 206 \text{ m}$

C_B : Coefficient de bloc de la coque du navire

$$C_B = \max \left[0.63 ; \frac{M_D}{L_{BP} \times D \times B \times \rho_w} \right]$$

$$\frac{M_D}{L_{BP} \times D \times B \times \rho_w} = \frac{41500}{206 \times 11.5 \times 32 \times 1.03} = 0.531$$

$$C_B = \max[0.63 ; 0.531] = 0.63$$

$$K = 206 \times (0.19 \times 0.63 + 0.11) = 47.32 \text{ m}$$

- Calcul de R :

$$R = \sqrt{\left(\frac{L_{BP}}{2} - X\right)^2 + \left(\frac{B}{2}\right)^2}$$

X : distance entre point d'impact et proue du navire (m)

$$X = \frac{L_{BP}}{4} = \frac{206}{4} = \mathbf{51.5\ m}$$

$$R = \sqrt{\left(\frac{206}{2} - 51.5\right)^2 + \left(\frac{32}{2}\right)^2} = \mathbf{53.93\ m}$$

- Calcul de γ :

$$\alpha = 6^\circ$$

$$\gamma = 90 - \alpha - \sin^{-1}\left(\frac{B}{2R}\right) = \mathbf{66.74^\circ}$$

Donc :

$$C_E = \frac{47.32^2 + 53.93^2 * \cos^2(66.74)}{47.32^2 + 53.93^2} = \mathbf{0.52}$$

IV.4.3 Coefficient de souplesse C_S

$$C_S = \mathbf{1.00}$$

IV.4.4 Coefficient de configuration d'accostage C_C

$$\alpha > 5^\circ \quad \text{donc} \quad C_C = \mathbf{1.00}$$

IV.4.5 Coefficient de masse hydrodynamique C_M

Selon la méthode AIPCN (2002), si $0.1 < \frac{K_C}{D} < 0.5$:

$$C_M = 1.875 - 0.75\left(\frac{K_C}{D}\right)$$

K_C : Dégagement de la quille jusqu'au fond marin (m),

$$K_C = 13.50 - 11.50 = \mathbf{2\ m}$$

$$\frac{K_C}{D} = 0.17$$

$$C_M = 1.875 - 0.75\left(\frac{2}{11.5}\right) = \mathbf{1.74}$$

Finalement l'énergie d'accostage vaut :

$$E_N = 0.5 \times 0.2^2 \times 41500 \times 0.52 \times 1.00 \times 1.00 \times 1.74 = \mathbf{750.984\ kN.m}$$

Pour tenir compte des événements et circonstances à l'origine d'un éventuel dépassement de l'énergie d'accostage normale, un coefficient de sécurité est nécessaire dans les calculs de l'énergie.

$$E_A = E_N \times \eta$$

E_A : Énergie cinétique d'accostage anormale

η : coefficient de sécurité

Tableau IV.3 Valeurs des coefficients de sécurité en fonction de la classe du navire

CLASSE DE NAVIRE	LE PLUS GRAND	LE PLUS PETIT	COMMENTAIRES ET INTERPRÉTATIONS	
Tankers	1.25 ^A	1.75 ^B	A: Suezmax et plus	B: Handymax et moins
Vraquiers	1.25 ^A	1.75 ^B	A: Capesize et plus	B: Handymax et moins
Gaziers	1.50–2.00		Aucune directive AIPCN. Sécurité essentielle donc un coefficient de sécurité important est exigé.	
Porte-conteneurs	1.50 ^A	2.00 ^B	A: Post-Panamax et plus	B: Panamax et moins
Cargos, navires de charge	1.75		Utiliser des coefficients et vitesses plus élevés si les remorqueurs ne sont pas disponibles.	
RoRo et Ferries	≥ 2.00		Des coefficients de sécurité élevés peuvent s'avérer nécessaires sur les structures d'accostage les plus exposés.	
Transporteurs de voitures	2.00		Aucune directive AIPCN. Une zone de grand vent peut rendre l'accostage difficile.	
Navires de croisière	2.00		Aucune directive AIPCN. Une zone de grand vent peut rendre l'accostage difficile.	
Ferries grande vitesse	≥ 2.00		Aucune directive AIPCN. Les navires sont peu maniables à faible vitesse.	
Remorqueurs, bateaux de servitude	2.00		Toutes formes et toutes tailles. Nombreuses inconnues.	

Sauf indication contraire, les valeurs suggérées sont tirées de l'AIPCN 2002 (Tableau 4.2.5).

- Pour un porte-conteneurs de largeur inférieur à 32.3 m, le coefficient de sécurité η est de 2.00

$$E_A = 750.984 \times 2 = \mathbf{1501.968 \text{ kN.m}}$$

IV.5 Choix du type de défenses

Les défenses servent de protection et absorbent les énergies d'accostage aux postes à quai. Elles sont en caoutchouc pouvant résister à l'eau de mer, à l'huile et au vieillissement.

D'après l'énergie cinétique calculée, la défense cellulaire en caoutchouc de type TD-A1700 est convenable. L'énergie absorbée et la réaction sont mentionnées dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.4 performances techniques de la défense

Type de défense	Energie absorbée E (kN.m)	Force de réaction R (kN)
TD-A1700	1586	2121

- $H = 1.7 \text{ m}$;
- $\varnothing A = 2.1 \text{ m}$;
- $\varnothing B = 1.9 \text{ m}$;
- poids : 3.7 t ;

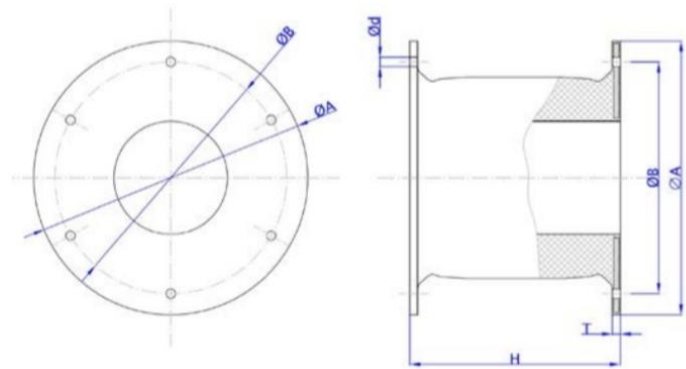


Figure IV.3 Défense TD-A1700

- **Distance entre les défenses**

Selon la norme BS6349 on a : $S \leq 0.15 L$

S : espacement entre les défenses (m)

L : longueur du navire

On aura $S \leq 33 \text{ m}$, on opte pour un espacement de **20 m**.

IV.6 Choix du procédé de compactage des remblais

Le compactage vise à améliorer les caractéristiques physico-chimiques des remblais. Les résultats recherchés par les travaux de compactage sont l'amélioration de la portance du sol qui soutiendra les conteneurs et éliminer le risque de liquéfaction qui est un risque majeur pour la diminution de la portance du sol.

Plusieurs techniques de compactage ont été développée par les ingénieurs géotechniciens et plusieurs paramètres entre dans le choix d'une technique : la granulométrie du remblai, la surface totale à compacter, la possibilité de liquéfaction et de tassement du remblai, le budget mis pour le traitement du remblai. Voir Figure IV.4

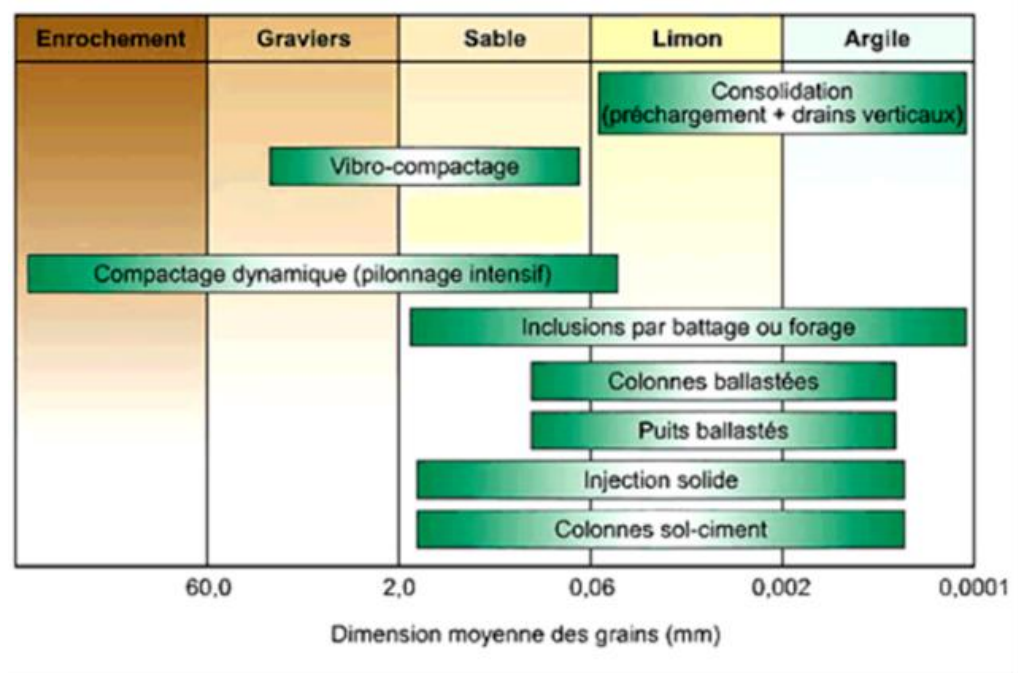


Figure IV.4 Méthode de compactage selon type du sol

Le remblai à compacter est constitué de sable de consistance lâche, de graves de dimensions entre 2 et 5 mm et de cailloux de 30 à 50 mm. La technique la plus adéquate pour le compactage de notre remblai est le pilonnage intensif. Cette technique permet de densifier les sols à grande profondeur et est particulièrement adapté pour les plates-formes portuaires

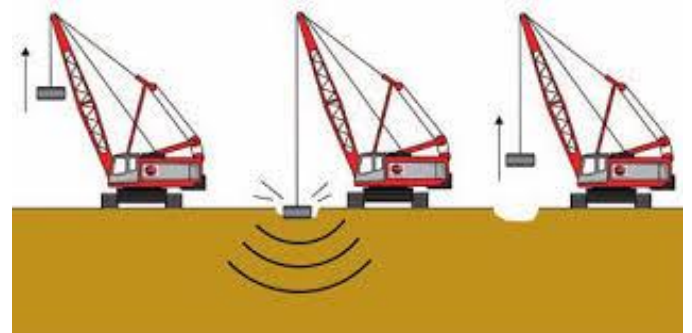


Figure IV.5 pilonnage intensif

Le principe consiste à laisser tomber une masse d'une dizaine de tonnes de section de 4 à 6 m² toutes les 30 secondes d'une hauteur de 15 à 35 m, le nombre de passes (phases) successives est de 8 séparées par un intervalle de 3 à 5 jours. Sous les premiers chocs le sol, se tasse immédiatement. On arrête quand le tassement devient faible. (Figure IV.5)

Les effets principaux du pilonnage sont la réduction de l'indice des vides et liquéfaction du sol. Cette liquéfaction durant le compactage va réduire le potentiel de liquéfaction dans le futur durant le chargement du terre-plein par les conteneurs et les surcharges induites par l'exploitation de ce dernier.

Comme le remblai est d'une grande profondeur (> 12 m), on utilisera des énergies de compactage de 900 t.m, masse du pilon : 30 t, hauteur de chute : 30 m, grue : 150 t, espacement entre les impacts : 8 m.

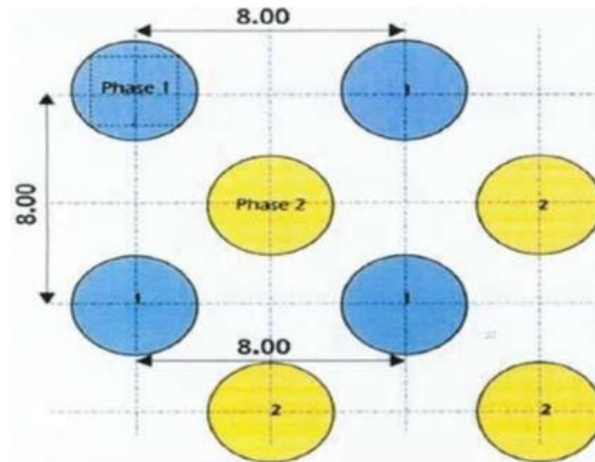


Figure IV.6 Les phases de compactage

Une relation entre la hauteur de chute et la masse du pilon est disponible pour déterminer la profondeur d'efficacité du compactage :

$$D = \frac{1}{2} \sqrt{W \cdot h} = \frac{1}{2} \sqrt{30 \cdot 30} = 15 \text{ m}$$

h : hauteur de chute de la masse (m)

W : masse du pilon (t)

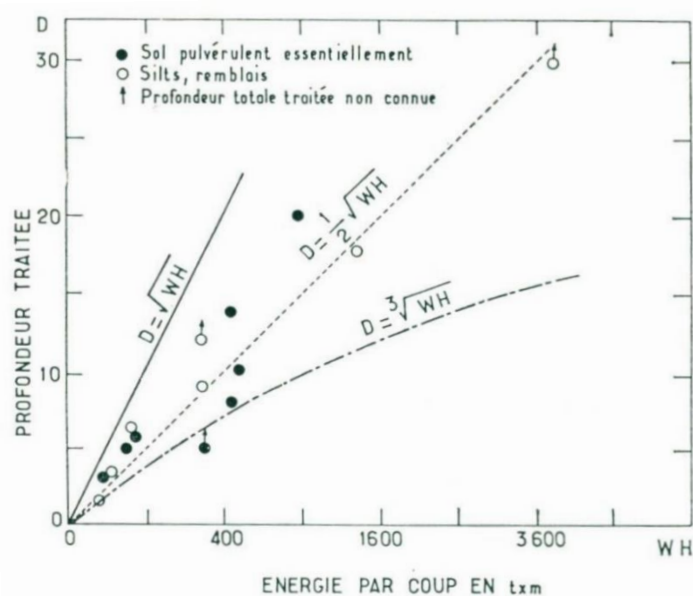
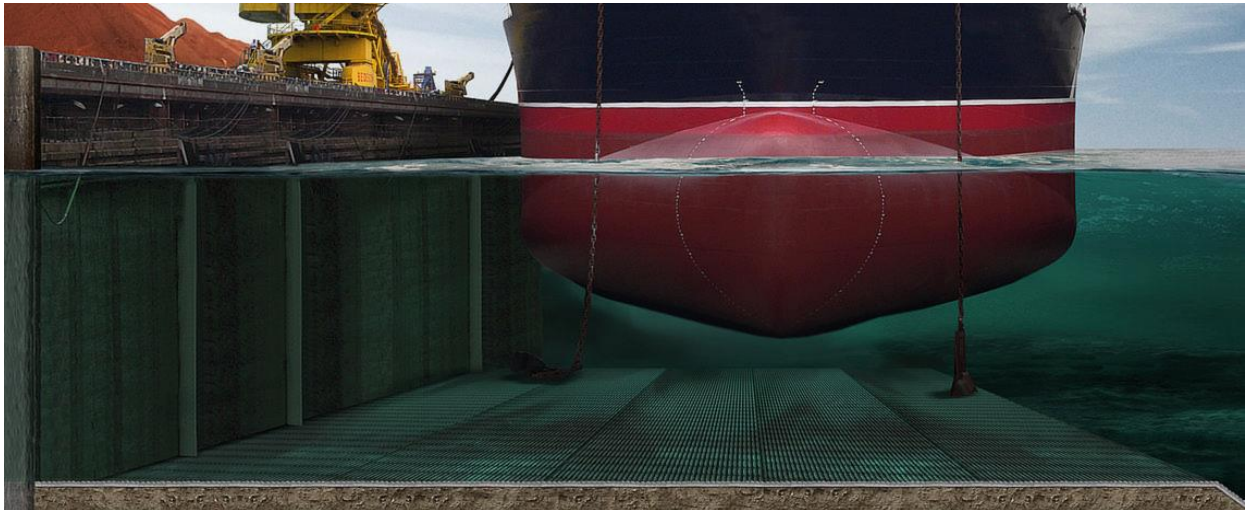


Figure IV.7 Relation entre énergie de compactage et profondeur traitée d'après J.K Mitchell

IV.7 Conclusion

L'analyse des deux variantes selon les critères technico-économiques, le coût et la main d'œuvre confirme que le quai en caissons circulaires est le meilleur choix, donc une étude approfondie et plus détaillée sera faite dans la suite de ce mémoire.

CALCUL DE LA STABILITE EXTERNE DU QUAI



V.1 Introduction

Ce présent chapitre traitera sur le calcul de la stabilité du quai en tenant compte de toutes les sollicitations agissantes sur ce dernier (charges permanentes et charges d'exploitation), et Vérifier la stabilité au glissement, renversement et au poinçonnement et cela pour les deux cas statique et dynamique.

V.2 Caractéristiques des matériaux

V.2.1 Béton

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression a l'âge de 28 jours dite valeur caractéristique requise, le tableau ci-dessous récapitule les différentes caractéristiques du béton tel que la loi utilisée pour déterminer la résistance à la traction ftj est :

$$ftj = 0.6 + 0.06 \times fcj \quad (V.1)$$

Et le module de déformation longitudinale pour le béton Ei est défini par les règles B.A.E.L suivantes :

$$Eij = 11000 \times \sqrt[3]{fc28} \quad (V.2)$$

$$Eij = 3700 \times \sqrt[3]{fc28} \quad (V.3)$$

Tel que l'équation (V.2) est le module de déformation instantanée du béton et l'équation (V.3) représente le module de déformation sous chargement de longue durée.

Tableau V.1. Caractéristiques mécaniques du béton.

Le poids volumique du béton armé $\rho_{\text{béton}}$	25kN/m ³	
Le poids volumique déjaugé $\rho'_{\text{béton}}$	15kN/m ³	
Résistance en compression $fc28$	30MPa	
Résistance à la traction $ft28$	2.4 MPa	
Module de déformation E	Instantanée	34179.5 MPa
	Longue durée	11496.8 MPa

V.2.2 Données physiques et géotechniques des sols

Tableau V.2 : caractéristiques physique et géotechnique des sols

Matériaux	Poids volumique (kN/m ³)	Poids volumique déjaugé (kN/m ³)	Angle de frottement interne ϕ (en degré °)	Cohésion C (kN/m ²)
Remblai à l'arrière du mur (TVC)	17	10.50	32	0
Remblai dans les évidements (TVC)	17	10.50	32	0
Sol de fondation	/	11	40	0
Sable (remplissage)	18	10	37	0
Assise en enrochements (1-15 kg)	/	11	38	0

V.2.3 Armatures

Tableau V.3 : caractéristiques d'acier

Type	Limite d'élasticité f_e (MPa)	Contrainte de rupture f_r (MPa)	Allongement à la rupture (%)
Barres HA type 1 FeE400	400	480	1.175
Barres lisses FeE24	235	410	1

V.3 Eléments structurels du caisson

V.3.1 Le radier

Dalle en béton armé sur lequel est encastré le voile, il repose sur une assise en enrochement. Il est conçu pour supporter les charges descendantes et assurer leurs transmissions au sol de fondation. (voir annexe C.1)

V.3.2 Le voile

Mur en béton armé sur lequel se trouve la poutre de couronnement, son rôle est de résister aux efforts générés par les remblais qui se trouvent à l'intérieur et à l'extérieur du caisson et aussi résister aux différents efforts comme celui de l'amarrage du navire.

Le voile est de forme circulaire d'une épaisseur de 0.6 m.

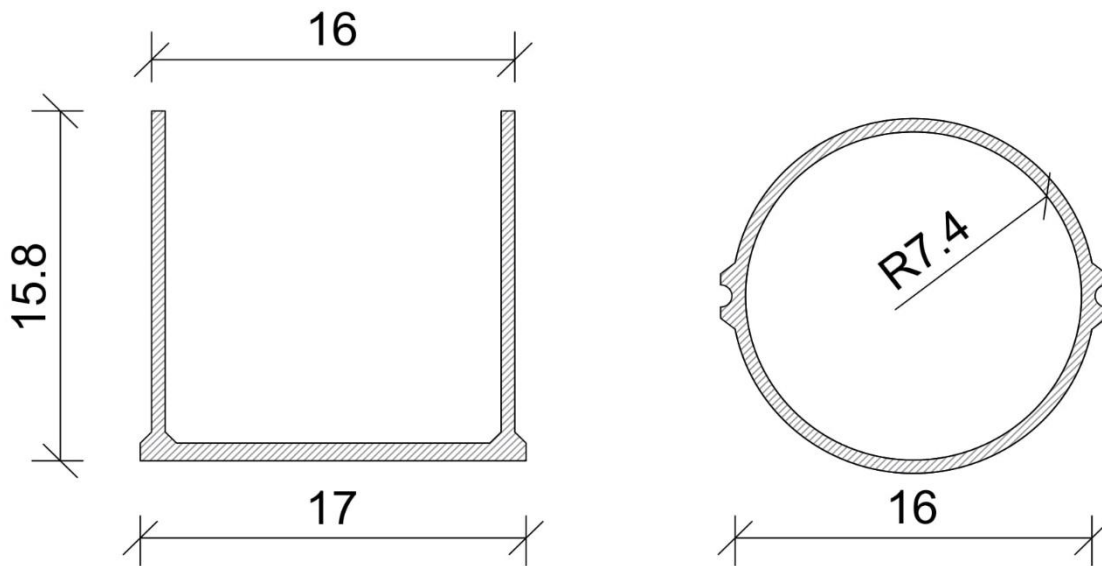


Figure V.1 Géométrie du caisson

V.3.3 La poutre de couronnement

Elle permet aux engins de manutention de circuler le long du quai et aussi sert d'appui pour les défenses d'accostage.

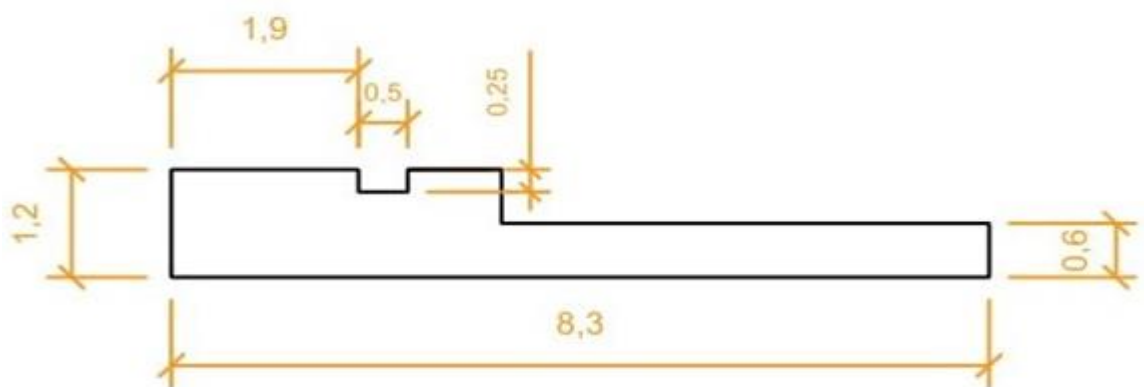


Figure V.2 Poutre de couronnement

V.3.4 Clé de jonction

Sert à joindre les caissons entre eux.

Le vide entre 2 clés de jonction de 2 caissons différent sera rempli de béton coulé sous l'eau afin de retenir les matériaux qui constituent les terre-pleins.

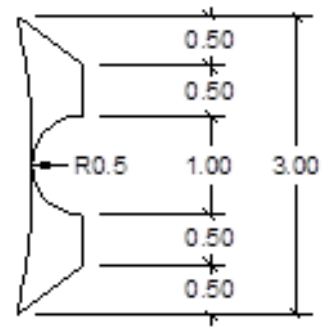


Figure V.3 clé de jonction

V.4 Définition des actions agissantes sur le quai

V.4.1 Actions permanentes G

- Poids propre (caisson + poutre de couronnement).
- Poussée des terres derrière le quai.
- Pression hydrostatique du marnage.
- Pression hydrodynamique.

V.4.2 Actions variables Q

- Surcharge uniforme $q = 4 \text{ t/m}^2$.
- Effort d'amarrage.

V.4.3 séisme

- Accélération horizontale $K_h = 0.20$
- Accélération verticale $K_v = \pm 0.3 K_h = \pm 0.06$

Tableau V.4 : Coefficient d'accélération de zone (RPOA, 2003)

Group	I	IIa	IIb	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

- **Distance de l'écran fictif par rapport au centre du caisson**

Pour le calcul des poussées, on suppose que celle-ci s'exerce sur un écran fictif plan et vertical qui passe par le centre de gravité de la couronne arrière du caisson.

Cette distance est défini par d_0 et on la calcule a partir du théoreme de Guldin

$$d_0 = \frac{4(R^3 - r^3) \sin(\frac{\alpha}{2})}{3(R^2 - r^2) \alpha_{rad}} \quad (V.4)$$

Avec :

R : rayon de la paroi extérieure du caisson

r : rayon de la paroi intérieure du caisson

α : angle au centre du secteur de la couronne

$$\alpha = \sin^{-1} \frac{1.66}{8} = 11.976^\circ$$

On aura $d_0 = 5.97m$

Largeur de l'écran fictif :

$$l_0 = 2\sqrt{R^2 - d_0^2} \quad (V.5)$$

$$l_0 = 10.65 m.$$

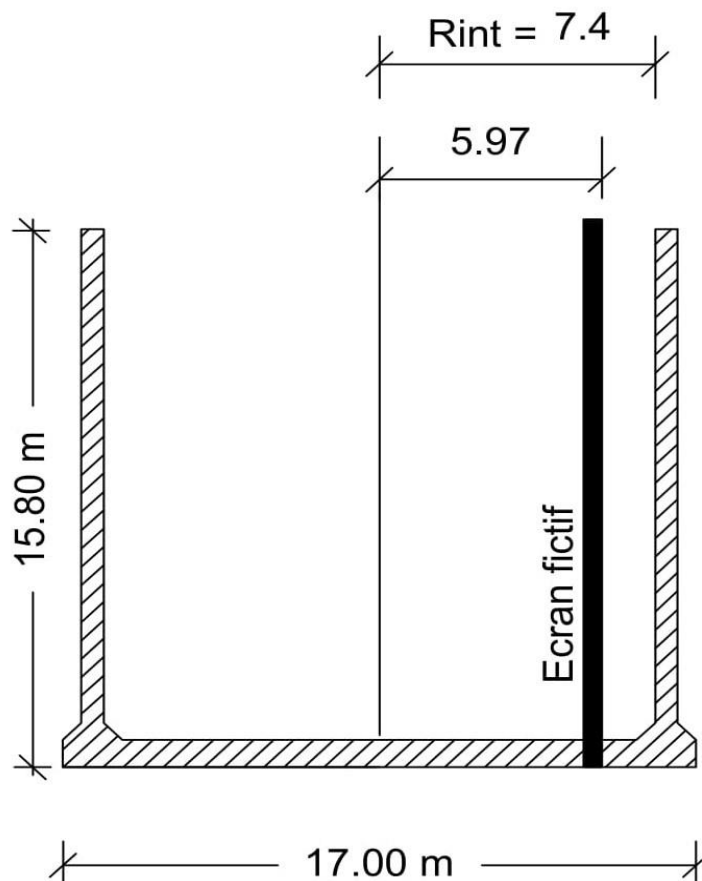


Figure V.4 Position de l'écran fictif par rapport au centre du caisson

V.5 Détermination des efforts agissant sur le mur de quai

- Convention de signes :

	Signe positif +	Signe négatif -
Force verticales		
Force horizontales		
Moments	Moment stabilisant 	Moment de renversement 

Figure V.5 convention de signes

V.5.1 Poids propre des différents ouvrages

V.5.1.1 Caisson

Les sections ont été calculées à l'aide du logiciel *AutoCAD 2013*

Tableau V.5 Valeurs du poids propre et moments stabilisants dans le caisson

Elément	Formule	V (m ³)	P_v (kN/caisson)	d_v (m)	d_h (m)	Moment stabilisant (kN.m)
Radier	233.875×0.8	187.100	2806.500	0.4	8.5	23855.250
Voile émergé	$9.24 \times 0.8 \times \pi$	23.223	580.566	15.4	8.5	4934.811
Voile immergé	$9.24 \times 14.2 \times \pi$	412.202	6183.030	7.9	8.5	52555.755
Clé émergé	1.901×0.8	1.521	38.020	15.4	8.5	323.170
Clé immergé	1.901×14.2	26.994	404.913	7.9	8.5	3411.761
$\sum$ Total		662.540	10013.029			85110.747

Bras de levier horizontal global :

$$d_{h(lob)} = \frac{\sum M_{stab}}{\sum P_v} = \frac{85110.747}{10013.029} = 8.5 \text{ m} \quad (\text{V.6})$$

V.5.1.2 Poutre de couronnement

Tableau V.6 Valeurs du poids propre et moments stabilisants dans la poutre de couronnement

Elément	Formule	V (m ³)	P _v (kN/poutre)	d _v (m)	d _h (m)	Moment stabilisant (kN.m)
PC 1	$8.3 \times 1.2 \times 17$	169.320	4233.000	16.40	3.85	16297.050
PC 2	$-0.25 \times 0.5 \times 17$	-2.1250	-53.125	16.88	1.85	-98.281
PC 3	$-0.6 \times 4.95 \times 17$	-50.49	-1262.250	16.70	5.53	-6973.931
$\sum$ Total		116.705	2917.625			9224.838

Bras de levier horizontal global : $d_{h(glob)} = \frac{\sum M_{stab}}{\sum P_v} = 3.16 \text{ m}$

V.5.1.3 Remplissage des caissons

Tableau V.7 Valeurs du poids propre et moments stabilisants dans le remplissage

Elément	Formule	V (m ³)	P _v (kN/caisson)	d _v (m)	d _h (m)	Moment stabilisant (kN.m)
émergé	$7.4^2 \times 0.8 \times \pi$	137.627	2477.286	15.4	8.5	21056.931
immergé	$7.4^2 \times 14.2 \times \pi$	2442.877	24428.770	7.9	8.5	207644.545
$\sum$ Total		2580.504	26906.056			228701.476

Bras de levier horizontal global :

$$d_{h(glob)} = \frac{\sum M_{stab}}{\sum P_v} = 8.5 \text{ m}$$

V.5.1.4 Terres au-dessus du caisson

- Volume des terres :

$$V = 5.97 \times 1.2 \times 10.65 = 76.297 \text{ m}^3.$$

- Poids des terres :

$$P = \rho \times V$$

$$P = 76.297 \times 17 = 1297.042 \text{ kN/caisson.}$$

- Bras de levier :

Bras de levier vertical : $d_v = 16.4 \text{ m.}$

Bras de levier horizontale: $d_h = 10.78 \text{ m.}$

- Moment stabilisant :

$$M_{stab} = P \times d_h$$

$$M_{stab} = 13982.113 \text{ kN.m}$$

- **Récapitulatif des poids propres et moments calculés pour un seul caisson**

Tableau V.8 Récapitulation des poids propre et des moments d'un caisson seul

<i>Elément</i>	<i>V (m³)</i>	<i>P_v (kN/caisson)</i>	<i>d_h (m)</i>	<i>Moment stabilisant (kN.m)</i>
<i>Caisson</i>	662.540	10013.029	8.500	85110.747
<i>Ballast</i>	2580.504	26906.056	8.500	228701.476
<i>Poutre de couronnement</i>	116.705	2917.625	3.162	9224.838
<i>Terres au-dessus du caisson</i>	76.297	1297.042	10.780	13982.113
$\sum$ <i>Total</i>	3436.046	41306,252	/	337019.174

V.5.2 Calcul des poussées

V.5.2.1 Détermination des coefficients de poussée

Pour déterminer les poussées agissantes sur le mur, un calcul des coefficients de poussées K_a est nécessaire et cela se fait avec la méthode de MONONOBÉ-OKABE

V.5.2.1.1 Pour le cas statique

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

Avec :

K_a : Coefficient de poussée ;

φ : Angle de frottement interne ;

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

Pour un frottement sol-mur : $\delta = \frac{2\varphi}{3}$;

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

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

β : Angle que fait le terre-plein avec l'horizontale ;

- **Le coefficient de poussée dans le cas d'un frottement sol/mur**

$\varphi = 32^\circ$; $\delta = 21.33^\circ$; $\beta = \lambda = 0$

$$K_a = \frac{\cos^2(32-0)}{\cos(21.33+0)} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(32+21.33) \sin(32-0)}{\cos(21.33+0) \cos(0-0)}} \right]^{-2}$$

$$K_a = 0.275$$

- **Le coefficient de poussée dans le cas d'un frottement sol/sol**

$\varphi = 32^\circ$; $\delta = 32^\circ$; $\beta = \lambda = 0$

$$K_a = \frac{\cos^2(32-0)}{\cos(32+0)} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(32+32) \sin(32-0)}{\cos(32+0) \cos(0-0)}} \right]^{-2}$$

$$K_a = 0.277$$

V.6.2.1.2 Pour le cas dynamique

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \lambda - \theta)}{\cos(\theta) \cos(\delta + \lambda + \theta)} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \lambda + \theta) \cos(\beta - \lambda)}} \right]^{-2} \quad (V.8)$$

$$\text{avec} \quad \theta = \tan^{-1} \left(\frac{K_h}{1 \pm K_v} \right) \quad (V.9)$$

a) Séisme ascendant

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{K_h}{1 - K_v} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{0.2}{1 - 0.06} \right) = 12.01^\circ$$

- le coefficient de poussée dans le cas d'un frottement sol/mur

$$\varphi = 32^\circ ; \delta = 21.33^\circ ; \beta = \lambda = 0 ; \theta = 12.01^\circ$$

$$K_{a1} = \frac{\cos^2(32 - 0 - 12.01)}{\cos(12.01) \cos(21.33 + 0 + 12.01)} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(32 + 21.33) \sin(32 - 0 - 12.01)}{\cos(21.33 + 0 + 12.01) \cos(0 - 0)}} \right]^{-2}$$

$$K_{a1} = \mathbf{0.438}$$

- le coefficient de poussée dans le cas d'un frottement sol/sol

$$\varphi = 32^\circ ; \delta = 32^\circ ; \beta = \lambda = 0 ; \theta = 12.01^\circ$$

$$K_{a2} = \frac{\cos^2(32 - 0 - 12.01)}{\cos(12.01) \cos(32 + 0 + 12.01)} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(32 + 32) \sin(32 - 0 - 12.01)}{\cos(32 + 0 + 12.01) \cos(0 - 0)}} \right]^{-2}$$

$$K_{a2} = \mathbf{0.456}$$

b) Séisme descendant

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{K_h}{1 + K_v} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{0.2}{1 + 0.06} \right) = 10.68^\circ$$

- le coefficient de poussée dans le cas d'un frottement sol/mur

$$\varphi = 32^\circ ; \delta = 21.33^\circ ; \beta = \lambda = 0 ; \theta = 10.68^\circ$$

$$K_{a1} = \frac{\cos^2(32 - 0 - 10.68)}{\cos(10.68) \cos(21.33 + 0 + 10.68)} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(32 + 21.33) \sin(32 - 0 - 10.68)}{\cos(21.33 + 0 + 10.68) \cos(0 - 0)}} \right]^{-2}$$

$$K_{a1} = \mathbf{0.415}$$

- le coefficient de poussée dans le cas d'un frottement sol/sol

$$\varphi = 32^\circ ; \delta = 32^\circ ; \beta = \lambda = 0 ; \theta = 10.68^\circ$$

$$K_{a2} = \frac{\cos^2(32 - 0 - 10.68)}{\cos(10.68) \cos(32 + 0 + 10.68)} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(32 + 32) \sin(32 - 0 - 10.68)}{\cos(32 + 0 + 10.68) \cos(0 - 0)}} \right]^{-2}$$

$$K_{a2} = \mathbf{0.432}$$

- **Récapitulatif des coefficients de poussées**

Tableau V.9 Récapitulatif des coefficients de poussées

	Frottement sol/mur K_{a1}	Frottement sol/sol K_{a2}
Cas statique	0.275	0.277
Cas dynamique (séisme ascendant)	0.438	0.456
Cas dynamique (séisme descendant)	0.415	0.432

V.5.2.2 Poussée des terres

- La référence du niveau d'eau est le zéro hydrographique (ZH)
- Contrainte due à la poussée des terres : $\sigma_i = \sigma_{i-1} + \gamma_r \times H_i \times K_a$ (V.10)
- Poussée des terres : $P_i = 0.5 \times H_i \times (\sigma_i + \sigma_{i-1})$ (V.11)
- Poussée horizontale : $P_h = P \times \cos(\delta)$ (V.12)
- Poussée verticale : $P_v = P \times \sin(\delta)$ (V.13)

V.5.2.2.1 Cas statique

$$K_a = 0.275 ; \delta = 21.33^\circ ; \gamma_r = 17 \text{ kN/m}^3 ; \gamma'_r = 10.5 \text{ kN/m}^3$$

➤ Cote 0,00 m à + 0,80 m :

- Contrainte σ_1 (kN/m²) :

$$\sigma_1 = \gamma_r \times H_1 \times K_a$$

$$\sigma_1 = 17 \times 0.8 \times 0.275 = \mathbf{3.74 \text{ kN/m}^2}$$

- Poussée P_1 (kN/ml) :

$$P_1 = 0.5 \times \sigma_1 \times H_1$$

$$P_1 = 0.5 \times 3.74 \times 0.8 = \mathbf{1.496 \text{ kN/ml}}$$

- Poussée P_1 (kN) :

$$P_1 = 1.496 \times 10.65 = \mathbf{15.932 \text{ kN/caisson}}$$

$$P_{1h} = P_1 \times \cos(\delta) = 15.932 \times \cos(21.33) = \mathbf{14.84 \text{ kN/caisson}}$$

$$P_{1v} = P_1 \times \sin(\delta) = 15.932 \times \sin(21.33) = \mathbf{5.795 \text{ kN/caisson}}$$

- Point d'application de la poussée P_1 (m) :

$$Y = \frac{1}{3} \times 0.8 + 15 = \mathbf{15.267 \text{ m}} \text{ (+0.267 m par rapport au ZH)}$$

➤ Cote 0,00 m à -15,00 m

- Contrainte σ_2 (kN/m²) /

$$\sigma_2 = \sigma_1 + \gamma'_r \times H_2 \times K_a$$

$$\sigma_2 = 3.74 + 10.5 \times 15 \times 0.275 = \mathbf{47.053 \text{ kN/m}^2}$$

- Poussée P_2 (kN/ml) :

$$P_2 = 0.5 \times (\sigma_2 + \sigma_1) \times H_2$$

$$P_2 = 0.5 \times (47.053 + 3.74) \times 15 = \mathbf{380.948 \text{ kN/ml}}$$

- Poussée P_2 (kN) :

$$P_2 = 352.898 \times 10.65 = \mathbf{4057.091 \text{ kN/caisson}}$$

$$P_{2h} = 4057.091 \times \cos(21.33) = \mathbf{3779.184 \text{ kN/caisson}}$$

$$P_{2v} = 4057.091 \times \sin(21.33) = \mathbf{1475.722 \text{ kN/caisson}}$$

- Point d'application de la poussée P_2 (m) :

$$Y = \mathbf{5.02 \text{ m}} \text{ (-9.98 m par rapport au ZH)}$$

V.5.2.2.2 Cas dynamique

- Cas d'un séisme ascendant

$$K_a = 0.438 ; \delta = 21.33^\circ ; \gamma_r = 17 \text{ kN/m}^3 ; \gamma'_r = 10.5 \text{ kN/m}^3$$

➤ Cote 0,00 m à + 0,80 m :

- Contrainte σ'_1 (kN/m²) :

$$\sigma'_1 = \gamma_r \times H_1 \times K_a$$

$$\sigma'_1 = 17 \times 0.8 \times 0.438 = \mathbf{5.957 \text{ kN/m}^2}$$

- Poussée P'_1 (kN/ml) :

$$P'_1 = 0.5 \times \sigma'_1 \times H_1$$

$$P'_1 = 0.5 \times 5.957 \times 0.8 = \mathbf{2.383 \text{ kN/ml}}$$

- Poussée P'_1 (kN) :

$$P'_1 = 2.383 \times 10.65 = \mathbf{25.377 \text{ kN/caisson}}$$

$$P'_{1h} = 25.377 \times \cos(21.33) = \mathbf{23.639 \text{ kN/caisson}}$$

$$P'_{1v} = 25.37 \times \sin(21.33) = \mathbf{9.231 \text{ kN/caisson}}$$

- Point d'application de la poussée P'_1 (m) :

$$Y = \mathbf{15.267 \text{ m}} \text{ (+0.267 m au-dessus du ZH)}$$

➤ Cote 0,00 m à -15,00 m :

- Contrainte σ'_2 (kN/m²) :

$$\sigma'_2 = 5.957 + 10.5 \times 15 \times 0.438 = \mathbf{74.942 \text{ kN/m}^2}$$
- Poussée P'_2 (kN/ml) :

$$P'_2 = 0.5 \times (5.957 + 74.942) \times 15 = \mathbf{606.7425 \text{ kN/ml}}$$
- Poussée P'_2 (kN) :

$$P'_2 = 606.7425 \times 10.65 = \mathbf{6461.808 \text{ kN/caisson}}$$

$$P'_{2h} = 6461.808 \times \cos(21.33) = \mathbf{6019.180 \text{ kN/caisson}}$$

$$P'_{2v} = 6461.808 \times \sin(21.33) = \mathbf{2350.412 \text{ kN/caisson}}$$

- Point d'application de la poussée P'_2 (m) :
 $Y = 5.02 \text{ m}$ (-9.98 par rapport au ZH)

• Cas d'un séisme descendant

$$K_a = 0.415 ; \delta = 21.33^\circ ; \gamma_r = 17 \text{ kN/m}^3 ; \gamma'_r = 10.5 \text{ kN/m}^3$$

➤ Cote 0,00 m à + 0,80 m :

- Contrainte σ''_1 (kN/m²) :

$$\sigma''_1 = 17 \times 0.8 \times 0.415 = \mathbf{5.644 \text{ kN/m}^2}$$
- Poussée P''_1 (kN/ml) :

$$P''_1 = 0.5 \times 5.644 \times 0.8 = \mathbf{2.258 \text{ kN/ml}}$$
- Poussée P''_1 (kN) :

$$P''_1 = 2.258 \times 10.65 = \mathbf{24.048 \text{ kN/caisson}}$$

$$P''_{1h} = 24.048 \times \cos(21.33) = \mathbf{22.4 \text{ kN/caisson}}$$

$$P''_{1v} = 24.048 \times \sin(21.33) = \mathbf{8.747 \text{ kN/caisson}}$$

- Point d'application de la poussée P''_1 (m) :
 $Y = \mathbf{15.267 \text{ m}}$ (+ 0.267 m au dessus du ZH)

➤ Cote 0,00 m à - 15,00 m :

- Contrainte σ''_2 (kN/m²) :

$$\sigma''_2 = 10.5 \times 15 \times 0.415 = \mathbf{65.363 \text{ kN/m}^2}$$
 - Poussée P''_2 (kN/ml) :

$$P''_2 = 0.5 \times (5.644 + 65.363) \times 15 = \mathbf{532.553 \text{ kN/ml}}$$
 - Poussée P''_2 (kN) :

$$P''_2 = 532.553 \times 10.65 = \mathbf{5671.684 \text{ kN/caisson}}$$
- $$P''_{2h} = 5671.684 \times \cos(21.33) = \mathbf{5283.179 \text{ kN/caisson}}$$

$$P''_{2v} = 5671.684 \times \sin(21.33) = \mathbf{2063.013 \text{ kN/caisson}}$$

- Point d'application de la poussée P''_2 (m)

$$Y = \mathbf{5.02 \text{ m}}$$

• **Récapitulation des poussées des terres dans le cas statique et dynamique**

Tableau V.10 Récapitulation des poussées des terres dans le cas statique et dynamique

cote	P_h (kN/caisson)	P_v (kN/caisson)	d_h (m)	d_v (m)	M_{stab} (kN.m/caisson)	M_{renv} (kN.m/caisson)
Cas statique						
0,00 m à + 0,80 m	14.840	5.795	16.500	15.267	95.618	226.563
0,00 m à - 15,00 m	3779.184	1475.722	16.500	5.020	24349.413	18971.504
$\sum$ Total	3794.024	1481.517	/	/	24445.031	19198.067
Cas dynamique (séisme ascendant)						
0,00 m à + 0,80 m	23.639	9.231	16.500	15.267	152.312	360.897
0,00 m à - 15,00 m	6019.180	2350.412	16.500	5.020	38781.798	30216.284
$\sum$ Total	6042.819	2359.643	/	/	38934.110	30577.181
Cas dynamique (séisme descendant)						
0,00 m à + 0,80 m	22.4	8.747	16.500	15.267	144.326	341.981
0,00 m à - 15,00 m	5283.179	2063.013	16.500	5.020	34039.715	26521.559
$\sum$ Total	5305.579	2071.760	/	/	34184.041	26863.540

V.5.3 Poussées due aux surcharges

➤ Charge uniformément réparti de $q = 40 \text{ kN/m}^2$

La contrainte de poussées due aux surcharges d'exploitation se calcule par la formule :

$$\sigma = \frac{q \times K_a}{\cos(\lambda - \beta)}$$

Avec : $\lambda = \beta = 0^\circ$

V.5.3.1 Cas statique

- Cote +0,80 m à -15,00 m :

$$K_a = 0.275; \varphi = 32^\circ; \delta = 21.33^\circ; H = 15.80 \text{ m}$$

- La contrainte σ (kN/m²) :

$$\sigma = q \times K_a = 40 \times 0.275 = \mathbf{11,000 \text{ kN/m}^2}$$

- La poussée P (kN/ml) :

$$P = \sigma \times H = 11 \times 15.8 = \mathbf{173.800 \text{ kN/ml}}$$

- La poussée P (kN) :

$$P = 173.80 \times 10.65 = \mathbf{1850.970 \text{ KN/caisson}}$$

$$\begin{cases} P_h = 1850.970 \times \cos(21.33) = \mathbf{1724.180 \text{ KN/caisson}} \\ P_v = 1850.970 \times \sin(21.33) = \mathbf{673.270 \text{ KN/caisson}} \end{cases}$$

- Point d'application de la poussée P (m) :

$$Y = 7.90 \text{ m}$$

V.5.3.2 Cas dynamique

- Cote +0,80 m à -15,00 m :

$$\varphi = 32^\circ; \delta = 21.33^\circ; H = 15.80 \text{ m}$$

- Séisme ascendant : (Ka = 0.438)

- La contrainte σ' (kN/m²) :

$$\sigma' = 40 \times 0.438 = \mathbf{17.520 \text{ KN/m}^2}$$

- La poussée P' (kN/ml) :

$$P' = 17.520 \times 15.80 = \mathbf{276.816 \text{ KN/ml}}$$

- La poussée P' (KN) :

$$P' = 276.816 \times 10.65 = \mathbf{2948.090 \text{ kN/caisson}}$$

$$\begin{cases} P'_h = 2948.090 \times \cos(21.33) = \mathbf{2746.148 \text{ KN/caisson}} \\ P'_v = 2948.090 \times \sin(21.33) = \mathbf{11072.335 \text{ KN/caisson}} \end{cases}$$

- Séisme descendant : (Ka = 0.415)

- La contrainte σ'' (KN/m²) :

$$\sigma'' = 40 \times 0.415 = \mathbf{16.600 \text{ kN/m}^2}$$

- La poussée P'' (kN/ml) :

$$P'' = 16.600 \times 15.80 = \mathbf{262.280 \text{ kN/ml}}$$

- La poussée P'' (kN) :

$$P'' = 262.280 \times 10.65 = 2793.282 \text{ kN/caisson}$$

$$\begin{cases} P''_h = 2793.282 \times \cos(21.33) = 2601.945 \text{ kN/caisson} \\ P''_v = 2793.282 \times \sin(21.33) = 1016.026 \text{ kN/caisson} \end{cases}$$

Tableau V.11 Récapitulation des poussées dues aux surcharges d'exploitation

	P_h (kN/caisson)	P_v (kN/caisson)	d_h (m)	d_v (m)	M_{stab} (kN.m/caisson)	M_{renv} (kN.m/caisson)
Cas statique						
totale	1724.180	673.270	16.50	7.90	11108.955	13621.022
cas dynamique (séisme ascendant)						
totale	2746.148	1072.335	16.50	7.90	17693.528	21694.569
Cas dynamique (séisme descendant)						
totale	2601.945	1016.026	16.50	7.90	16764.429	20555.366

V.5.4 Efforts sur le bollard

Les efforts sur le bollard sont exercés par les amarres du navire qui sont attachées sur ce dernier.

Cet effort est appliqué à +2.30 m c'est-à-dire a 30 cm au-dessus du niveau supérieur du quai. Le moment par rapport à la base du quai sera calculé comme suit :

$$M = F \times (h_{immergé} + h_{émmergé})$$

F est en fonction du déplacement du navire, selon EAU 1996, pour un déplacement entre 30000 t et 50000 t, la traction du bollard est $600 \text{ kN} \leq T \leq 800 \text{ kN}$.

Sur chaque emplacement des bollards, il y'aura 2 de 800 kN , avec un espacement entre les paires de bollards de 20 m.

$$F = 1600 \text{ kN/caisson}$$

Point d'application de l'effort F : Y = 17.30 m

Ships with displacement in tons up to	Bollard load P in kN	Approximate spacing between bollards in metres	Bollard load normal from the berth in kN/m berth	Bollard load along the berth in kN/m berth
2000	100	5–10	15	10
5000	200	10–15	15	10
10000	300	15	20	15
20000	500	20	25	20
30000	600	20	30	20
50000	800	20–25	35	20
100000	1000	25	40	25
200000	1500	30	50	30

$$M = 1600 \times (15 + 2.30) = \mathbf{27680 \text{ kN.m}}$$

V.5.5 Poussée hydrostatique de marnage :

Cette force est occasionnée par la présence de la nappe, il en résulte lorsque le niveau du plan d'eau est inférieur à celui de la nappe, des efforts agissants sur le caisson dans le même sens des poussées des terres.

La dénivellation est maximale à la basse mer et introduit une poussée hydrostatique dont le diagramme est composé d'une droite à $45^\circ P_{m1}$, puis d'une verticale P_{m2} (différence entre le diagramme de la poussée de la nappe et de la poussée de l'eau du bassin).

La pression due au marnage est donné par la formule suivante :

$$\sigma = \gamma_w \times e$$

e : marnage ($e = 0.60 \text{ m}$)

$$\sigma = 10.3 \times 0.60 = \mathbf{6.18 \text{ kN/m}^2}$$

- Poussée hydrostatique P_{m1} :

$$P_{m1} = 0.5 \times \sigma \times e = 0.5 \times 6.18 \times 0.6 = \mathbf{1.854 \text{ kN/ml}}$$

- La poussée P_{m1} par caisson (kN) :

$$P_{m1} = 1.854 \times 10.65 = \mathbf{19.745 \text{ kN/caisson}}$$

- Point d'application de la poussée P_{m1} :

$$Y = 15 + \frac{0.6}{3} = \mathbf{15.20 \text{ m}}$$

- Poussée hydrostatique P_{m2} :

$$P_{m2} = \sigma \times H$$

H : Profondeur au pied du quai ($H = 15 \text{ m}$)

$$P_{m2} = 6.18 \times 15 = \mathbf{92.70 \text{ kN/ml}}$$

- La poussée P_{m2} par caisson (kN) :

$$P_{m2} = 92.70 \times 10.65 = \mathbf{987.255 \text{ kN/caisson}}$$

- Point d'application de la poussée P_{m2} :

$$Y = \frac{15}{2} = 7.50 \text{ m}$$

Tableau V.12 : Récapitulatif des poussées dues aux poussées hydrostatique

Poussée hydrostatique	P_h (kN/caisson)	d_v (m)	M_{renv} (kN.m/caisson)
P_{m1}	19.745	15.20	300.124
P_{m2}	987.255	7.50	7404.413

V.5.6 Poussée hydrodynamique

Lors d'un séisme, des poussées hydrodynamique vont agir sur le quai en caisson, une surpression hydronamique coté remblai et une dépression hydrodynamique coté bassin vont apparaitre.

Pour un mur de quai, selon «MATSU» et «OHARA», pendant un séisme la poussée hydrodynamique totale se calcule par la formule suivante :

$$P_{wd} = \frac{119}{120} \times \gamma_w \times K_h \times h^2$$

Avec :

K_h : Coefficient sismique horizontale ;

h : Profondeur au pied du caisson ;

- Poussée hydrodynamique P_{wd} :

$$P_{wd} = 0.9917 \times 10.3 \times 0.20 \times 225 = \mathbf{459.653 \text{ kN/ml}}$$

- La poussée P_{wd} par caisson (kN) :

$$P_{wd} = 459.653 \times 10.65 = \mathbf{4895.304 \text{ kn/caisson}}$$

Point d'application de la poussée P_{wd} : $Y = \frac{2}{5} \times 15 = \mathbf{6 \text{ m}}$

V.5.7 Efforts sismiques

Comme notre ouvrage est construit dans une zone sismique (zone II-a), il doit être conçu pour résister aux effets des tremblements de terre.

Les formules nécessaires pour le calcul des forces sismiques sont :

- Force sismique horizontale : $F_{sh} = P \times K_h$
- Force sismique verticale : $F_{sv} = P \times (\pm K_v)$

P : poids propre pour un seul caisson (kN)

K_h : Accélération sismique horizontale ($K_h = 0.2$)

K_v : Accélération sismique verticale ($K_v = \pm 0.06$), +0.06 dans le cas d'un séisme descendant et (- 0.06) dans le cas d'un séisme ascendant.

- Force sismique horizontale F_{sh} :

$$F_{sh} = P \times K_h = 41133.752 \times 0.2 = \mathbf{8226.750 \text{ kN/caisson}}$$

- Point d'application de F_{sh} :

$$Y = \sum \frac{W_i \times Y_i}{W_i} = \mathbf{8.81 \text{ m}}$$

- Force sismique verticale F_{sv} :
- Séisme ascendant :

$$F_{sv} = P \times (-K_v) = 41133.752 \times (-0.06) = \mathbf{-2468.025 \text{ kN/caisson}}$$

- Séisme descendant :

$$F_{sv} = P \times (K_v) = 41133.752 \times 0.06 = \mathbf{2468.025 \text{ kN/caisson}}$$

V.5.8 Charge du portique

Notre portique est de type grue portuaire mobile d'une distance entre rails de 30 m, d'un poids de 1000 t et d'une capacité de levage de 40 t. le portique dispose de 8 roues sur chaque rail.

La tension max des roues du portique en état de service : 650 kN/roue.

La tension max des roues du portique hors état de service : 625 kN/roue.

Le modèle de rail choisi du portique est QU120 (longueur de 12 m, poids de 118.1 kg/m).

Compte tenu de la grande distance entre rail, le caisson est principalement sollicité par un seul pied du portique. La réaction de l'appui du portique sur le remblai au-dessus du caisson est transmise à la structure sous forme de poussée horizontale, le modèle simplifié de Boussinesq permet de déterminer cette poussée :

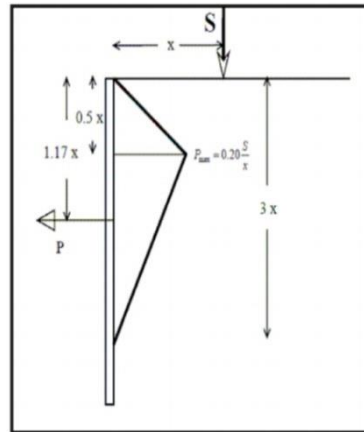


Figure V.6 Méthode simplifiée de Boussinesq-Graux

$$P_{h \max} = 0.20 * \frac{S}{x}$$

Avec x : distance entre la rail et l'axe Y

Cas du portique en état de service :

$$P_{h \max} = 0.20 * \frac{650 * 8}{1.85} = 562.162 \text{ kN}$$

Cas du portique hors état de service :

$$P_{h \max} = 0.20 * \frac{625 * 8}{1.85} = 540.541$$

Tableau V.13 : Moments dues au portique

	P_v (kN)	P_h (kN)	d_h (m)	d_v (m)	M_{stab} (kN.m)	M_{renv} (kN.m)
Portique en état de service	$650 * 8 = 5200 \text{ kN}$	562.162	2.15	17	11180	9556.754
Portique hors état de service	$625 * 8 = 5000 \text{ kN}$	540.541	2.15	17	10750	9189.197

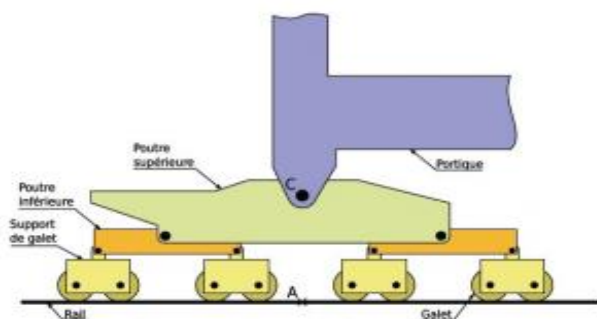


Figure V.7 Disposition des roues (schéma)

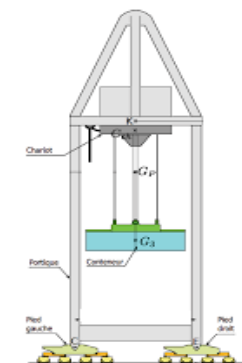


Figure V.8 Vue de côté du portique

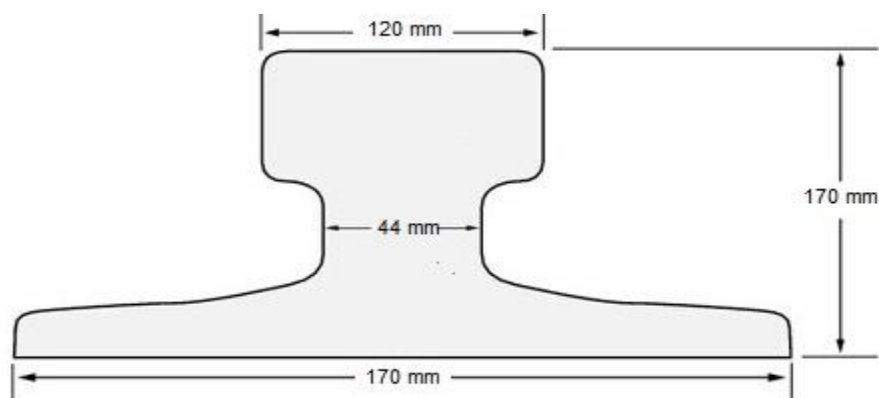


Figure V.9 Profil du rail

V.5.8.1 Récapitulatif des sollicitations dans le cas statique

Tableau V.14 Récapitulatif des sollicitations pour le cas statique

Charges	P_v (kN)	d_h (m)	M_{stab} (kN.m)	P_h (kN)	d_v (m)	M_{renv} (kN.m)
Charges permanentes G						
Poids propre	41133.752	8.160	337019.174	/	/	/
Poussées des terres	1481.517	/	24445.031	3794.024	/	19198.067
marnage	P_{m1}	/	/	19.745	15.200	300.124
	P_{m2}	/	/	987.255	7.500	7404.413
Total G	42615.269	/	361464.205	4801.024	/	26902.604
Charges d'exploitation Q						
Surcharges	673.270	16.500	11108.955	1724.180	7.900	13621.022
Portique	5200	2.150	11180	562.162	17	9556.754
Amarrage	/	/	/	1600	17.300	27680
Total Q	5873.270	/	22288.955	3844.180	/	50141.022

V.5.8.2 Récapitulatif des sollicitations dans le cas dynamique

- séisme ascendant

Tableau V.15 Récapitulatif des sollicitations pour le cas dynamique, séisme ascendant

Charges	P_v (kN)	d_h (m)	M_{stab} (kN.m)	P_h (kN)	d_v (m)	M_{renv} (kN.m)
Charges permanentes G						
Poids propre	41133.752	8.160	337019.174	/	/	/
Poussées des terres	2359.643	/	38934.110	6042.819	/	30577.181
Poussée hydrodynamique	/	/	/	4895.304	6	29371.824
Total G	43493.395	/	375953.284	10938.123	/	59949.005
Charges d'exploitation Q						
Surcharges	1072.335	16.500	17693.528	2746.148	7.900	21694.569
Portique	5200	2.150	11180	562.162	17	9556.754
Amarrage	/	/	/	1600	17.300	27680
Total Q	6272.335	/	28873.528	4866.148	/	58214.569
Force sismique SI						
Total SI	-2468.025	8.160	-20139.084	8226.750	8.810	72477.668

- séisme descendant

Tableau V.16 Récapitulatif des sollicitations pour le cas dynamique, séisme descendant

Charges	P_v (kN)	d_h (m)	M_{stab} (kN.m)	P_h (kN)	d_v (m)	M_{renv} (kN.m)
Charges permanentes G						
Poids propre	41133.752	8.160	337019.174	/	/	/
Poussées des terres	2071.760	/	34184.041	5305.579	/	26863.540
Poussée hydrodynamique	/	/	/	4895.304	6	29371.824
Total G	43205.512	/	371203.215	10200.883	/	56235.364
Charges d'exploitation Q						
Surcharges	1016.026	16.500	16764.429	2601.945	7.900	20555.366
Portique	5200	2.150	11180	562.162	17	9556.754
Amarrage	/	/	/	1600	17.300	27680
Total Q	6216.026	/	27944.429	4721.945	/	57075.366
Force sismique SI						
Total SI	2468.025	8.160	20139.084	8226.750	8.810	72477.668

V.6 Calcul de la stabilité

V.6.1 Combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions sont les ensembles constitués par les actions à considérer simultanément.

- Les actions permanentes G , dont l'intensité est constante dans le temps sont : le poids propre (poids du caisson + remplissage + poutre de couronnement + remblai au-dessus du caisson), les poussées des terres, les poussées hydrostatiques pour le cas statique et hydrodynamique pour le cas dynamique.
- Les actions variables Q_i , dont l'intensité varie fréquemment dans le temps sont : les surcharges d'exploitation, les actions du portique et les efforts d'amarrage.
- Les actions accidentelles proviennent de phénomènes rares et ont une faible durée d'application. dans notre cas, les actions accidentelles sont ceux du séisme SI

Vis-à-vis de l'ELU, la combinaison à considérer est : $1.35G_{max} + G_{min} + 1.5Q_i$

Vis-à-vis de l'ELS, la combinaison à considérer est : $G_{max} + G_{min}$

Comme le poids propre est une action favorable à la stabilité de la structure, les combinaisons d'action nécessaire dans le calcul sont :

Pour le cas statique :

- à l'état limite ultime (ELU) : $G + 1.5 Q_i$

- à l'état limite de service (ELS) : $G + Q_i$

- Pour le cas dynamique : $G + Q_i + SI$

Q_1 : Surcharges + amarrage

Q_2 : Poussées dûe au portique + amarrage

Tableau V.17 Combinaisons d'actions

Combinaisons d'actions statiques	
$G + 1.5 Q_1$	CS1 ELU
$G + 1.5 Q_2$	CS2 ELU
$G + Q_1$	CS3 ELS
$G + Q_2$	CS4 ELS
Combinaisons d'actions dynamiques	
$G + Q_1 + SI$	CD1
$G + Q_2 + SI$	CD2

- Résultat des combinaisons d'actions cas statique

Tableau V.18 combinaisons dans le cas statique

Combinaisons	P_v (kN)	M_{stab} (kN.m)	P_h (kN)	M_{renv} (kN.m)
CS1 ELU	43625.174	378127.638	9787.294	88854.137
CS2 ELU	50415.269	378234.205	8044.267	82757.735
CS3 ELS	43288.539	372573.160	8125.204	68203.626
CS4 ELS	47815.269	372644.205	6963.366	64139.358

- Résultat des combinaisons d'actions cas dynamique, séisme ascendant

Tableau V.19 combinaisons dans le cas dynamique, séisme ascendant

Combinaisons	P_v (kN)	M_{stab} (kN.m)	P_h (kN)	M_{renv} (kN.m)
CD1	42097.705	373777.728	23511.021	181801.242
CD2	46225.370	366994.200	21327.035	169663.427

- Résultat des combinaisons d'actions cas dynamique, séisme descendant

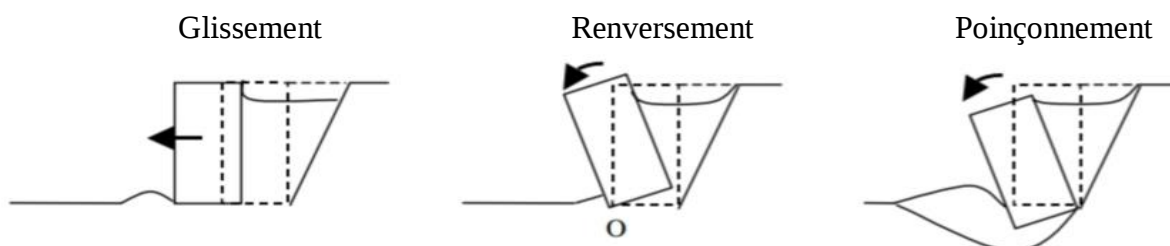
Tableau V.20 combinaisons dans le cas dynamique, séisme descendant

Combinaisons	P_v (kN)	M_{stab} (kN.m)	P_h (kN)	M_{renv} (kN.m)
CD1	46689.563	408106.728	22629.578	176948.398
CD2	50873.537	402522.299	20589.795	165949.786

V.6.2 Conditions de stabilité de la structure

Afin de vérifier la stabilité de notre structure, il faut tenir compte des différents modes de rupture externes potentiels :

- Le renversement (déplacement de rotation) ;
- Le glissement (déplacement de translation) ;
- Le poinçonnement (insuffisance de capacité portante) ;
- Le glissement rotationnel.



Pour la stabilité au renversement, la stabilité se définit comme le rapport du moment des forces stabilisatrices sur le moment des forces de renversement.

La stabilité au **renversement** est assurée si :

- Pour le cas statique :

$$f_R = \frac{\sum \text{moments stabilisants}}{\sum \text{moments moteurs}} \geq 1.5$$

- Pour le cas dynamique :

$$f_R = \frac{\sum \text{moments stabilisants}}{\sum \text{moments moteurs}} \geq 1.1$$

Pour la stabilité au glissement, la stabilité se définit comme le rapport des forces résistantes (frottement entre la semelle et le sol de fondation) sur les forces motrices comme la composante horizontale de la poussée des terres).

- Pour le cas statique :

$$f_G = \frac{\sum \text{forces résistantes}}{\sum \text{forces motrices}} * \tan \varphi \geq 1.5$$

- Pour le cas dynamique :

$$f_G = \frac{\sum \text{forces résistantes}}{\sum \text{forces motrices}} * \tan \varphi \geq 1.1$$

Pour la stabilité au poinçonnement, on utilise les formules dédiée aux semelles superficielles avec charge excentrée.

- Pour le cas statique :

$$f_P = \frac{\sigma_{sol}}{\sigma_{max}} \geq 2.0$$

- Pour le cas dynamique :

$$f_P = \frac{\sigma_{sol}}{\sigma_{max}} \geq 1.5 \text{ Avec :}$$

σ_{sol} : Capacité portante du sol ;

σ_{max} : Contrainte verticale maximale sous la base du caisson.

Tableau V.21 : valeur des coefficients de sécurité

Mode de rupture	Facteur de sécurité	
	Cas statique	Cas dynamique
Renversement	1.5	1.1
Glissement	1.5	1.1
Poinçonnement	2.0	1.5

Les combinaisons à prendre pour chaque mode sont données dans le tableau ci-dessous.

Tableau V.22 : les états limites à prendre pour chaque combinaison

Etat limite	Combinaison	Justification
ELU	Fondamentale Accidentelle	- Stabilité au renversement - Stabilité au glissement - Stabilité au poinçonnement - Stabilité au glissement rotationnel
ELS	Fréquente Rare Quasi-permanente	- Stabilité au poinçonnement

V.6.3 Stabilité au renversement

- Cas statique :

Combinaison CS1 ELU :

Moments stabilisateurs : $\sum M_{stab} = 378127.638 \text{ kN.m}$

Moments moteurs : $\sum M_{renv} = 88854.137 \text{ kN.m}$

Facteur de sécurité : $f_R = \frac{378127.638}{88854.137} = \mathbf{4.255}$

Combinaison CS2 ELU:

Moments stabilisateurs : $\sum M_{stab} = 378234.205 \text{ kN.m}$

Moments moteurs : $\sum M_{renv} = 82757.735 \text{ kN.m}$

Facteur de sécurité : $f_R = \frac{378234.205}{82757.735} = \mathbf{4.570}$

- Cas dynamique, séisme ascendant :

Combinaison CD1 :

Moments stabilisateurs : $\sum M_{stab} = 373777.728 \text{ kN.m}$

Moments moteurs : $\sum M_{renv} = 181801.242 \text{ kN.m}$

Facteur de sécurité : $f_R = \frac{373777.728}{181801.242} = \mathbf{2.055}$

Combinaison CD2 :

Moments stabilisateurs : $\sum M_{stab} = 366994.200 \text{ kN.m}$

Moments moteurs : $\sum M_{renv} = 169663.427 \text{ kN.m}$

Facteur de sécurité : $f_R = \frac{366994.200}{169663.427} = \mathbf{2.163}$

• Cas dynamique, séisme descendant :

Combinaison CD1 :

Moments stabilisateurs : $\sum M_{stab} = 408106.728 \text{ kN.m}$

Moments moteurs : $\sum M_{renv} = 176948.398 \text{ kN.m}$

Facteur de sécurité : $f_R = \frac{408106.728}{176948.398} = \mathbf{2.306}$

Combinaison CD2 :

Moments stabilisateurs : $\sum M_{stab} = 402522.299 \text{ kN.m}$

Moments moteurs : $\sum M_{renv} = 165949.786 \text{ kN.m}$

Facteur de sécurité : $f_R = \frac{402522.299}{165949.786} = \mathbf{2.425}$

Tableau V.23 : récapitulatif des résultats de stabilité au renversement

<i>Combinaison</i>	<i>Facteur de sécurité</i>
Cas statique	
CS1	4.255
CS2	4.570
Cas dynamique, séisme ascendant	
CD1	2.055
CD2	2.163
Cas dynamique, séisme descendant	
CD1	2.306
CD2	2.425

En **vert** : condition de stabilité au renversement vérifiée ;

En **rouge** : condition de stabilité au renversement non vérifiée.

Un autre critère existe pour vérifier la stabilité au renversement qui est de s'assurer qu'il y'a compression du sol d'assise sous face de la fondation **sur au moins** :

- ✓ 100% de la surface d'assise totale à l'ELS permanent ;
- ✓ 75% de la surface d'assise totale à l'ELS caractéristique ;
- ✓ 10% de la surface d'assise totale à l'ELU (fondamental, accidentel et sismique)

Tableau V.24 : critères d'excentricité maximale du chargement

<u>Surface comprimée</u> Surface d'assise	Fondation filante de largeur B	Fondation circulaire de diamètre B	Fondation rectangulaire de section B x L
= 100%	$(1-2e/B) \geq 2/3$	$(1-2e/B) \geq 3/4$	$(1-2e_B/B).(1-2e_L/L) \geq 2/3$
$\geq 75\%$	$(1-2e/B) \geq 1/2$	$(1-2e/B) \geq 9/16$	$(1-2e_B/B).(1-2e_L/L) \geq 1/2$
$\geq 10\%$	$(1-2e/B) \geq 1/15$	$(1-2e/B) \geq 3/40$	$(1-2e_B/B).(1-2e_L/L) \geq 1/15$

Combinaison CS1 ELU :

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M_{stab} - M_{renv}}{P_v} = \frac{17}{2} - \frac{378127.638 - 88854.137}{43625.174} = 1.869 \text{ m}$$

$$1 - \frac{2e}{B} = 1 - 2 * \frac{1.869}{17} = 0.78$$

$$0.78 > 3/40$$

Combinaison CS2 ELU :

$$e = \frac{17}{2} - \frac{378234.205 - 82757.735}{50415.269} = 2.639 \text{ m}$$

$$1 - \frac{2e}{B} = 1 - 2 * \frac{2.639}{17} = 0.689$$

$$0.689 > 3/40$$

Combinaison CS3 ELS :

$$e = \frac{17}{2} - \frac{372573.160 - 68203.626}{43288.539} = 1.469 \text{ m}$$

$$1 - \frac{2e}{B} = 1 - 2 * \frac{1.469}{17} = 0.827$$

0.827 > 3/4 (Vérifiée à l'ELS).

Combinaison CS4 ELS :

$$e = \frac{17}{2} - \frac{372644.205 - 64139.358}{47815.269} = 2.048$$

$$1 - \frac{2e}{B} = 1 - 2 * \frac{2.048}{17} = 0.759$$

0.759 > 3/4 (Vérifiée à l'ELS).

Combinaison CD1 séisme ascendant :

$$e = \frac{17}{2} - \frac{373777.728 - 181801.242}{42097.705} = 3.940$$

$$1 - \frac{2e}{B} = 1 - 2 * \frac{3.940}{17} = 0.536$$

0.536 > 3/40 (Vérifiée à l'ELU sismique)

Combinaison CD2 séisme ascendant :

$$e = \frac{17}{2} - \frac{366994.200 - 169663.427}{46225.370} = 4.231$$

$$1 - \frac{2e}{B} = 1 - 2 * \frac{4.231}{17} = 0.502$$

0.502 > 3/40 (Vérifiée à l'ELU sismique)

Combinaison CD1 séisme descendant :

$$e = \frac{17}{2} - \frac{408106.728 - 176948.398}{46689.563} = 3.549$$

$$1 - \frac{2e}{B} = 1 - 2 * \frac{3.549}{17} = 0.582$$

0.582 > 3/40 (Vérifiée à l'ELU sismique)

Combinaison CD2 séisme descendant :

$$e = \frac{17}{2} - \frac{402522.299 - 165949.786}{50873.537} = 3.849$$

$$1 - \frac{2e}{B} = 1 - 2 * \frac{3.849}{17} = 0.547$$

0.547 > 3/40 (Vérifiée à l'ELU sismique)

Tableau V.25 Récapitulatif des excentricités maximales de chargement

Combinaison	Excentricité e (m)	$1 - \frac{2e}{B}$ (m)	Critères	Condition
CS1 ELU	1.869	0.78	$1 - 2e/B \geq 3/40$	Vérifiée
CS2 ELU	2.639	0.689	$1 - 2e/B \geq 3/40$	Vérifiée
CS3 ELS	1.469	0.827	$1 - 2e/B \geq 3/4$	Vérifiée
CS4 ELS	2.048	0.759	$1 - 2e/B \geq 3/4$	Vérifiée
CD1 séisme ascendant	3.940	0.536	$1 - 2e/B \geq 3/40$	Vérifiée
CD2 séisme ascendant	4.231	0.502	$1 - 2e/B \geq 3/40$	Vérifiée
CD1 séisme descendant	3.549	0.582	$1 - 2e/B \geq 3/40$	Vérifiée
CD2 séisme descendant	3.849	0.547	$1 - 2e/B \geq 3/40$	Vérifiée

V.6.4 Stabilité au glissement

$$\tan \varphi = \tan 40^\circ = 0.839$$

- Cas statique :

Combinaison CS1 ELU :

$$\text{Forces résistantes : } \sum P_v = 43625.174 \text{ kN}$$

$$\text{Forces motrices : } \sum P_h = 9787.294 \text{ kN}$$

$$\text{Facteur de sécurité : } f_G = \frac{43625.174}{9787.294} * 0.839 = \mathbf{3.739}$$

Combinaison CS2 ELU :

Forces résistantes : $\sum P_v = 50415.269 \text{ kN}$

Forces motrices : $\sum P_h = 8044.267 \text{ kN}$

Facteur de sécurité : $f_G = \frac{50415.269}{8044.267} * 0.839 = \mathbf{5.258}$

- Cas dynamique, séisme ascendant :

Combinaison CD1 :

Forces résistantes : $\sum P_v = 42097.705 \text{ kN}$

Forces motrices : $\sum P_h = 23511.021 \text{ kN}$

Facteur de sécurité : $f_G = \frac{42097.705}{23511.021} * 0.839 = \mathbf{1.502}$

Combinaison CD2 :

Forces résistantes : $\sum P_v = 46225.370 \text{ kN}$

Forces motrices : $\sum P_h = 21327.035 \text{ kN}$

Facteur de sécurité : $f_G = \frac{46225.370}{21327.035} * 0.839 = \mathbf{1.818}$

- Cas dynamique, séisme descendant :

Combinaison CD1 :

Forces résistantes : $\sum P_v = 46689.563 \text{ kN}$

Forces motrices : $\sum P_h = 22629.578 \text{ kN}$

Facteur de sécurité : $f_G = \frac{46689.563}{22629.578} * 0.839 = \mathbf{1.731}$

Combinaison CD2 :

Forces résistantes : $\sum P_v = 50873.537 \text{ kN}$

Forces motrices : $\sum P_h = 20589.795 \text{ kN}$

Facteur de sécurité : $f_G = \frac{50873.537}{20589.795} * 0.839 = \mathbf{2.073}$

Tableau V.26 Récapitulatif des résultats de stabilité au glissement

<i>Combinaison</i>	<i>Facteur de sécurité</i>
Cas statique	
CS1	3.739
CS2	5.258
Cas dynamique, séisme ascendant	
CD1	1.502
CD2	1.818
Cas dynamique, séisme descendant	
CD1	1.731
CD2	2.073

V.6.5 Stabilité au poinçonnement

- Calcul de la capacité portante du sol à l'aide des essais in-situ :

Selon le volume 62, REGLES TECHNIQUES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES FONDATIONS DES OUVRAGES DE GENIE CIVIL – FASCICULE N°62-TITRE V, la capacité portante de la fondation se calcule par la formule suivante :

$$q_l = q_0 + k_p * P_{le}^*$$

Avec :

q_0 : Contrainte verticale totale ; $q_0 = \gamma_2 * D_e$

Encastrement D : $D_e = 1.50 + 2.50 = 4 \text{ m}$

P_{le}^* : Pression limite nette équivalente

$$P_{le}^* = \sqrt[n]{P_{l1}^* + P_{l2}^* + \dots + P_{ln}^*}$$

k_p : Facteur de portance

Tableau V.27 Facteurs de portance pressiométrique K_p (fascicule 65-V, 1993)

Type de sol	Expression de k_p
Argiles et limons A, craies A	$0.8 \cdot \left[1 + 0.25 \cdot \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Argiles et limons B	$0.8 \cdot \left[1 + 0.35 \cdot \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Argiles C	$0.8 \cdot \left[1 + 0.50 \cdot \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Sables A	$\left[1 + 0.35 \cdot \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Sables et graves B	$\left[1 + 0.50 \cdot \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Sables et graves C	$\left[1 + 0.80 \cdot \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Craies B et C	$1.3 \cdot \left[1 + 0.27 \cdot \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Marnes, marno-calcaires, roches altérées	$\left[1 + 0.27 \cdot \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$

Selon le type de sol trouvé sous la fondation, $k_p = \left[1 + 0.50 \cdot \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$

$$D_e = 4 \text{ m}$$

$$k_p = \left[1 + 0.50 \cdot \left(0.6 + 0.4 \frac{17}{17} \right) \frac{4}{17} \right] = 1 + 0.50 \cdot \frac{4}{17} = 1.118$$

La contrainte verticale totale : $q_0 = 11 \cdot 4 = 44 \text{ kN/m}^2$

Selon les paramètres pressiométrique du sol (**annexe A.3**), la pression limite nette équivalente est égale à : $P_{le}^* = \sqrt[3]{1.70 \cdot 1.72 \cdot 1.92} = 1.800 \text{ MPa} = 1800 \text{ kPa}$

$$q_l = \sigma_{sol} = 44 + 1.118 \cdot 1800 = 2056.4 \text{ kPa} = 2056.4 \text{ kN/m}^2$$

La contrainte admissible Q_{adm} :

$$Q_{adm} = \frac{q_l}{3} = \frac{1998.264}{3} = 685.467 \text{ kPa} = 685.467 \text{ kN/m}^2$$

Si on utilise les résultats obtenus in-situ pour vérifier la stabilité au poinçonnement, la condition $\sigma_{v \max} \leq \left(\frac{q_l - q_0}{f_P} * i_\delta + q_0 \right)$ doit être vérifiée avec :

$$\sigma_{v \max} = \frac{P_v}{A'}$$

A' : surface effective

f_P : Facteur de sécurité

i_δ : Coefficient minorateur lié à l'inclinaison de la charge

Pour le cas des sols frottant sans cohésion,

$$i_\delta = \left(1 - \frac{\delta}{90} \right)^2 \left(1 - e^{\left(\frac{-D_e}{B} \right)} \right) + \left[\max \left\{ \left(1 - \frac{\delta}{45} \right); 0 \right\} \right]^2 * e^{\left(\frac{-D_e}{B} \right)}$$

- Calcul de la capacité portante du sol à partir des résultats des essais au laboratoire :

Selon la théorie de MEYERHOF (1963), la capacité portante dans le cas d'une charge inclinée et excentrée est donnée par la formule suivante :

$$q_l = \sigma_{sol} = \frac{1}{2} * i_\gamma * \gamma' * B * N_\gamma(\varphi) + i_q * S_q * \gamma' * D * N_q(\varphi) + i_c * S_c * C * N_c(\varphi)$$

Avec :

i_γ, i_c et i_q : Coefficients minorateurs inférieurs à 1, $i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\varphi} \right)^2$; $i_q = i_c = \left(1 - \frac{2\delta}{\pi} \right)^2$;

S_q et S_c : Facteurs de forme.

Tableau V.28 Coefficients de forme, projet d'Eurocode 7-1 (1994)

Fondations	Conditions non drainées		Conditions drainées	
	Rectangulaires	Carrées ou circulaires ($B/L = 1$)	Rectangulaires	Carrées ou circulaires ($B/L = 1$)
S_γ			$1 - 0,3 \frac{B}{L}$	0,7
S_c	$1 + 0,2 \frac{B}{L}$	1,2	$\frac{(1 + \frac{B}{L} \sin \varphi') N_q - 1}{N_q - 1}$	$\frac{(1 + \sin \varphi') N_q - 1}{N_q - 1}$
S_q	1	1	$1 + \frac{B}{L} \sin \varphi'$	$1 + \sin \varphi'$

$N_\gamma(\varphi), N_c(\varphi), N_q(\varphi)$: Facteurs de portance, ne dépendant que de l'angle de frottement interne du sol sous la base de la fondation. **(Annexe D).**

Comme la charge à un excentrement e parallèle à B , on la remplace par la largeur réduite :

$$B' = B - 2e$$

Remarque : Pour le calcul de la stabilité au poinçonnement, nous allons utiliser la méthode de Meyerhof (utilisation des résultats obtenue au laboratoire) car selon la norme NF P 94-261, si les effets de l'excentrement et de l'inclinaison de la charge sont antagonistes (comme notre cas), la prise en compte des sections effectives et des coefficients minorateur est trop pessimiste si le calcul se fait à l'aide des essais in-situ.

V.6.5.1 Vérification de la stabilité au poinçonnement

- Cas statique :

Combinaison CS1 :

- Capacité portante de la couche d'enrochement (-15.00 m) :

$$\varphi = 38^\circ \text{ Donc : } N_\gamma = 79.5 ; N_q = 48.9 ; \gamma' = 11 \text{ kN/m}^3 ; D = 1.5 \text{ m}$$

$$q_l = \sigma_{assise} = \frac{1}{2} * i_\gamma * \gamma' * B * N_\gamma(\varphi) + i_q * S_q * \gamma' * D * N_q(\varphi) + i_c * S_c * C * N_c(\varphi)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\varphi}\right)^2 ; i_q = i_c = \left(1 - \frac{2\delta}{\pi}\right)^2.$$

- La largeur équivalente : $B' = B - 2e$

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M_{stab} - M_{renv}}{P_v} = \frac{17}{2} - \frac{378127.638 - 88854.137}{43625.174} = 1.869 \text{ m}$$

$$B' = 17 - 2 * 1.869 = 13.262 \text{ m}$$

- L'angle que fait la charge avec la verticale :

$$\delta = \tan^{-1} \left(\frac{9787.294}{43625.174} \right) = 12.645^\circ$$

- Les coefficients minorateurs :

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{12.645}{40}\right)^2 = 0.468 ;$$

$$i_q = i_c = \left(1 - \frac{12.645}{90}\right)^2 = 0.739.$$

$$\sigma_{assise} = \frac{1}{2} * 0.468 * 11 * 13.262 * 77.5 + 0.739 * 11 * 1.5 * 61.55 * 1$$

$$\sigma_{assise} = \mathbf{3396.080 \text{ kN/m}^2}$$

- Contrainte uniforme appliqué:

$$\sigma_{v \max} = \frac{P_v}{A'}$$

Comme la charge est excentré, Meyerhof à adopter une approche qui consiste à définir une surface d'assise réduite A'.

Selon la norme NF P 94-261 qui se base sur le modèle de Meyerhof, la surface effective se calcule comme suit :

$$A' = \frac{B^2}{2} * \left(\cos^{-1} \left(\frac{2e}{B} \right) - \frac{2e}{B} \sqrt{1 - \left(\frac{2e}{B} \right)^2} \right)$$

$$A' = \frac{17^2}{2} * \left(\cos^{-1} \left(\frac{2 * 1.869}{17} \right) - \frac{2 * 1.869}{17} \sqrt{1 - \left(\frac{2 * 1.869}{17} \right)^2} \right)$$

$$= 163.918 \text{ m}^2$$

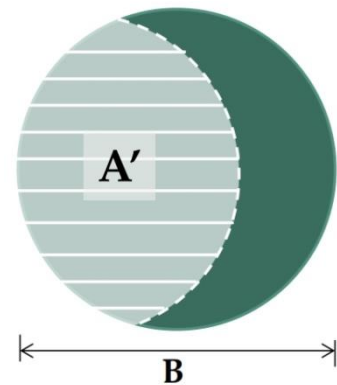


Figure V.10 surface effective

$$\sigma_{v \max} = \frac{43625.174}{163.918} = \mathbf{266.140 \text{ kN/m}^2}$$

- Facteur de sécurité :

$$f_P = \frac{3396.080}{266.140} = \mathbf{12.761}$$

Combinaison CS2 :

- Capacité portante de l'assise en enrochement (-15.00 m) :

$$\varphi = 38^\circ \text{ donc : } N_\gamma = 77.5 ; N_q = 61.55 ; \gamma' = 11 \text{ kN/m}^3 ; D = 1.5 \text{ m}$$

- La largeur équivalente :

$$e = \frac{17}{2} - \frac{378234.205 - 82757.735}{50415.269} = 2.639 \text{ m} ; B' = 17 - 2 * 2.639 = 11.722 \text{ m}$$

- L'angle que fait la charge avec la verticale :

$$\delta = \tan^{-1} \left(\frac{8044.267}{50415.269} \right) = 9.066^\circ$$

- Les coefficients minorateurs :

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{9.066}{38} \right)^2 = 0.580 ; i_q = \left(1 - \frac{9.066}{90} \right)^2 = 0.809.$$

$$\sigma_{assise} = \frac{1}{2} * 0.580 * 11 * 11.722 * 77.5 + 0.809 * 11 * 1.5 * 61.55 * 1$$

$$\sigma_{assise} = \mathbf{3719.572 \text{ kN/m}^2}$$

- Contrainte uniforme appliqué :

$$A' = \frac{17^2}{2} * \left(\cos^{-1} \left(\frac{2 * 2.639}{17} \right) - \frac{2 * 2.639}{17} \sqrt{1 - \left(\frac{2 * 2.639}{17} \right)^2} \right) = 138.766 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{v \max} = \frac{50415.269}{138.766} = \mathbf{363.311 \text{ kN/m}^2}$$

- Facteur de sécurité (-15.00 m) :

$$f_P = \frac{3719.572}{363.311} = \mathbf{10.238}$$

Combinaison CS3 :

- Capacité portante de l'assise en enrochement :

$$\varphi = 38^\circ \text{ donc : } N_\gamma = 77.5 ; N_q = 61.55 ; \gamma' = 11 \text{ kN/m}^3 ; D = 1.5 \text{ m ;}$$

- La largeur équivalente :

$$e = \frac{17}{2} - \frac{372573.160 - 68203.626}{43288.539} = 1.469 \text{ m ; } B' = B - 2e = 17 - 2 * 1.469 = 14.062 \text{ m}$$

- L'angle que fait la charge avec la verticale :

$$\delta = \tan^{-1} \left(\frac{8125.204}{43288.539} \right) = 10.631^\circ$$

- Les coefficients minorateurs :

$$i_{\gamma} = \left(1 - \frac{10.631}{38}\right)^2 = 0.519 ; i_q = \left(1 - \frac{10.631}{90}\right)^2 = 0.778$$

$$\sigma_{assise} = \frac{1}{2} * 0.519 * 11 * 14.062 * 77.5 + 0.778 * 11 * 1.5 * 61.55 * 1$$

$$\sigma_{assise} = \mathbf{3900.958 \text{ kN/m}^2}$$

- Contrainte uniforme appliqué :

$$A' = \frac{17^2}{2} * \left(\cos^{-1} \left(\frac{2 * 1.469}{17} \right) - 2 * \frac{1.469}{17} \sqrt{1 - \left(\frac{2 * 1.469}{17} \right)^2} \right) = 177.243 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{v \max} = \frac{43288.539}{177.243} = \mathbf{244.233 \text{ kN/m}^2}$$

- Facteur de sécurité :

$$f_p = \frac{3900.958}{244.233} = \mathbf{15.972}$$

Combinaison CS4 :

- Capacité portante de l'assise en enrochement (-15.00 m) :

$$\varphi = 38^\circ \text{ donc : } N_{\gamma} = 77.5 ; N_q = 61.55 ; \gamma' = 11 \text{ kN/m}^3 ; D = 1.5 \text{ m} ;$$

- La largeur équivalente :

$$e = \frac{17}{2} - \frac{372644.205 - 64139.358}{47815.269} = 2.048 \text{ m} ; B' = 17 - 2 * 2.048 = 12.904 \text{ m}$$

- L'angle que fait la charge avec la verticale :

$$\delta = \tan^{-1} \left(\frac{6963.366}{47815.269} \right) = 8.286^\circ$$

- Les coefficients minorateurs :

$$i_{\gamma} = \left(1 - \frac{8.286}{38}\right)^2 = 0.611 ; i_q = \left(1 - \frac{8.286}{90}\right)^2 = 0.824$$

$$\sigma_{assise} = \frac{1}{2} * 0.611 * 11 * 12.904 * 77.5 + 0.824 * 11 * 1.5 * 61.55 * 1$$

$$\sigma_{assise} = \mathbf{4197.536 \text{ kN/m}^2}$$

- Contrainte uniforme appliqué :

$$A' = \frac{17^2}{2} * \left(\cos^{-1} \left(2 * \frac{2.048}{17} \right) - 2 * \frac{2.048}{17} \sqrt{1 - \left(2 * \frac{2.048}{17} \right)^2} \right) = 158.093 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{v \max} = \frac{47815.269}{158.093} = \mathbf{302.451 \text{ kN/m}^2}$$

- Facteur de sécurité :

$$f_P = \frac{4112.274}{302.451} = \mathbf{13.878}$$

- Cas dynamique, séisme ascendant :

Combinaison CD1 :

- Capacité portante de l'assise en enrochement (-15.00 m):

$$\varphi = 38^\circ \text{ donc : } N_\gamma = 77.5 ; N_q = 61.55 ; \gamma' = 11 \text{ kN/m}^3 ; D = 1.5 \text{ m} ;$$

- La largeur équivalente :

$$e = \frac{17}{2} - \frac{373777.728 - 181801.242}{42097.705} = 3.940 \text{ m} ; B' = 17 - 2 * 3.940 = 9.120 \text{ m}$$

- L'inclinaison de la charge :

$$\delta = \tan^{-1} \left(\frac{23511.021}{42097.705} \right) = 29.183^\circ$$

- Les coefficients minorateurs :

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{29.183}{38} \right)^2 = 0.054 ; i_q = \left(1 - \frac{29.183}{90} \right)^2 = 0.457$$

$$\sigma_{assise} = \frac{1}{2} * 0.054 * 11 * 9.12 * 77.5 + 0.457 * 11 * 1.5 * 61.55 * 1$$

$$\sigma_{assise} = \mathbf{674.037 \text{ kN/m}^2}$$

- Contrainte uniforme appliquée :

$$A' = \frac{17^2}{2} * \left(\cos^{-1} \left(2 * \frac{3.940}{17} \right) - 2 * \frac{3.940}{17} \sqrt{1 - \left(2 * \frac{3.940}{17} \right)^2} \right) = 97.956 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{v \max} = \frac{42097.705}{97.956} = \mathbf{429.761 \text{ kN/m}^2}$$

- Facteur de sécurité:

$$f_P = \frac{674.037}{429.761} = \mathbf{1.568}$$

Combinaison CD2 :

- Capacité portante de l'assise en enrochements (-15.00 m):

$$\varphi = 38^\circ \text{ donc : } N_\gamma = 77.5 ; N_q = 53.8 ; \gamma' = 11 \text{ kN/m}^3 ; D = 1.5 \text{ m} ;$$

- La largeur équivalente :

$$e = \frac{17}{2} - \frac{366994.200 - 169663.427}{46225.370} = 4.231 \text{ m} ; B' = 17 - 2 * 4.231 = 8.538 \text{ m}$$

- L'inclinaison de la charge :

$$\delta = \tan^{-1} \left(\frac{21327.035}{46225.370} \right) = 24.767^\circ$$

- Les coefficients minorateurs :

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{24.767}{38} \right)^2 = 0.121 ; i_q = \left(1 - \frac{24.767}{90} \right)^2 = 0.525$$

$$\sigma_{assise} = \frac{1}{2} * 0.121 * 11 * 8.538 * 77.5 + 0.525 * 11 * 1.5 * 61.55 * 1$$

$$\sigma_{assise} = \mathbf{973.535 \text{ kN/m}^2}$$

- Contrainte uniforme appliquée :

$$A' = \frac{17^2}{2} \left(\cos^{-1} \left(2 * \frac{4.231}{17} \right) - 2 * \frac{4.231}{17} \sqrt{1 - \left(2 * \frac{4.231}{17} \right)^2} \right) = 89.322 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{v \max} = \frac{46225.370}{89.322} = \mathbf{517.514 \text{ kN/m}^2}$$

- Facteur de sécurité :

$$f_P = \frac{973.535}{517.514} = \mathbf{1.881}$$

• Cas dynamique, séisme descendant :

Combinaison CD1 :

- Capacité portante de l'assise en enrochement (-15.00 m) :

$$\varphi = 38^\circ \text{ donc : } N_\gamma = 77.5 ; N_q = 61.55 ; \gamma' = 11 \text{ kN/m}^3 ; D = 1.5 \text{ m} ;$$

- La largeur équivalente :

$$e = \frac{17}{2} - \frac{408106.728 - 176948.398}{46689.563} = 3.549 \text{ m} ; B' = 17 - 2 * 3.543 = 9.914 \text{ m}$$

- L'inclinaison de la charge :

$$\delta = \tan^{-1} \left(\frac{22629.578}{46689.563} \right) = 25.859^\circ$$

- Les coefficients minorateurs :

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{25.859}{38} \right)^2 = 0.102 ; i_q = \left(1 - \frac{25.859}{90} \right)^2 = 0.508$$

$$\sigma_{assise} = \frac{1}{2} * 0.102 * 11 * 9.914 * 77.5 + 0.508 * 11 * 1.5 * 61.55 * 1$$

$$\sigma_{assise} = \mathbf{946.948 \text{ kN/m}^2}$$

- Contrainte uniforme appliquée :

$$A' = \frac{17^2}{2} \left(\cos^{-1} \left(2 * \frac{3.549}{17} \right) - 2 * \frac{3.549}{17} \sqrt{1 - \left(2 * \frac{3.549}{17} \right)^2} \right) = 110.108 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{v \max} = \frac{46689.563}{110.108} = \mathbf{424.034 \text{ kN/m}^2}$$

- Facteur de sécurité :

$$f_P = \frac{946.948}{424.034} = \mathbf{2.233}$$

Combinaison CD2 :

- Capacité portante de l'assise en enrochement (-15.00 m) :

$$\varphi = 38^\circ \text{ donc : } N_\gamma = 77.5 ; N_q = 61.55 ; \gamma' = 11 \text{ kN/m}^3 ; D = 1.5 \text{ m} ;$$

- La largeur équivalente :

$$e = \frac{17}{2} - \frac{402422.599 - 165949.786}{50873.537} = 3.852 \text{ m} ; B' = 17 - 2 * 3.852 = 9.296 \text{ m}$$

- L'inclinaison de la charge :

$$\delta = \tan^{-1} \left(\frac{20589.795}{50873.537} \right) = 22.034^\circ$$

- Les coefficients minorateurs :

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{22.034}{38} \right)^2 = 0.176 ; i_q = \left(1 - \frac{22.034}{90} \right)^2 = 0.570$$

$$\sigma_{assise} = \frac{1}{2} * 0.176 * 11 * 9.296 * 77.5 + 0.570 * 11 * 1.5 * 61.55 * 1$$

$$\sigma_{assise} = \mathbf{1276.264 \text{ kN/m}^2}$$

- Contrainte uniforme appliquée :

$$A' = \frac{17^2}{2} \left(\cos^{-1} \left(2 * \frac{3.852}{17} \right) - 2 * \frac{3.852}{17} \sqrt{1 - \left(2 * \frac{3.852}{17} \right)^2} \right) = 100.599 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{v \max} = \frac{50873.537}{100.599} = \mathbf{505.706 \text{ kN/m}^2}$$

- Facteur de sécurité :

$$f_P = \frac{1276.264}{505.706} = \mathbf{2.524}$$

Tableau V.29 Récapitulatif des résultats de stabilité au poinçonnement

Combinaison	σ_{sol} (kN/m ²)	σ_v (kN/m ²)	Facteur de sécurité
Cas statique			
CS1	3396.080	266.140	12.761
CS2	3719.572	363.311	10.238
CS3	3900.958	244.233	15.972
CS4	4197.536	302.451	13.878
Cas dynamique, séisme ascendant			
CD1	674.037	429.761	1.568
CD2	973.535	517.514	1.881
Cas dynamique, séisme descendant			
CD1	946.948	424.034	2.233
CD2	1276.264	505.706	2.524

▪ Estimation des tassements

Le tassement sous le caisson peut être estimé sous combinaisons ELS à l'aide de la méthode préssiométrique.

Les résultats de l'essai préssiométrique Menard sont dans (**Annexe A.3**).

Le tassement total est défini par : $S = S_c + S_d$

- Tassement de consolidation S_c :

$$S_c = \frac{\alpha}{9E_c} * (q - q_0) * \lambda_c * B$$

- Tassement dû à des déformations de cisaillement S_d :

$$S_d = \frac{2}{9E_d} * (q - q_0) * B_0 * \left(\lambda_d * \frac{B}{B_0} \right)^\alpha$$

Avec :

α : Coefficient rhéologique ;

q : contrainte verticale transmise au sol ($q = 340.404 \text{ kN/m}^2$) ;

q_0 : Contrainte verticale totale avant travaux à la base de la fondation ($q_0 = 44 \text{ kN/m}^2$) ;

B_0 : Largeur de référence : $B_0 = 0.6 \text{ m}$;

E_c et E_d : modules pressiométriques moyens pondérés ;

λ_c et λ_d : coefficient de forme en rapport de la forme de la fondation.

Tableau V.30 Indications pour le choix des coefficients de forme (fascicule n°62 - titre V)

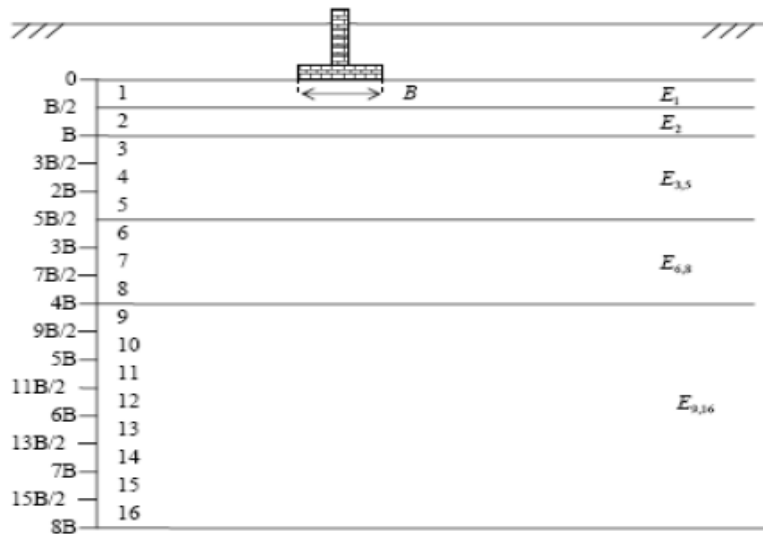
L/B	Cercle	carré	2	3	5	20
λ_c	1.00	1.10	1.20	1.30	1.40	1.50
λ_d	1.00	1.12	1.53	1.78	2.14	2.65

Tableau V.31 Indications pour le choix du coefficient rhéologique (fascicule n°62 – titre V)

		Argile		Limon		Sable		Grave	
TYPE	α	E_m/P_l	α	E_m/P_l	α	E_m/P_l	α	E_m/P_l	α
Surconsolidé	-	> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3
Normalement consolidé	1	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4
Sous-consolidé	-	7-9	1/2	5-8	1/2	5-7	1/3		-

La couche de fondation est une couche de sable argileux, selon les paramètres pressiométriques recueilli lors des essais in-situ, $E_M = 13.6 MPa$ et $p_l = 1.70 MPa$ donc $\frac{E_M}{p_l} = 8 \rightarrow \alpha = 1/3$

3 couches de sol sont présente sous la base du caisson ce qui nous mène a calculé les modules E_c et E_d avec la méthode de division du sol en tranches.

**Figure V.11** modules pressiométrique à considérer pour le calcul des tassements

Le substratum se situe à -17 m sous la base du caisson.

Le module $E_c = E_1$ et $\frac{2.2}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85 \cdot E_2}$

Entre 0 et B/2 nous avons 3 couches de sol (sable argileux, marne altéré fortement et marne faiblement altéré), le module E_1 est la moyenne harmonique des modules des 3 couches.

$$\frac{3}{E_1} = \frac{1}{13.6} + \frac{1}{17.2} + \frac{1}{19.2} ; E_1 = 16.304 MPa$$

Entre B/2 et B, il y'a seulement la couche de marne faiblement altéré, donc $E_2 = 19.2 \text{ MPa}$

Nous aurons $E_c = 16.304 \text{ MPa}$ et $E_d = 17.886 \text{ MPa}$

$$S_c = \frac{1/3}{9 * 16.304 * 10^3} * (340.04 - 44) * 1 * 17 = 11.433 * 10^{-3} \text{ m} = 11.433 \text{ mm}$$

$$S_d = \frac{2}{9 * 17.886 * 10^3} * (340.04 - 44) * 0.6 * \left(1 * \frac{17}{0.6}\right)^{1/3} = 6.728 * 10^{-3} \text{ m} = 6.728 \text{ mm}$$

$$S = 11.433 + 6.728 = 18.161 \text{ mm}$$

V.6.6 Stabilité au glissement rotationnel

Dans le cas du mode de rupture type glissement rotationnel, la surface de glissement est de forme circulaire, concave. La zone de départ du glissement est caractérisée par une brusque rupture et par la présence de fissures et éventuellement d'une morphologie en gradins.

La vérification de la stabilité au glissement rotationnel englobant l'ouvrage se fait à l'ELU et est exprimé par les facteurs de sécurité. Ce facteur représente le rapport des potentiels qui tendent à s'opposer au glissement au potentiel qui tendent à les provoquer. Dans le cas statique il faut qu'il soit supérieur à 1.5 et dans le cas dynamique, à 1.1.

Afin de déterminer ces facteurs de sécurité, on a utilisé le logiciel GeoStudio 2020 qui permet le calcul des facteurs dans le cas du glissement rotationnel pour les 2 cas statique et dynamique par la méthode de Bishop.

V.6.6.1 Cas statique

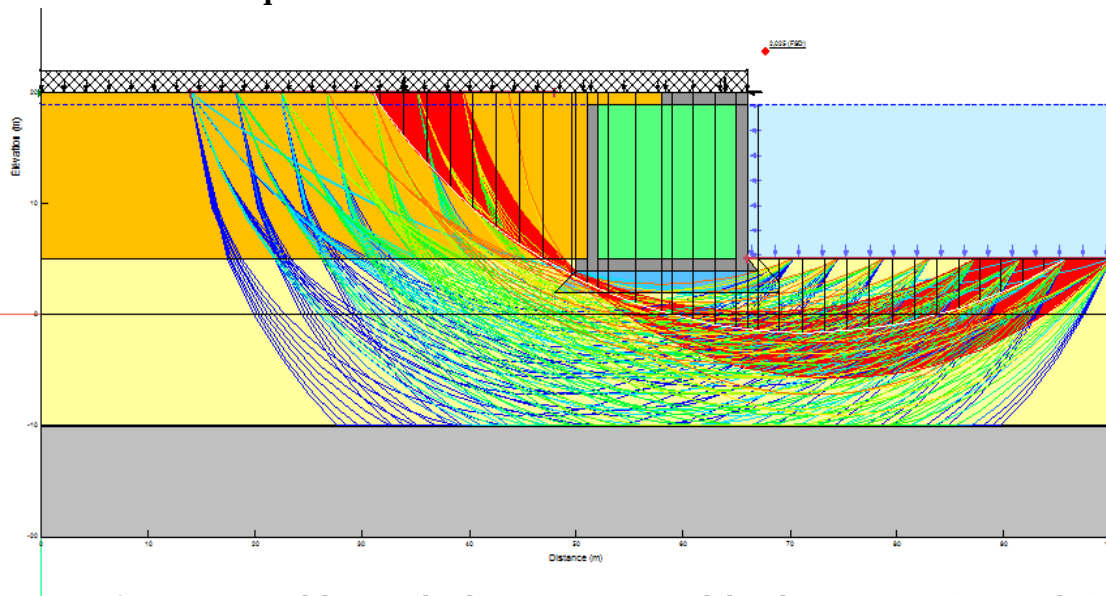


Figure V.12 Modalisation du glissement rotationnel dans le cas statique (GeoStudio)

Résultats :

D'après les résultats trouvés par le logiciel GeoStudio, le facteur de sécurité minimale dans le cas statique est :

$$F_{min} = 2.025.$$

$2.025 > 1.5$ donc les résultats dans le cas statique sont satisfaisants.

Les détails des résultats se trouvent dans l'annexe D.2

V.6.6.2 Cas dynamique

V.6.6.2.1 Séisme ascendant

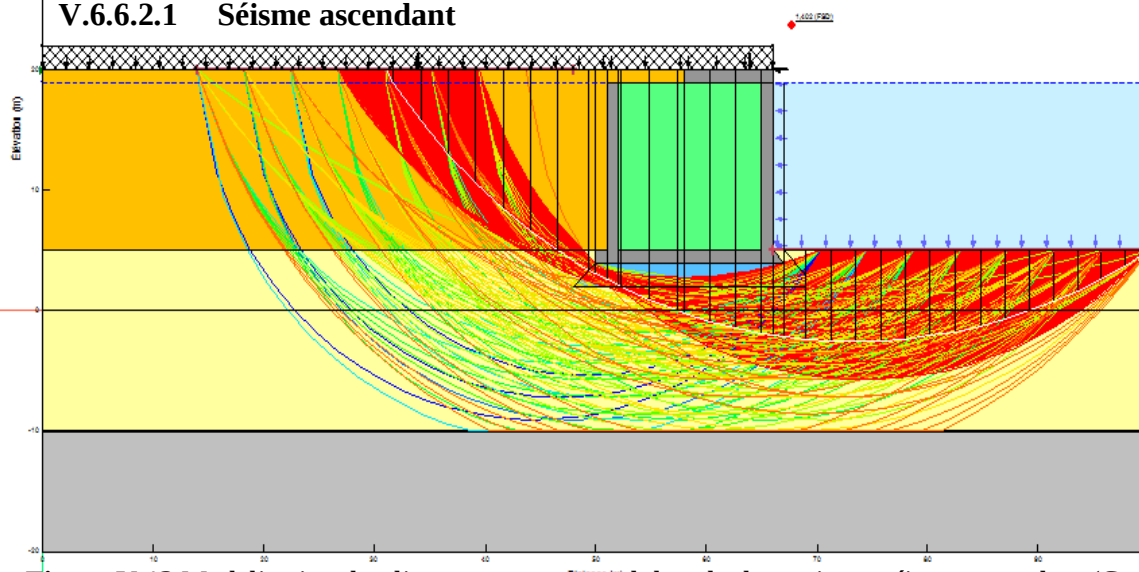


Figure V.13 Modalisation du glissement rotationnel dans le dynamique, séisme ascendant (GeoStudio)

Résultats :

D'après les résultats trouvés par le logiciel GeoStudio, le facteur de sécurité minimale dans le cas dynamique, séisme ascendant est : $F_{min} = 1.402$

$1.402 > 1.1$ Donc les résultats dans le cas dynamique, séisme ascendant sont satisfaisants.

Les détails des résultats se trouvent dans l'annexe D.2

V.6.6.2.2 séisme descendant

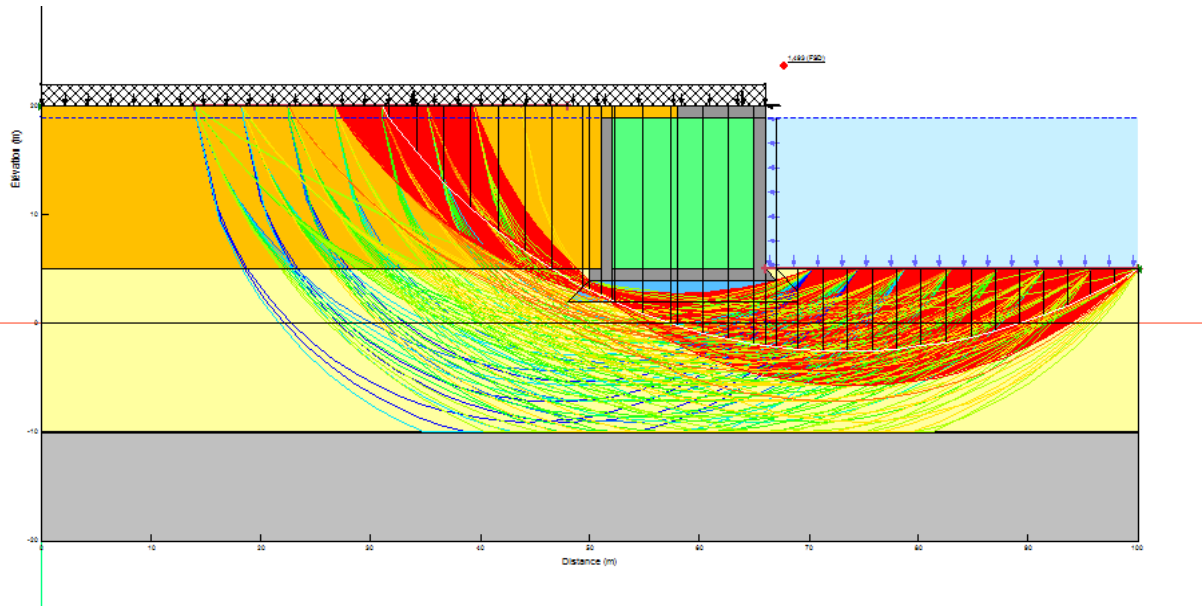


Figure V.14 Modalisation du glissement rotationnel dans le dynamique, séisme descendant (GeoStudio)

Résultats :

D'après les résultats trouvés par le logiciel GeoStudio, le facteur de sécurité minimale dans le cas dynamique, séisme descendant est : $F_{min} = 1.493$

$1.493 > 1.1$ donc les résultats dans le cas dynamique, séisme descendant sont satisfaisantes.

Les détails des résultats se trouvent dans l'annexe D.2

V.7 FLOTTAISON

Nos caissons seront préfabriqués, donc pour les mettre dans la mer afin qu'ils constituent le mur de quai, ils seront transportés par flottaison.

Pour que le caisson soit stable en flottaison, il faut que le centre de gravité se trouve au-dessous du métacentre.

Pour connaître ces deux valeurs, plusieurs paramètres doivent être calculés.

V.7.1 Le tirant d'eau durant le transport du caisson

Pour calculer le tirant d'eau (h) nécessaire pour la stabilité du caisson à vide, on se base sur la loi d'équilibre de Newton $\sum F_{ext} = 0$.

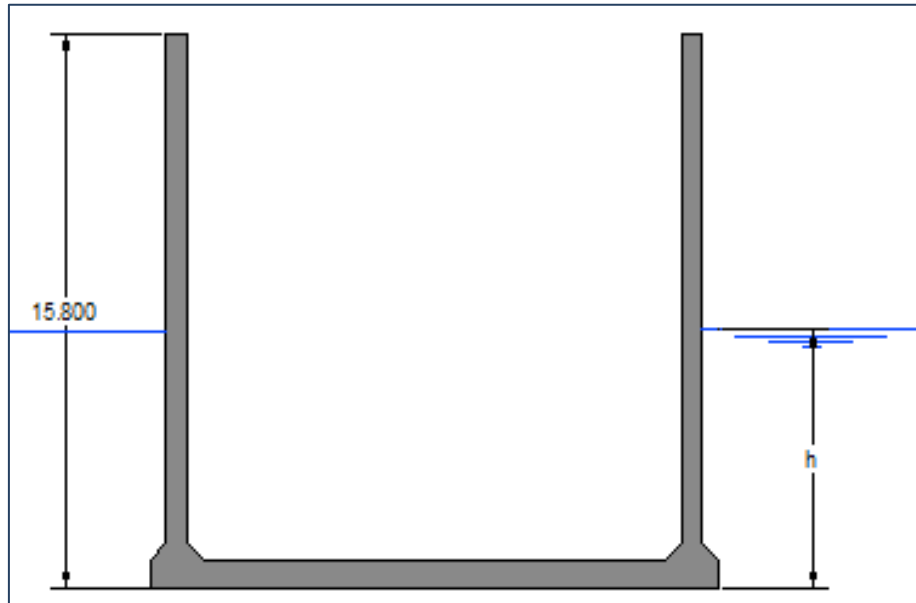


Figure V.15 Schéma représentant le tirant d'eau à vide

- **Géométrie du caisson :**

- Semelle de forme octogonale de largeur $B = 17\text{ m}$ et d'épaisseur $e = 0.8\text{ m}$;
- Voile cylindrique de rayon extérieur $R_{ext} = 8\text{ m}$ et de rayon intérieur $R_{int} = 7.4\text{ m}$;
- Hauteur de $H = 15.8\text{ m}$;
- Clé de jonction d'une surface S_c de 0.9505 m^2 chacun.

- **Les forces exerçantes sur le caisson**

- La poussée d'Archimède P_A

$$P_A = \gamma_w * V_d * g$$

Avec :

γ_w : poids volumique de l'eau de mer, $\gamma_w = 10.3\text{ kN/m}^3$;

g : accélération de la pesanteur, $g = 9.81\text{ m/s}^2$;

V_d : Volume d'eau déplacé par le caisson :

$$V_d = V_r + V_{v,imm} + V_{c,imm}$$

V_r : Volume du radier, $V_r = 187.100\text{ m}^3$

$V_{f,imm}$: Volume du voile immergé,

$$V_{v,imm} = \pi * R_{ext}^2 * (h - e)$$

$V_{c,imm}$: Volume des clés immergées,

$$V_{c,imm} = 2 * S_c * (h - e)$$

$$V_d = V_r + \pi * R_{ext}^2 * (h - e) + 2 * S_c * (h - e)$$

D'où :

$$P_A = \gamma_w * [V_r + \pi * R_{ext}^2 * (h - e) + 2 * S_c * (h - e)] * g$$

- Le poids propre du caisson P_P

$$P_P = g * (\gamma_{béton} * V_{emm} + \gamma'_{béton} * V_{imm})$$

Avec :

V_{emm} : Volume émergé du caisson,

$$V_{emm} = V_{v,emm} + V_{c,emm}$$

$V_{v,emm}$: Volume du voile émergé,

$$V_{v,emm} = \pi * (R_{ext}^2 - R_{int}^2) * (15.8 - h)$$

$V_{c,emm}$: Volume de clés émergées,

$$V_{c,emm} = 2 * S_c * (15.8 - h)$$

$$V_{emm} = \pi * (R_{ext}^2 - R_{int}^2) * (15.8 - h) + 2 * S_c * (15.8 - h)$$

V_{imm} : Volume du caisson immergé

$$V_{imm} = V_r + \pi * (R_{ext}^2 - R_{int}^2) * (h - e) + 2 * S_c * (h - e)$$

D'où :

$$P_P = g * [\gamma_{béton} * (\pi * (R_{ext}^2 - R_{int}^2) * (15.8 - h) + 2 * S_c * (15.8 - h)) + \gamma'_{béton} * (V_r + \pi * (R_{ext}^2 - R_{int}^2) * (h - e) + 2 * S_c * (h - e))]$$

Equation d'équilibre : $\sum F_{ext} = 0 \Rightarrow P_A - P_P = 0$

$$P_A - P_P = \gamma_w * [V_r + \pi * R_{ext}^2 * (h - e) + 2 * S_c * (h - e)] * g - g * [\gamma_{béton} * (\pi * (R_{ext}^2 - R_{int}^2) * (15.8 - h) + 2 * S_c * (15.8 - h)) + \gamma'_{béton} * (V_r + \pi * (R_{ext}^2 - R_{int}^2) * (h - e) + 2 * S_c * (h - e))] = 0$$

On aura le tirant à vide est de **$h = 6.000 \text{ m}$**

V.7.2 Stabilité en flottaison

V.7.2.1 Stabilité du caisson à vide

Pour s'assurer que le caisson flotte, on doit vérifier que son centre de gravité se trouve au-dessous du métacentre.

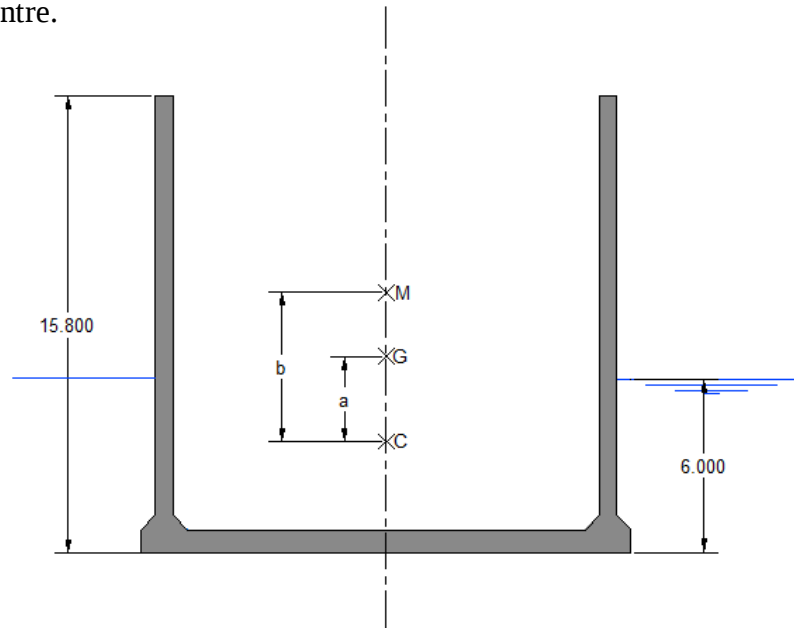


Figure V.16 Schéma représentant le centre de poussée C, de gravité G et le métacentre M

C : centre de poussée ;

G : centre de gravité ;

M : métacentre ;

a : distance entre le centre de poussée et le centre de gravité ;

b : distance entre le centre de poussée et le métacentre

- **Centre de poussée (OC) :** centre géométrique de la partie immergée du caisson.

$$OC = \frac{h}{2} = \frac{6.000}{2} = 3 \text{ m}$$

- **Centre de gravité (OG) :**

➤ Centre de gravité du radier :

$$OG_{\text{radier}} = \frac{e}{2} = \frac{0.8}{2} = 0.4 \text{ m}$$

➤ Centre de gravité du voile + clés de jonction :

$$OG_{\text{voile+clés de jonction}} = \frac{H - e}{2} + e = 7.5 + 0.8 = 8.3 \text{ m}$$

➤ centre de gravité du caisson :

$$CDG_{caisson} = \frac{OG_{radier} * V_r + OG_{voile+clés de jonction} * (V_v + V_c)}{V_r + V_v + V_c}$$

V_r : Volume du radier, $V_r = 187.100 \text{ m}^3$

V_v : Volume du voile, $V_v = 435.425 \text{ m}^3$

V_c : Volume des clés de jonction, $V_c = 28.515 \text{ m}^3$

$$CDG_{caisson} = \frac{0.4 * 187.100 + 8.3 * (435.425 + 28.515)}{187.100 + 435.425 + 28.515} = 5.991 \text{ m}$$

- **distance entre le centre de poussée et le centre de gravité « a »**

$$a = CDG_{caisson} - OC = 5.991 - 3 = 2.991 \text{ m}$$

La distance entre le centre de poussée et le centre de gravité est de **2.991 m**

- **distance métacentrique « b »**

$$b = \frac{S * (2R_{ext})^2}{12 * V}$$

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

$$V = \pi * R_{ext}^2 * h$$

On aura :

$$b = \frac{(\pi * 8^2 + 1.905) * (2 * 8)^2}{12 * \pi * 8^2 * 6} = 3.589 \text{ m}$$

La distance entre le centre de poussée et le métacentre est de **3.589 m**

La condition de stabilité en flottaison exige que le centre de gravité se trouve au-dessous du métacentre. Afin que cette condition soit vérifiée, il faut que $b > a$.

$b - a = 3.589 - 2.991 = 0.598$, on a $b > a$ donc le caisson est stable en flottaison à vide et n'a pas besoin de remplissage pour la phase de transport jusqu'au site de l'échouage.

V.7.2.2 Echouage du caisson

Une fois le caisson sur place (site de l'échouage), un volume de remplissage est nécessaire pour le faire échouer.

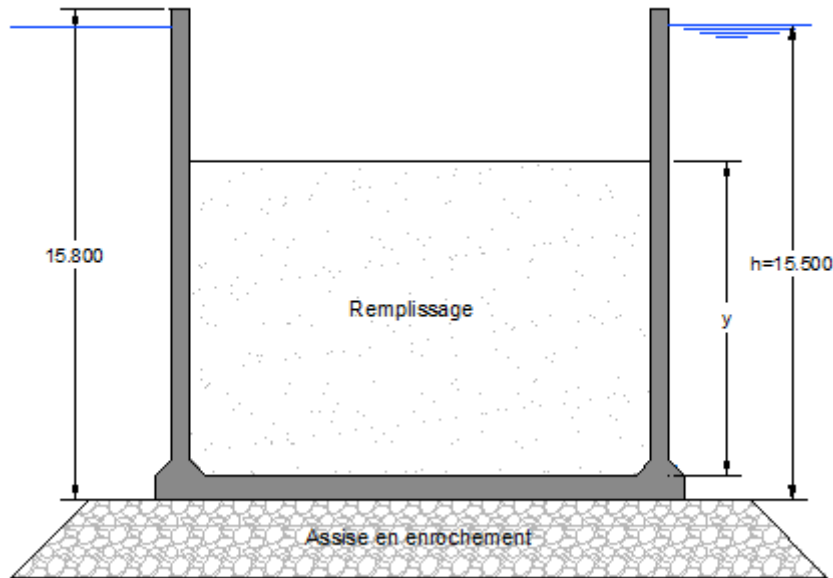


Figure V.17 Schéma représentant la hauteur de remplissage y

Pour calculer la hauteur de remplissage, on se base sur la loi d'équilibre de Newton $\sum F_{ext} = 0$.

Les forces agissantes sur le caisson sont :

- La poussée d'Archimède P_A

$$P_A = \gamma_w * V_d * g$$

Avec :

γ_w : poids volumique de l'eau de mer, $\gamma_w = 10.3 \text{ kN/m}^3$;

g : accélération de la pesanteur, $g = 9.81 \text{ m/s}^2$;

V_d : Volume d'eau déplacé par le caisson :

$$V_d = V_r + V_{v,imm} + V_{c,imm}$$

V_r : Volume du radier, $V_r = 187.100 \text{ m}^3$

$V_{f,imm}$: Volume du voile immergé,

$$V_{v,imm} = \pi * R_{ext}^2 * (h - e)$$

$V_{c,imm}$: Volume des clés immergées,

$$V_{c,imm} = 2 * S_c * (h - e)$$

$$V_d = V_r + \pi * R_{ext}^2 * (h - e) + 2 * S_c * (h - e)$$

D'où :

$$P_A = \gamma_w * [V_r + \pi * R_{ext}^2 * (h - e) + 2 * S_c * (h - e)] * g$$

$$h = 15.50 \text{ m}$$

➤ Le poids propre du caisson P_P

$$P_P = g * (\gamma_{\text{béton}} * V_{emm} + \gamma'_{\text{béton}} * V_{imm} + \gamma'_{\text{ballast}} * V_{ballast})$$

Avec :

V_{emm} : Volume immergé du caisson,

$$V_{emm} = V_{v,emm} + V_{c,emm}$$

$V_{v,emm}$: Volume du voile immergé,

$$V_{v,emm} = \pi * (R_{ext}^2 - R_{int}^2) * (15.8 - h)$$

$V_{c,emm}$: Volume des clés immergées,

$$V_{c,emm} = 2 * S_c * (15.8 - h)$$

$$V_{emm} = \pi * (R_{ext}^2 - R_{int}^2) * (15.8 - h) + 2 * S_c * (15.8 - h)$$

V_{imm} : Volume du caisson immergé

$$V_{imm} = V_r + \pi * (R_{ext}^2 - R_{int}^2) * (h - e) + 2 * S_c * (h - e)$$

$V_{ballast}$: Volume du ballast (remplissage)

$$V_{ballast} = \pi * R_{int}^2 * y$$

D'où :

$$P_P = g * [\gamma_{\text{béton}} * (\pi * (R_{ext}^2 - R_{int}^2) * (15.8 - h) + 2 * S_c * (15.8 - h)) + \gamma'_{\text{béton}} * (V_r + \pi * (R_{ext}^2 - R_{int}^2) * (h - e) + 2 * S_c * (h - e)) + \gamma'_{\text{ballast}} * \pi * R_{int}^2 * y]$$

Equation d'équilibre : $\sum F_{ext} = 0 \Rightarrow P_A - P_P = 0$

$$P_A - P_P = \gamma_w * [V_r + \pi * R_{ext}^2 * (h - e) + 2 * S_c * (h - e)] * g - g * [\gamma_{\text{béton}} * (\pi * (R_{ext}^2 - R_{int}^2) * (15.8 - h) + 2 * S_c * (15.8 - h)) + \gamma'_{\text{béton}} * (V_r + \pi * (R_{ext}^2 - R_{int}^2) * (h - e) + 2 * S_c * (h - e)) + \gamma'_{\text{ballast}} * \pi * R_{int}^2 * y] = 0$$

On aura $y = 12.048 \text{ m}$.

V.9 Conclusion

Ce chapitre nous a permis de vérifier la stabilité de la variante choisi du mur de quai dans différents modes de rupture et d'instabilité et on a conclus que cette variante répond aux exigences afin d'être exploité le plus normalement possible.

CHAPITRE VI

FERRAILLAGE DU CAISSON



VI.1 Introduction

Dans ce chapitre nous allons calculer et étudier la stabilité interne du quai qui consiste au calcul des efforts internes et leurs affecter des sections d'aciers adéquates et cela en se basant sur les règles du BAEL.

L'ouvrage se situe en milieu agressif, nous supposons des fissurations très préjudiciables.

VI.2 Ferrailage du caisson

VI.2.1 Ferrailage des futs

Le comportement d'un caisson cylindrique est identique à celui d'un silo, sauf que dans notre cas les matériaux (ballaste) ensilés ne sont pas en mouvement. Pour ça on a utilisé l'analyse de Janssen qui étudie l'équilibre d'une couche horizontale de matière ensilée, d'épaisseur (dz) soumise aux charges verticales et horizontales indiquées.

VI.2.1.1 Calcul des pressions horizontales sur les parois dans le cas d'un silo-inverse

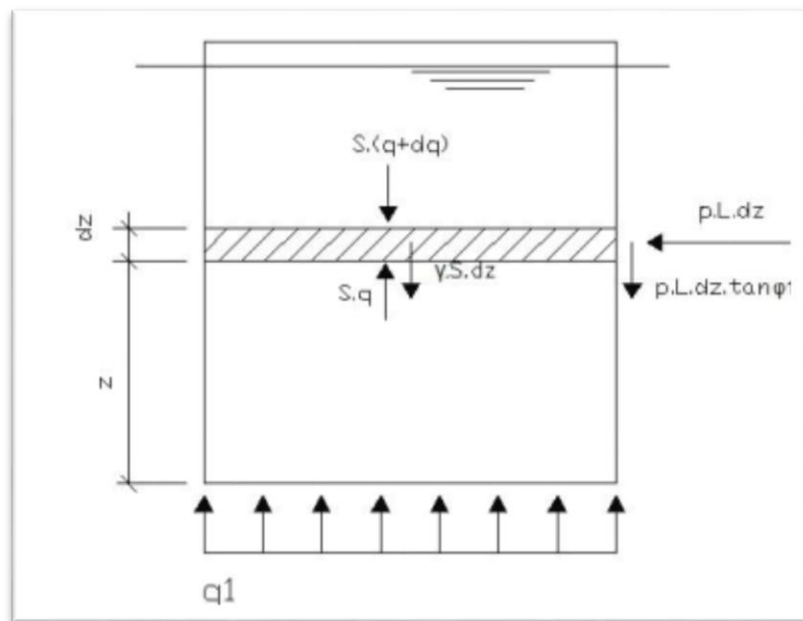


Figure VI.1 schéma représentant les différentes poussées agissantes sur une partie infinitésimale du caisson (silo-inverse)

- S = section droite du caisson.
- L = périmètre.
- q = pression moyenne vertical sur le caisson.
- P = pression normal sur paroi du niveau z .
- z = niveau d'une tranche d'anneau mesurée à partir du bas.
- $q1$ pression uniforme exercée sur la base.

Nota : Les caractéristiques du matériau de remplissage sont des paramètres variables tel que:

- Le poids volumique γ des matériaux augmente avec la pression.
- L'angle de frottement interne ϕ du matériau varie avec l'amplitude du déplacement.
- L'angle de frottement sur les parois δ dépend de la rugosité des parois.

On suppose que ϕ , δ et γ sont des paramètres constants sur la hauteur du caisson.

Equation d'équilibre :

$$\gamma \cdot S \cdot dz + P \cdot L \cdot ds \cdot \tan \delta - S \cdot q + S(q + dq) = 0$$

$$-\gamma \cdot S \cdot dz - P \cdot L \cdot ds \cdot \tan \delta = S \cdot \frac{dq}{dz}$$

On a :

$$P = k \cdot q \rightarrow q = \frac{P}{k}$$

$$dq = \frac{1}{k} \cdot dP$$

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

D'où:

$$-\gamma \cdot S \cdot dz - P \cdot L \cdot ds \cdot \tan \delta = \frac{S}{k} \cdot \frac{dP}{dz}$$

$$\frac{dP}{dz} + k \cdot \frac{L}{S} \cdot \tan \delta \cdot P + k \cdot \gamma = 0.$$

$$\frac{dP}{dz} + m \cdot P + k \cdot \gamma = 0 \dots\dots (I)$$

$$\text{Avec : } m = k \cdot \frac{L}{S} \cdot \tan \delta$$

Solution de l'équation (I) :

$$P = \lambda \cdot e^{-mz} - \frac{k \cdot \gamma}{m}$$

Conditions à la limite:

$$z = 0 \rightarrow P = k \cdot q = \lambda - (\gamma)/m$$

D'où:

$$\lambda = k(q + \frac{\gamma}{m})$$

Soit :

$$P_1 = k \left(q_1 + \frac{\gamma}{m} \right) \cdot e^{-mz} - \frac{k \cdot \gamma}{m}$$

Pour prendre en considération le déplacement du ballaste, et on se basant sur le comportement élasto-plastique du matériau, on pour le fonctionnement du silo-inverse les coefficients de sécurité suivent :

$$k' = 2.k$$

$$m' = k'' \cdot \frac{L}{S} \cdot \tan \delta$$

VI.2.1.2 Calcul des pressions horizontales sur les parois dans le cas d'un silo normal

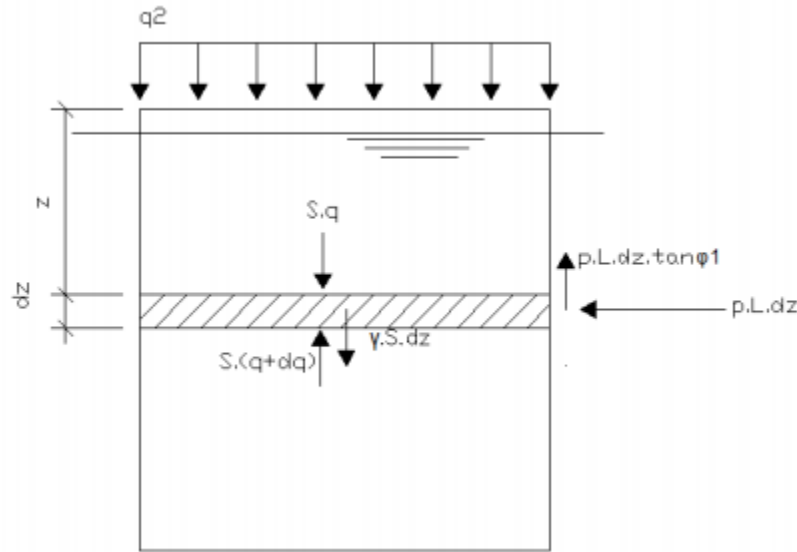


Figure VI.2 schéma représentant les différentes poussées agissantes sur une partie infinitésimale du caisson (Silo normal)

- \$S\$ = section droite du caisson.
- \$L\$ = périmètre.
- \$q\$ = pression moyenne vertical sur le caisson.
- \$P\$ = pression normal sur paroi du niveau \$z\$.
- \$z\$ = niveau d'une tranche d'anneau mesurée à partir du bas.
- \$q_2\$ pression uniforme exercée en tête.

L'équation d'équilibre devient :

$$\gamma \cdot S \cdot dz - P \cdot L \cdot ds \cdot \tan \delta + S \cdot q - S(q + dq) = 0$$

Soit
$$\frac{dp}{dz} + m \cdot P + k \cdot \gamma = 0 \dots (II)$$

Solution de l'équation (II) :

$$P_2 = k \left(q_2 - \frac{\gamma}{m} \right) \cdot e^{-mz} + \frac{k\gamma}{m}$$

Application :

Les caractéristiques du matériau de remplissage sont :

- $\gamma_{ball} = 18 \text{ kN/m}^3$
- $\gamma'_{ball} = 10 \text{ kN/m}^3$
- $\delta = \frac{2}{3} \cdot \Phi = \frac{2}{3} \cdot 37 = 24.67^\circ$ (frottement sol-mur)

$$k = \frac{\cos^2(37)}{\cos(0)\cos^2(0)\cos(24.67)} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(37+24.67)\sin(37)}{\cos(24.67)\cos(0)}} \right]^{-2}$$

$$k = 0.226$$

$$\text{D'où : } k' = 2 \cdot k = 0.451$$

Les caractéristiques du caisson sont :

- $S = \pi \cdot R^2 = \pi \cdot 7.4^2 = 172.03 \text{ m}^2$
- $L = \pi \cdot D = \pi \cdot 14.8 = 46.50 \text{ m}^2$

D'où :

$$m = k \cdot \frac{L}{S} \cdot \tan \delta = 0.226 \cdot \frac{46.5}{172.03} \cdot \tan 24.67 = 0.0280$$

$$m' = k' \cdot \frac{L}{S} \cdot \tan \phi = 0.451 \cdot \frac{46.5}{172.03} \cdot \tan 37 = 0.0918$$

Calcul des charges q_1 et q_2 :

a) Charge q_1

Dans le cas d'un silo-inverse les charges qui seront comprises dans le calcul sont la pression des matériaux de remplissage dans les deux cas (immergé et non immergé), la surcharge uniforme et la pression de l'eau de mer, la formule est comme suit :

$$q_1 = 0.8 \cdot \gamma_{ball} + (15 - 0.8) \cdot (\gamma'_{ball} + \gamma_w) + q$$

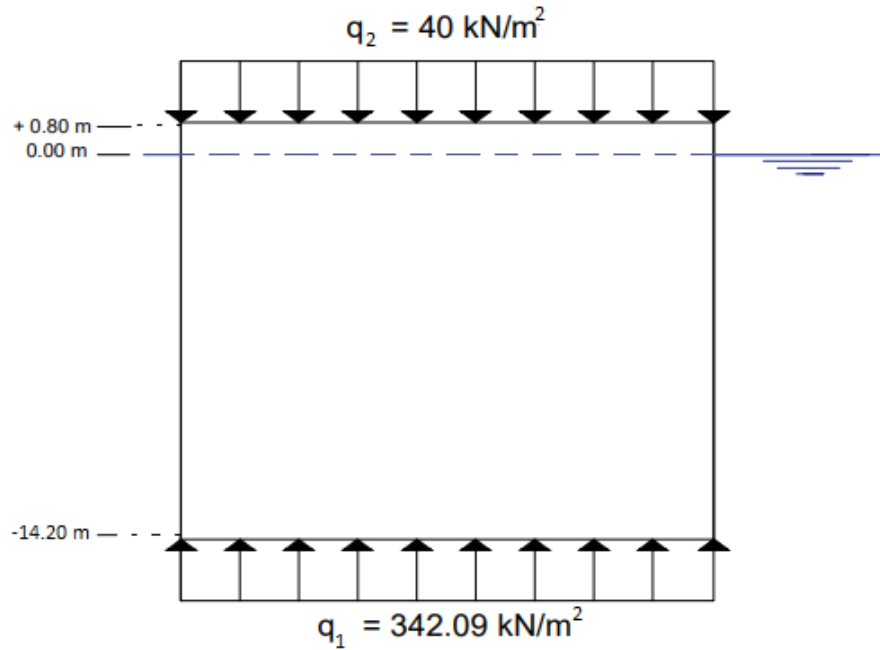
$$q_1 = 0.8 \cdot 18 + (15 - 0.8) \cdot (10 + 10.26) + 40$$

$$q_1 = 342.09 \text{ kN/m}^2$$

b) Charge q_2

Dans le cas normal d'un silo la seule charge qui sera comprise dans le calcul est la surcharge uniforme qui est :

$$q_2 = 40 \text{ kN/m}^2$$

Figure VI.3 : Schéma représentant l'application des charges q_1 et q_2

➤ Calcul des pressions en fonction de la profondeur :

• Cas d'un silo-inverse :

a) Cas non immergé :

On a déjà trouvé que

$$P_1 = k \cdot \left(q_1 + \frac{\gamma_{ball}}{m} \right) \cdot e^{-mz} - \frac{k \cdot \gamma_{ball}}{m}$$

$$P_1 = 0.226 \left(342.09 + \frac{18}{0.028} \right) \cdot e^{-0.028z} - \frac{0.226 \cdot 18}{0.028}$$

$$P_1 = 222.60 \cdot e^{-0.028z} - 145.29 \text{ (KPa)}$$

b) Cas immergé :

$$P'_1 = k \cdot \left(q_1 + \frac{\gamma'_{ball}}{m} \right) \cdot e^{-mz} - \frac{k \cdot \gamma'_{ball}}{m}$$

$$P'_1 = 0.226 \cdot \left(342.09 + \frac{10}{0.028} \right) \cdot e^{-0.028z} - \frac{0.226 \cdot 10}{0.028}$$

$$P'_1 = 158.02 e^{-0.028z} - 80.71 \text{ (KPa)}$$

La Pression P''_1 (en tenant compte des coefficients de sécurité) :

$$P''_1 = k' \cdot \left(q_1 + \frac{\gamma'_{ball}}{m'} \right) \cdot e^{-m'z} - \frac{k' \cdot \gamma'_{ball}}{m'}$$

$$P''_1 = 0.451 \cdot \left(342.09 + \frac{10}{0.0918} \right) \cdot e^{-0.0918z} - \frac{0.451 \cdot 10}{0.0918}$$

$$P''_1 = 203.41 e^{-0.0918z} - 49.13 \text{ (KPa)}$$

• Cas d'un silo normal :

a) Cas non immergé :

$$P_2 = k \cdot \left(q_2 - \frac{\gamma_{ball}}{m} \right) \cdot e^{-mz} + \frac{k \cdot \gamma_{ball}}{m}$$

$$P_2 = 0.226 \left(40 - \frac{18}{0.028} \right) \cdot e^{-0.028z} + \frac{0.226 \cdot 18}{0.028}$$

$$P_2 = -136.25e^{-0.028z} + 145.29 \text{ (KPa)}$$

b) Cas non immergé :

$$P'_2 = k \cdot \left(q_2 - \frac{\gamma'_{ball}}{m} \right) \cdot e^{-mz} + \frac{k \cdot \gamma'_{ball}}{m}$$

$$P'_2 = -71.67 e^{-0.028z} + 80.71 \text{ (KPa)}$$

Pour résumer tout ça, nous avons utilisé Excel pour calculer les différentes pressions, tel que P_{Max} est la pression maximale.

Tableau VI.1 Récapitulatif des valeurs des pressions sur les parois du caisson en fonction de sa hauteur

Niveau	Silo-inverse				Silo normal			P_{Max} (Kpa)
	Z_1 (m)	Cas non immergé P_1 (Kpa)	Cas immergé P'_1 (Kpa)	P''_1 (Kpa)	Z_2 (m)	Cas non immergé P_2 (Kpa)	Cas immergé P'_2 (Kpa)	
0.80	15,00	0,968622			0,00	9,04		9,04
0,40	14,60	2,615926			0,30	10,1797065		10,1797065
-0,70	13,50		27,5701237	9,77486275	1,50		11,9878028	27,5701237
-2,20	12,00		32,2147432	18,4710589	3,00		14,8143619	32,2147432
-3,70	10,50		37,0585912	28,4510849	4,50		17,5246639	37,0585912
-5,20	9,00		42,1102135	39,9044743	6,00		20,1234907	42,1102135
-6,70	7,50		47,3785225	53,0487414	7,50		22,6154271	53,0487414
-8,20	6,00		52,872813	68,1335126	9,00		25,0048696	68,1335126
-9,70	4,50		58,6027781	85,4452668	10,50		27,2960339	85,4452668
-11,20	3,00		64,5785271	105,312776	12,00		29,492962	105,312776
-12,70	1,50		70,8106027	128,11335	13,50		31,59953	128,11335
-14,20	0,00		77,31	154,28	15,00		33,6194544	153,28

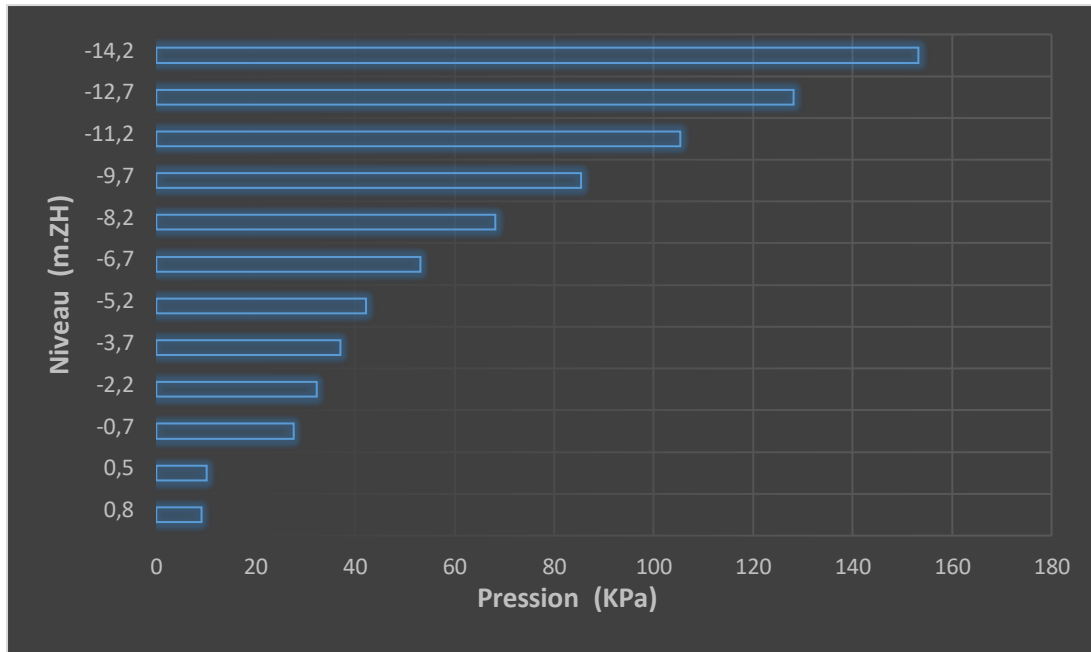


Figure VI.4 Graphe de la variation de la pression horizontale en fonction de la profondeur

VI.2.2 Vérification de l'épaisseur du voile

Les parois du caisson doivent avoir une épaisseur tel que :

$$e \geq \frac{P_{max} \cdot R_{moy}}{H \cdot \sigma_{t28}}$$

P_{max} : La pression maximale appliquée sur les parois.

R_{moy} : Rayon moyen du caisson. $R_{moy} = R_{int} + \frac{e}{2} = 7,4 + 0,6/2 = 7,7 \text{ m.}$

H : 1 mètre linéaire.

σ_{t28} : Contrainte de traction du béton qui est de : 2,4 MPa (voir chapitre V)

D'où :

$$e \geq \frac{154,28 \times 7,7}{2,4 \times 10^3} = 0,49 \text{ m}$$

On prit une épaisseur de 0.6 m, donc la condition est largement vérifiée.

VI.2.3 Armatures horizontales

Données:

- Béton: $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$
- Acier: HA feE400 type 1 ($f_e = 400 \text{ MPa}$)
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} = \text{Max} \{0,4 \cdot f_e ; 88 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \}$
- Milieu agressif + ouvrage marin : enrobage $c = 5 \text{ cm}$

VI.2.3.1 Condition de non-fragilité (CNF)

Selon le BAEL 99 la section de l'acier doit :

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

B : Section du voile (1×0.6) m^2

f_{tj} : Contrainte de traction du béton (2,7 MPa)

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

$$A_s \geq 0.6 \times \frac{2.4}{400}$$

$$A_s \geq 36 \text{ cm}^2$$

Sur la hauteur du caisson toutes les sections d'acier qui seront présent doivent être supérieures ou égales à la section d'acier dans la condition de non-fragilité.

VI.2.3.2 Dimensionnement à l'état limite d'ouverture des fissures

$$A_{s,ser} = \frac{N_{ser}}{\sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = \text{Max} \{ 0.4 \times 400; 88 \times \sqrt{1.6 \times 2.4} \} \quad (\eta = 1.6 : \text{armature à haute adhérence})$$

$$\sigma_{st} = \text{Max} \{ 160; 172.44 \} = 172.44 \text{ MPa.}$$

N_{ser} : Charge de service, variable selon la profondeur.

$$N_{ser} = T = P \cdot R_{moy}$$

A cause du changement de pression entre le fond et le haut du caisson, le ferrailage se fera par tranche de 3, 3, 3, 4.5 m

- **Niveau -14,20 à -11,20 m :**

$$A_{s,ser} = \frac{N_{ser}}{\sigma_{st}} = \frac{P_{max} \cdot R_{moy}}{\sigma_{st}} = \frac{153.28 \times 7.7}{172.44} = 68.44 \text{ cm}^2$$

Soit **9 HA Φ 32** ($A_s = 72.38 \text{ cm}^2$)

- **Niveau -11,20 à -8,20 m :**

$$A_{s,ser} = \frac{N_{ser}}{\sigma_{st}} = \frac{105.31 \times 7.7}{172.44} = 47.02 \text{ cm}^2$$

Soit **10 HA Φ 25** ($A_s = 49.09 \text{ cm}^2$)

• Niveau -8,20 à -5,20 m :

$$A_{s,ser} = \frac{N_{ser}}{\sigma_{st}} = \frac{68.13 \times 7,7}{172,44} = 30.42 \text{ cm}^2 < 36 \text{ cm}^2 (CNF)$$

Soit 12 HA $\phi 20$ ($A_s = 37.7 \text{ cm}^2$)

• Niveau -5,20 à -0,7 m :

$$A_{s,ser} = \frac{N_{ser}}{\sigma_{st}} = \frac{42.11 \times 7,7}{172,44} = 18.80 \text{ cm}^2 < 36 \text{ cm}^2 (CNF)$$

Soit 12 HA $\phi 20$ ($A_s = 37.7 \text{ cm}^2$)

• Niveau -0.7 à +0,8 m :

$$A_{s,ser} = \frac{N_{ser}}{\sigma_{st}} = \frac{27.57 \times 7,7}{172,44} = 12.31 \text{ cm}^2 < 36 \text{ cm}^2 (CNF)$$

Soit 12 HA $\phi 20$ ($A_s = 37.7 \text{ cm}^2$)

VI.2.4 Armatures transversales (effort tranchant)

Vérifions d'abord que $\tau u^{max} < \bar{\tau} u$

On a :

$$\tau u^{max} = \frac{Vu^{max}}{b_0 \cdot d}$$

Vu^{max} : effort tranchant max = 206.928 kN/ml

b_0 : largeur de la surface d'application = 100 cm

d : hauteur utile : 40 cm

$$\tau u^{max} = \frac{206.928}{0.4} = 517.32 \text{ kN/m}^2 \cdot \text{ml}$$

$$\bar{\tau} u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 4 \text{ MPa}$$

Donc

$$\tau u^{max} < \bar{\tau} u \text{ est vérifiée}$$

Niveau -14,20 à -11,20 m :

$$Vu = 206.928 \text{ kN/ml}$$

$$\tau u = 517.32 \text{ kN/m}^2 \cdot \text{ml}$$

L'espacement entre les barres :

$$St \leq [0.9d ; 40 \text{ cm}]$$

On prendra $St = 20 \text{ cm}$

Diamètres des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_L \right\}$$

$$\phi_t \leq 10 \text{ cm}$$

La section transversal:

$$A_t \geq \frac{b_0 \cdot S_t \cdot \gamma_s \cdot (\tau u - 0,3 \cdot f_{tj} \cdot K)}{0,9 \cdot f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

Avec :

γ_s : coefficient de sécurité égal à 1 dans le cas accidentel;

K : coefficient empirique égal à 0 dans le cas de fissurations très préjudiciable;

α : angle d'inclinaison des fissures égal à 90° .

$$A_t \geq \frac{1 \times 0,2 \times 1 \times (517,32 \times 10)}{0,9 \times 400 \times 1}$$

$$A_t \geq 2,87 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3 \text{ cm}^2$$

soit **10HAØ8** ($A_t = 5,03 \text{ cm}^2$)

- Niveau -11,20 à -8,20 m :

On prendra $St = 20 \text{ cm}$

$$V_u = 142,17 \text{ kN/ml}$$

$$\tau u = 258,66 \text{ kN/m}^2 \cdot \text{ml}$$

$$A_t \geq 1,437 \text{ cm}^2$$

soit **10HAØ8** ($A_t = 5,03 \text{ cm}^2$)

- Niveau -8,20 à -5,20 m :

On prendra $St = 20 \text{ cm}$

$$V_u = 91,98 \text{ kN/ml}$$

$$\tau u = 229,95 \text{ kN/m}^2 \cdot \text{ml}$$

$$A_t \geq 1,28 \text{ cm}^2$$

soit **10HAØ6** ($A_t = 2,83 \text{ cm}^2$)

- Niveau -5,20 à -0,7 m

On prendra $St = 20 \text{ cm}$

$$V_u = 56.85 \text{ kN/ml}$$

$$\tau_u = 142.12 \text{ kN/m}^2 \cdot \text{ml}$$

$$A_t \geq 0.7 \text{ cm}^2$$

soit **10HAØ6** ($A_t = 2.83 \text{ cm}^2$)

• Niveau -0.7 à +0.8 m :

On prendra $St = 20 \text{ cm}$

$$V_u = 37.22 \text{ kN/ml}$$

$$\tau_u = 93.05 \text{ kN/m}^2 \cdot \text{ml}$$

$$A_t \geq 0.15 \text{ cm}^2$$

soit **10HAØ6** ($A_t = 2.83 \text{ cm}^2$)

VI.3. Ferrailage du radier :

Le caisson est supposé être mis en place par flottaison. Le radier est soumis à deux types d'efforts :

- Moment de flexion sous radier due à la pression hydrostatique.
- Moment d'encastrement du radier sur l'anneau de base lorsque le caisson est en place et rempli d'enrochements.

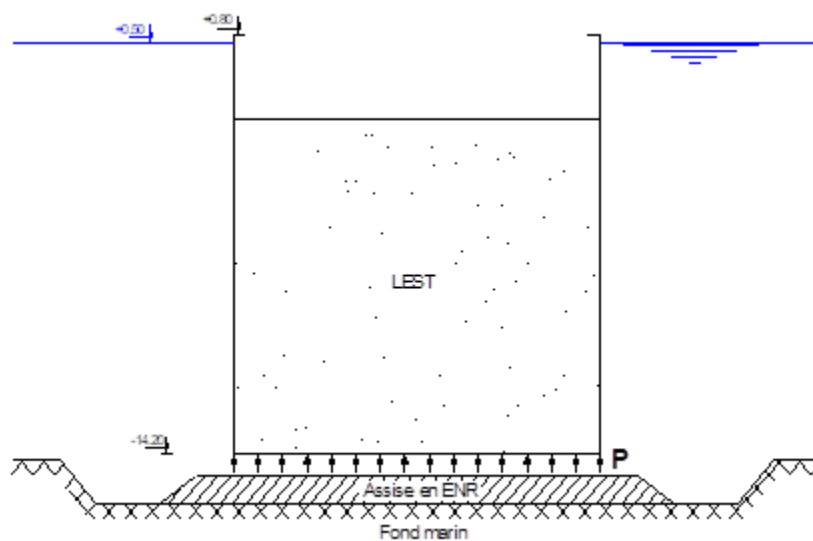


Figure VI.5 pression hydrostatique agissante sur le radier

VI.3.1 Les charges agissantes

On distingue 4 cas de chargement du radier :

Cas N° 1 : Pression sous le radier en transport

$$P_1 = h \cdot \gamma_w - \gamma'_b \cdot e$$

$$P_1 = 6.00 \times 10.26 - 15 \times 0.8 = 49.56 \text{ kN/m}^2$$

Cas N° 2 : Pression sous le radier à la mise en place

$$P_2 = H_t \cdot \gamma_w - \gamma'_b \cdot e - \gamma'_{ball} \cdot y$$

$$P_2 = 15.8 \times 10.26 - 15 \times 0.8 - 11 \times 12.048 = 17.58 \text{ kN/m}^2$$

Cas N° 3 : Pression sous le radier en exploitation

$$P_3 = \sigma_{v(max)} - q - \gamma_{ball} \cdot e - \gamma'_{ball} \cdot (H_t - 2 \cdot e) - \gamma'_b \cdot e$$

$$P_3 = 370.952 - 40 - 18 \times 0.8 - 11 \times (15.8 - 2 \times 0.8) - 15 \times 0.8 = 148.352 \text{ kN/m}^2$$

Cas N° 4 : Pression sous le radier en cas de séisme

$$P_4 = \sigma_{v(max)} - q - \gamma_{ball} \cdot e - \gamma'_{ball} \cdot (H_t - 2 \cdot e) - \gamma'_b \cdot e$$

$$P_4 = 466.365 - 40 - 18 \times 0.8 - 11 \times (15.8 - 2 \times 0.8) - 15 \times 0.8 = 243.765 \text{ kN/m}^2$$

Supposons que le radier est simplement appuyé sur le contour de l'anneau, d'après Timoshenko, les relations donnant les moments de flexion sont :

- **Sens radial**

$$M_r = \frac{P}{16} [R_{moy}^2 \cdot (1 + \mu) - x^2 \cdot (3 + \mu)]$$

Pour $x = R_{moy}$:

$$M_r = -\frac{P \cdot R_{moy}^2}{8}$$

Pour $x = 0$:

$$M_r = \frac{1 + \mu}{16} \cdot P \cdot R_{moy}^2$$

Avec $\mu = 0.15$ (coefficient de poisson)

Tableau VI.2 Moments de flexion dans le sens radial

<i>Cas de charge</i>	<i>M⁺ (kN.m/ml)</i>	<i>M⁻ (kN.m/ml)</i>	
Cas N° 1	211.566	367.302	ELS
Cas N° 2	75.047	130.289	
Cas N° 3	633.297	1099.474	
Cas N° 4	1040.604	1806.603	ELU

- Sens transversal**

$$M_t = \frac{P}{16} [R_{moy}^2 \cdot (1 + \mu) - x^2 \cdot (1 + 3\mu)]$$

Pour $x = R_{moy}$:

$$M_t = -\frac{\mu \cdot P \cdot R_{moy}^2}{8}$$

Pour $x = 0$:

$$M_t = \frac{1 + \mu}{16} \cdot P \cdot R_{moy}^2$$

Tableau VI.3 Moments de flexion dans le sens transversal

Cas de charge	M⁺ (kN.m/ml)	M⁻ (kN.m/ml)	
Cas N° 1	211.566	55.830	ELS
Cas N° 2	75.047	19.804	
Cas N° 3	633.297	167.120	
Cas N° 4	1040.604	274.604	ELU

NOTA :

M⁺ : Fibre tendue vers le bas

M⁻ : Fibre tendue vers le haut

➤ **Distances d'annulation des moments :**

Dans le cas radial : $d = 0.6 \times R_{moy} = 0.6 \times 7.7 = 4.62 \text{ m}$

Dans le cas transversal : $d' = 0.9 \times R_{moy} = 0.9 \times 7.7 = 6.93 \text{ m}$

➤ **Hypothèses sur les matériaux :**

- $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$
- $f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$
- $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$
- $f_e = 400 \text{ MPa}$
- $\eta = 1.6 \text{ (HA)}$
- $\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \{ 0.8 \times \frac{2}{3} \times f_e ; \max(0.4 f_e ; 88 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \} = 172.44 \text{ MPa}$
- $\bar{\alpha} = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{15 \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} = \frac{15 \times 18}{15 \times 18 + 172.44} = 0.61$

VI.3.2 Vérification de l'épaisseur du radier :

$$e_{min} = \sqrt{\frac{M}{0.5 \times \sigma_{bc} \times \bar{\alpha} \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \right) b_0}} = 64.27 \text{ cm}$$

On a pris $e = 80 \text{ cm}$, condition vérifiée.

VI.3.3 Calcul des sections d'acier

VI.3.3.1 Calcul à l'ELS

On a:

$$X = \bar{\alpha} \cdot d = 0.61 \times 0.9 \times 0.8 = 0.4392 \approx 0.44 \text{ m}$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 0.72 - \frac{0.44}{3} = 0.573 \text{ m}$$

$$M_1 = \frac{1}{2} \cdot b \cdot X \cdot \sigma_{bc} \cdot Z = 0.5 \times 1 \times 0.44 \times 18 \times 0.573 \times 10^3 = 2269.08 \text{ kN.m/ml}$$

D'où :

$$M_1 \geq M_{ser} \Rightarrow \text{Section sans armatures comprimées (S.S.A.C)}$$

La section d'armature est donc donnée par la relation :

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

Condition de non fragilité (CNF) :

Selon le BAEL 99 la section de l'acier doit être :

$$A_s \geq 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d$$

$$A_s \geq 0.23 \times \frac{2.4}{400} \times 100 \times 72$$

$$A_s \geq 9.94 \text{ cm}^2$$

VI.3.3.1.1 Calcul des sections d'acier dans le sens radial**Tableau VI.4** Sections d'acier dans le sens radial

Cas de charge	$A_s(\text{cm}^2)$	
	$M^+ (\text{kN.m/ml})$	$M^- (\text{kN.m/ml})$
Cas N° 1	21.41	37.17
Cas N° 2	7.59	13.19
Cas N° 3	64.09	111.27
On prend $A_s(\text{cm}^2) =$	64.09	111.27

VI.3.3.1.2 Calcul des sections d'acier dans le sens transversal**Tableau VI.5** Sections d'acier dans le sens transversal

Cas de charge	$A_s(\text{cm}^2)$	
	$M^+ (\text{kN.m/ml})$	$M^- (\text{kN.m/ml})$
Cas N° 1	21.41	5.65
Cas N° 2	7.59	2.00
Cas N° 3	76.92	16.91
On prend $A_s(\text{cm}^2) =$	76.92	16.91

VI.3.3.2 Calcul à l'ELU

VI.3.3.2.1 Calcul des sections d'acier dans le sens radial

➤ Calcul de la section d'acier du lit supérieure

$M_U^+ = 1806.603 \text{ kN.m/ml}$ (cas de charge N° 4)

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \times 30}{1 \times 1.15} = 22.17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1.35 \times 1806.603}{1 \times 0.72^2 \times 22.17 \times 1000} = 0.216$$

On a feE400 type 1, $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ et $\rho_m = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.37$ → du tableau (annexe D.2)

$\mu_c = 0.313$ → $\mu_c > \mu$ → Section sans armatures comprimées (SSAC)

La section d'armature nécessaire est donnée par la formule suivante :

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s}$$

D'où :

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.216}}{0.8} = 0.308$$

Et

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.72 \times (1 - 0.4 \times 0.308) = 0.631296 \text{ m}$$

On a :

$$\mu \leq 0.186 \implies \varepsilon_s = 10 \times 10^{-3}$$

Alors :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa} \quad (\varepsilon_{es} < \varepsilon_s)$$

D'où :

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{1.35 \times 1806.603 \times 10}{0.631296 \times 400} = 96.59 \text{ cm}^2 > \text{CNF}$$

➤ Calcul de la section d'acier du lit Inférieure :

On a $M_U^- = 1040.604 \text{ kN.m/ml}$

$$\mu = \frac{1.35 \times 1040.604}{1 \times 0.72^2 \times 22.17 \times 1000} = \mathbf{0.1215}$$

- On a feE400 type 1 , $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ et $\rho_m = 1.37$ $\longrightarrow$ du tableau (annexe D.2)

$$\mu_c = \mathbf{0.313} \longrightarrow \mu_c > \mu \longrightarrow \text{Section sans armatures comprimées (SSAC)}$$

La section d'armature nécessaire est donnée par la formule suivante :

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s}$$

D'où :

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.1215}}{0.8} = \mathbf{0.1624}$$

Et

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.72 \times (1 - 0.4 \times 0.1624) = \mathbf{0.67323 \text{ m}}$$

On a :

$$\mu \leq 0.186 \implies \varepsilon_s = \mathbf{10 \times 10^{-3}}$$

Alors :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = \mathbf{400 \text{ MPa}} \quad (\varepsilon_s < \varepsilon_s)$$

D'où :

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{1.35 \times 1040.604 \times 10}{0.67323 \times 400} = \mathbf{52.17 \text{ cm}^2} > \text{CNF}$$

VI.3.3.2.2 Calcul des sections d'acier dans le sens transversal

➤ Calcul de la section d'acier du lit supérieure

$$M_u = \mathbf{274.604 \text{ kN.m/ml}}$$

$$\mu = \frac{1.35 \times 274.604}{1 \times 0.72^2 \times 22.17 \times 1000} = \mathbf{0.032}$$

- On a feE400 type 1 , $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ et $\rho_m = 1.37$ $\longrightarrow$ du tableau (annexe D)

$$\mu_c = \mathbf{0.313} \longrightarrow \mu_c > \mu \longrightarrow \text{Section sans armatures comprimées (SSAC)}$$

La section d'armature nécessaire est donnée par la formule suivante :

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s}$$

D'où :

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.032}}{0.8} = \mathbf{0.04}$$

Et

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.72 \times (1 - 0.4 \times 0.04) = \mathbf{0.70848 \text{ m}}$$

On a :

$$\mu \leq 0.186 \implies \varepsilon_s = \mathbf{10 \times 10^{-3}}$$

Alors :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = \mathbf{400 \text{ MPa}} \quad (\varepsilon_{es} < \varepsilon_s)$$

D'où :

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{1.35 \times 274.604 \times 10}{0.70848 \times 400} = \mathbf{13.08 \text{ cm}^2} > \mathbf{CNF}$$

➤ Calcul de la section d'acier du lit inférieur :

$$M^+_{\text{U}} = \mathbf{1040.604 \text{ kN.m/ml}}$$

$$\mu = \frac{1.35 \times 1040.604}{1 \times 0.72^2 \times 22.17 \times 1000} = \mathbf{0.1215}$$

- On a feE400 type 1 , $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ et $\rho_m = 1.37 \implies$ du tableau (annexe D)

$$\mu_c = \mathbf{0.313} \implies \mu_c > \mu \implies \text{Section sans armatures comprimées (SSAC)}$$

La section d'armature nécessaire est donnée par la formule suivante :

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s}$$

D'où :

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.1215}}{0.8} = \mathbf{0.1624}$$

Et

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.72 \times (1 - 0.4 \times 0.1624) = \mathbf{0.67323 \text{ m}}$$

On a :

$$\mu \leq 0.186 \implies \varepsilon_s = \mathbf{10 \times 10^{-3}}$$

Alors :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = \mathbf{400 \text{ MPa}} \quad (\varepsilon_{es} < \varepsilon_s)$$

D'où :

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{1.35 \times 1040.604 \times 10}{0.67323 \times 400} = \mathbf{52.17 \text{ cm}^2} > \mathbf{CNF}$$

VI.3.4 Choix des armatures

On remarque que :

$$A_s(E.L.S) > A_s(E.L.U)$$

Donc le choix des armatures se fait selon le calcul à l'E.L.S tel que :

Sens radial

- Lit supérieur : $A_s = \mathbf{64.09 \text{ cm}^2}$ soit **14HAØ 25/ml** ($A_s = 68.72 \text{ cm}^2$)
- Lit inférieur : $A_s = \mathbf{111.27 \text{ cm}^2}$ soit **14HAØ 32/ml** ($A_s = 112.6 \text{ cm}^2$)

Sens transversal

- Lit supérieur : $A's = \mathbf{76.92 \text{ cm}^2}$ soit **10HAØ 32/ml** ($A_s = 80.42 \text{ cm}^2$)
- Lit inférieur : $A's = \mathbf{16.91 \text{ cm}^2}$ soit **6HAØ 20/ml** ($A_s = 18.85 \text{ cm}^2$)

VI.3.5 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 encastrees 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)

$$M = \frac{P \times R \times e}{\sqrt{12}}$$

$P = \mathbf{153,28 \text{ kN/m}^2}$: Pression sur la paroi du caisson à la base ;

$R = R_{moy} = \mathbf{7.7 \text{ m}}$: Rayon moyen ;

$e = \mathbf{0.6 \text{ m}}$: épaisseur de la paroi ;

$$M = \frac{153.28 \times 7.7 \times 0.6}{\sqrt{12}} = \mathbf{204.43 \text{ kN.m/ml}}$$

Donc :

$$A_s = \frac{M}{0.807 \times e \cdot \bar{\sigma}_{st}} + \frac{T}{2 \times \bar{\sigma}_{st}}$$

$$A_s = \frac{204.43 \times 10}{0.807 \times 0.6 \times 172.44} + \frac{153.28 \times 7.7 \times 10}{2 \times 172.44} = 58.65 \text{ cm}^2$$

Le choix des armatures : **12HAØ 25** ($A_s = 58.9 \text{ cm}^2$)

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.4 Ferrailage de la poutre de couronnement :

Pour l'évaluation des moments fléchissant (longitudinaux et transversaux) dans la poutre de couronnement, on a utilisé le logiciel ROBOT STURUCTURAL 2020 :

- Selon l'axe (xx)

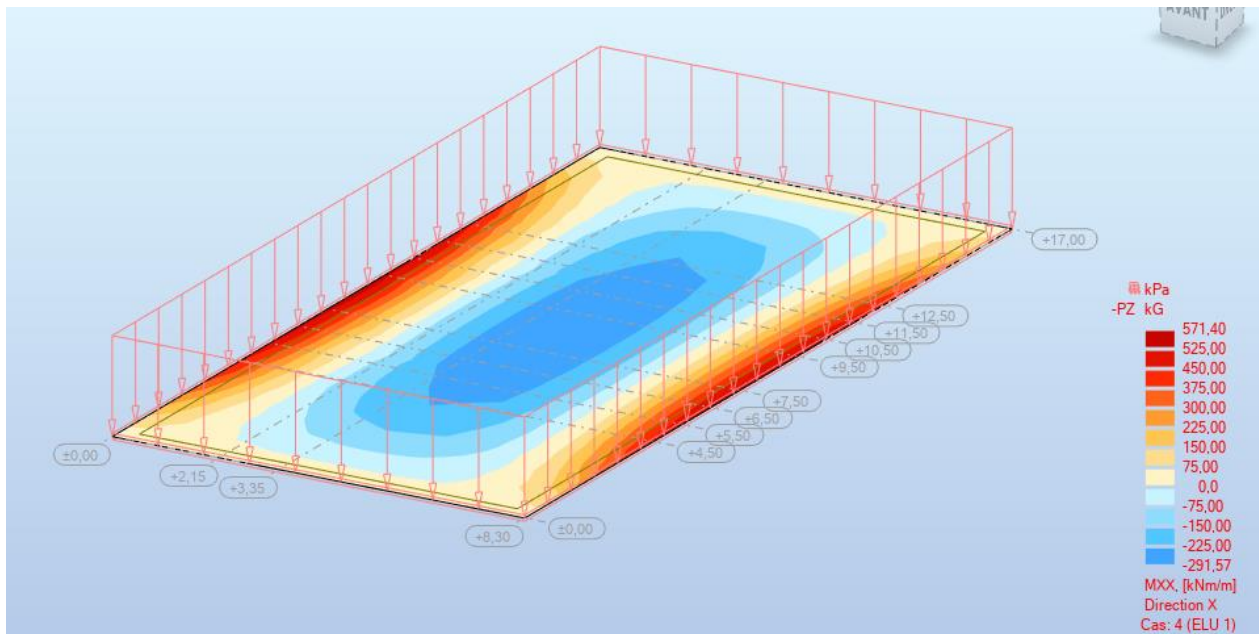


Figure VI.6 Graphe représentant la variation des moments selon l'axe (xx) ELU 01

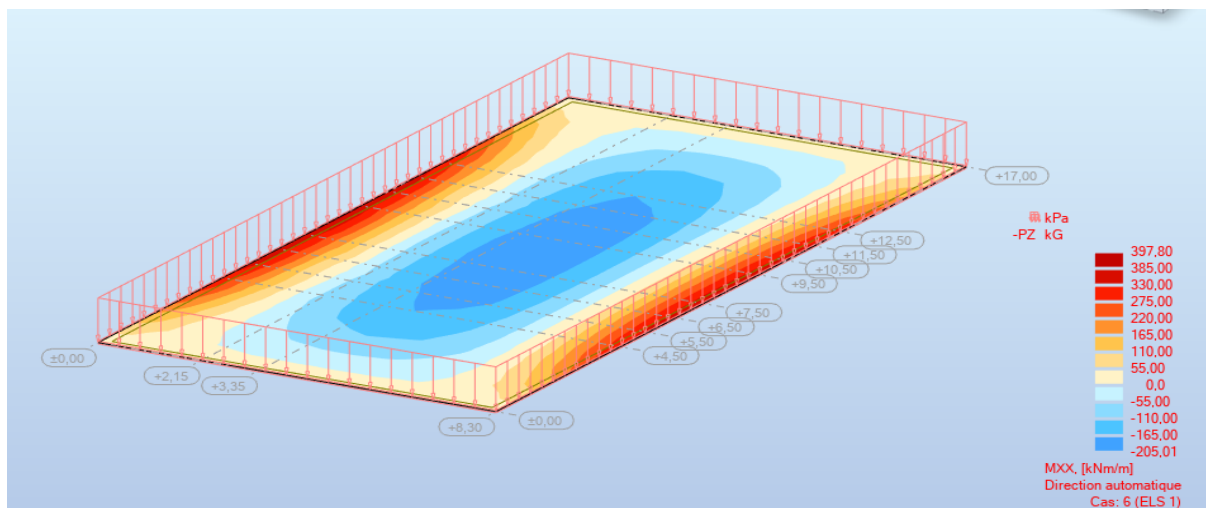


Figure VI.7 Graphe représentant la variation des moments selon l'axe (xx) ELS 01

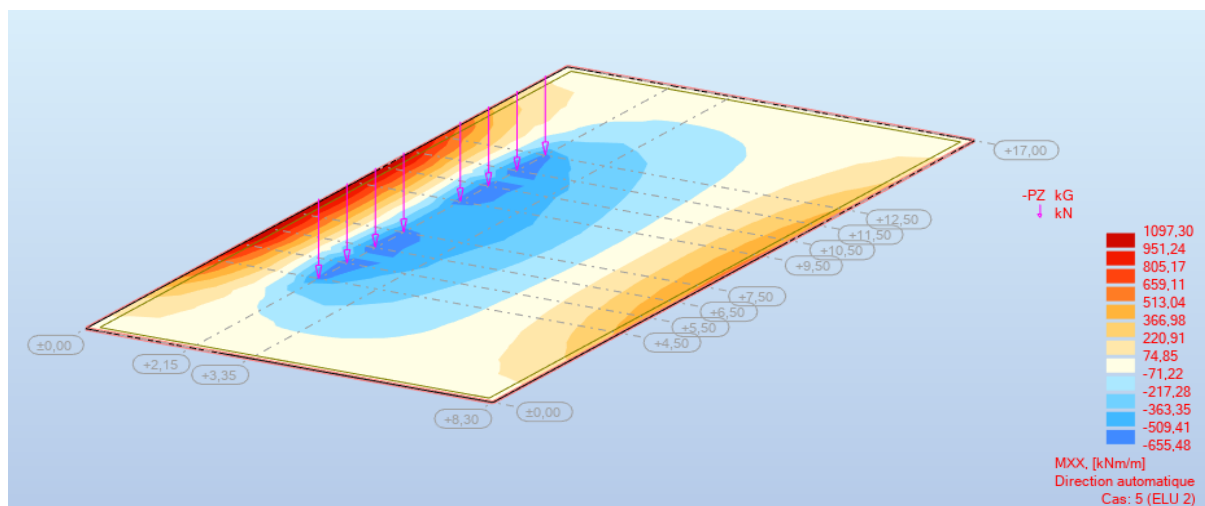


Figure VI.8 Graphe représentant la variation des moments selon l'axe (xx) ELU 02

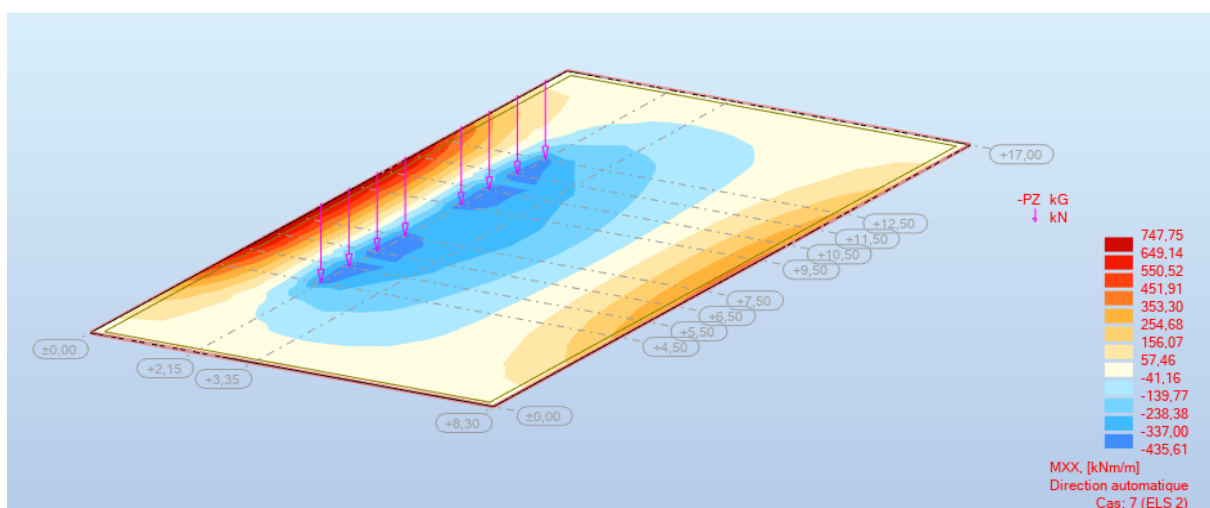


Figure VI.9 Graphe représentant la variation des moments selon l'axe (xx) ELS 02

• Selon l'axe (yy)

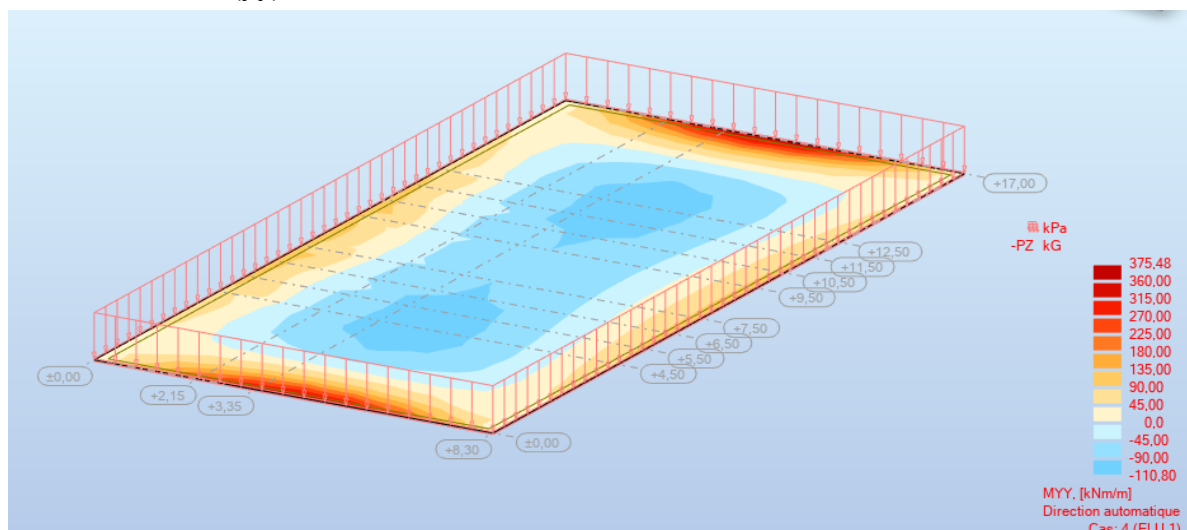


Figure VI.10 Graphe représentant la variation des moments selon l'axe (yy) ELU 01

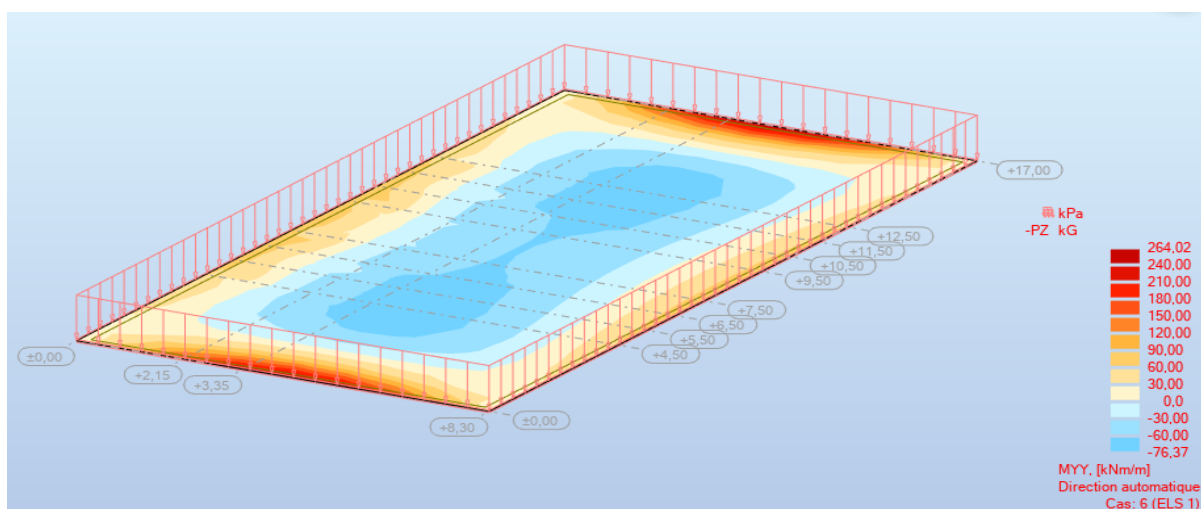


Figure VI.11 Graphe représentant la variation des moments selon l'axe (yy) ELS 01

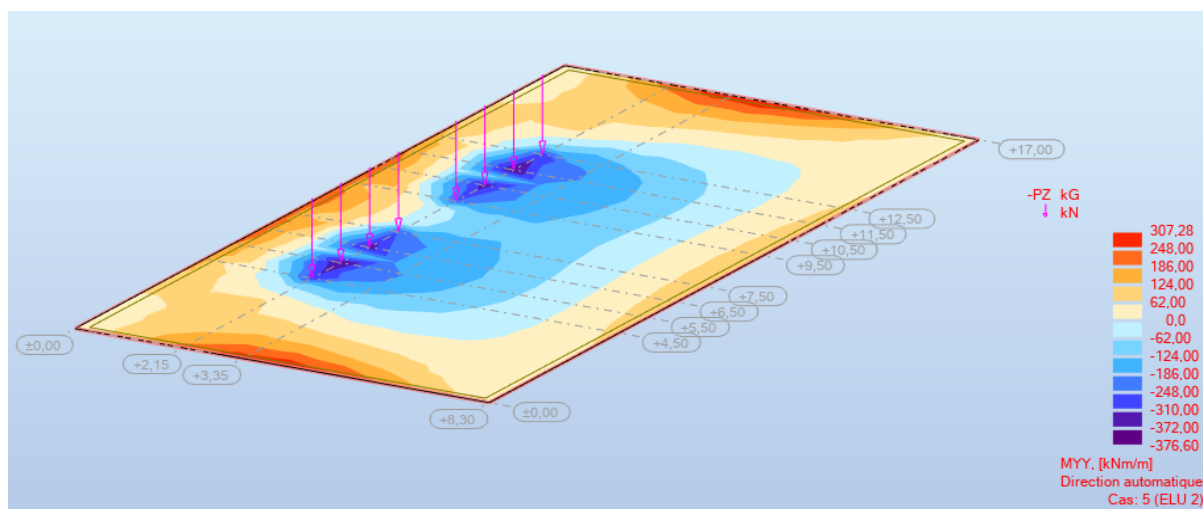


Figure VI.12 Graphe représentant la variation des moments selon l'axe (yy) ELU 02

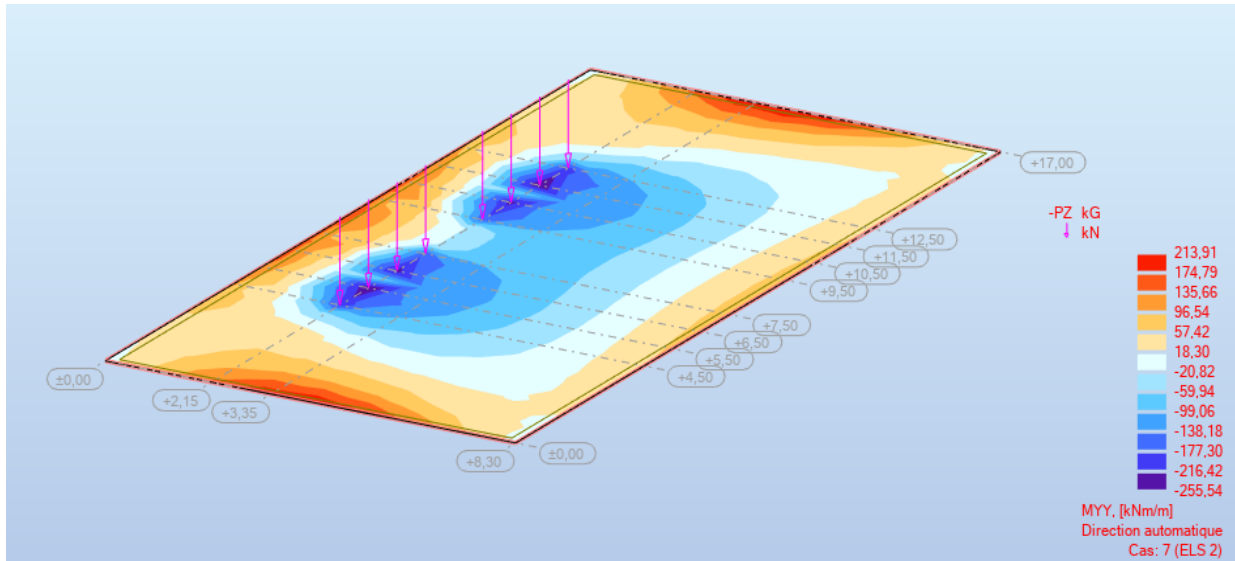


Figure VI.13 Graphe représentant la variation des moments selon l'axe (yy) ELS 02

Tel que :

ELU 01 : Poids propre + surcharges ;

ELU 02 : Poids propre + une grue portique en fonctionnement ;

ELS 01 : Poids propre + surcharges ;

ELS 02 : Poids propre + une grue portique en fonctionnement

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Sens longitudinal

Tableau VI.6 Valeurs des moments en sens longitudinale (xx)

	Moments positifs (+) kN.m/ml	Moments négatifs (-) kN.m/ml
ELU 01	571.40	291.57
ELS 01	397.80	205.01
ELU 02	1097.30	655.48
ELS 02	747.75	435.61

Sens Transversal**Tableau VI.7** Valeurs des moments en sens Transversal (yy)

	Moments positifs (+) kN.m/ml	Moments négatifs (-) kN.m/ml
ELU 01	375.48	110.80
ELS 01	264.02	76.37
ELU 02	307.28	376.60
ELS 02	213.91	255.54

VI.4.1 Ferrailage selon le sens longitudinal (xx) :

Section : $h = 1.2 \text{ m}$; $b = 1 \text{ ml}$.

- Fibre Inférieure**

Calcul à l'ELU :

On a :

$$M_u = + 1097.30 \text{ kN.m/ml}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1097.30}{1 \times (0.9 \times 1.2)^2 \times 22.17 \times 1000} = \mathbf{0.042}$$

On a feE400 type 1 , $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ et $\rho_m = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.46 \rightarrow$ du tableau (annexe D.4)

$\mu_c = \mathbf{0.362} \rightarrow \mu_c > \mu \rightarrow$ Section sans armatures comprimées (SSAC)

La section d'armature nécessaire est donnée par la formule suivante :

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s}$$

D'où :

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.042}}{0.8} = \mathbf{0.278}$$

Et

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.54 \times (1 - 0.4 \times 0.278) = \mathbf{0.959 \text{ m}}$$

On a :

$$\mu \leq 0.186 \Rightarrow \varepsilon_s = \mathbf{10 \times 10^{-3}}$$

Alors :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = \mathbf{400 \text{ MPa}} \quad (\varepsilon_{es} < \varepsilon_s)$$

D'où :

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{1097.30 \times 10}{0.959 \times 400} = \mathbf{28.59 \text{ cm}^2}$$

Calcul à l'ELS

$$M_{ser} = +747.75 \text{ kN.m/ml}$$

On a:

$$X = \bar{\alpha} \cdot d = \bar{\alpha} \cdot 0.9 \cdot h = 0.61 \times 0.9 \times 1.2 = \mathbf{0.6588 \text{ m}}$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 1.08 - \frac{0.6588}{3} = \mathbf{0.8604 \text{ m}}$$

$$M_1 = \frac{1}{2} \cdot b \cdot X \cdot \bar{\sigma}_{bc} \cdot Z = 0.5 \times 1 \times 0.6588 \times 18 \times 0.8604 \times 10^2 = \mathbf{510.14 \text{ kN.m/ml}}$$

D'où :

$$M_1 \geq M_{ser} \quad \Rightarrow \quad \text{Section sans armatures comprimées (S.S.A.C)}$$

La section d'armature est donc donnée par la relation :

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{747.75 \times 10}{0.8604 \times 172.44} = \mathbf{50.39 \text{ cm}^2}$$

Le choix des armatures :

$$A_s(\text{ELS}) > A_s(\text{ELU})$$

On prend alors **7 HAØ 32 / ml** ($A_s = 56.3 \text{ cm}^2$)

• Fibres Supérieures :

$$M_u = -655.48 \text{ kN.m/ml}$$

$$M_{ser} = -435.61 \text{ kN.m/ml}$$

Calcul à l'ELU

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{655.48}{1 \times (0.9 \times 1.2)^2 \times 22.17 \times 1000} = \mathbf{0.025}$$

On a feE400 type 1, $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ et $\rho_m = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.5 \quad \Rightarrow \quad \text{du tableau (annexe D.4)}$

$$\mu_c = \mathbf{0.378} \quad \Rightarrow \quad \mu_c > \mu \quad \Rightarrow \quad \text{Section sans armatures comprimées (SSAC)}$$

La section d'armature nécessaire est donnée par la formule suivante :

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s}$$

D'où :

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.025}}{0.8} = \mathbf{0.0316}$$

Et

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.08 \times (1 - 0.4 \times 0.0316) = \mathbf{1.066 \text{ m}}$$

On a :

$$\mu \leq 0.186 \implies \varepsilon_s = \mathbf{10 \times 10^{-3}}$$

Alors :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = \mathbf{400 \text{ MPa}} \quad (\varepsilon_{es} < \varepsilon_s)$$

D'où :

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{655.48 \times 10}{1.066 \times 400} = \mathbf{15.37 \text{ cm}^2}$$

Calcul à l'ELS

$$M_{ser} = 435.61 \text{ kN.m/ml}$$

On a:

$$X = \bar{\alpha} \cdot d = \bar{\alpha} \cdot 0.9 \cdot h = 0.61 \times 0.9 \times 1.2 = \mathbf{0.6588 \text{ m}}$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 1.08 - \frac{0.6588}{3} = \mathbf{1.066 \text{ m}}$$

$$M_1 = \frac{1}{2} \cdot b \cdot X \cdot \bar{\sigma}_{bc} \cdot Z = 0.5 \times 1 \times 0.33 \times 18 \times 0.43 \times 10^3 = \mathbf{510.14 \text{ kN.m/ml}}$$

D'où :

$$M_1 \geq M_{ser} \implies \text{Section sans armatures comprimées (S.S.A.C)}$$

La section d'armature est donc donnée par la relation :

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{435.61 \times 10}{1.066 \times 172.44} = \mathbf{23.69 \text{ cm}^2}$$

Le choix des armatures :

$$A_s(\text{ELS}) > A_s(\text{ELU})$$

On prend alors **6 HAØ 25/ml** ($A_s = 29.45 \text{ cm}^2$)

VI.4.2 Ferrailage selon le sens transversal :

- Fibre inférieures

On a :

$$M_u = + 375.48 \text{ kN.m/ml}$$

Calcul à l'ELU :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{375.48}{1 \times (0.9 \times 1.2)^2 \times 22.17 \times 1000} = \mathbf{0.015}$$

On a feE400 type 1 , $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ et $\rho_m = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.42 \rightarrow$ du tableau (annexe D.4)

$\mu_c = \mathbf{0.352} \rightarrow \mu_c > \mu \rightarrow$ Section sans armatures comprimées (SSAC)

La section d'armature nécessaire est donnée par la formule suivante :

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s}$$

D'où :

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.015}}{0.8} = \mathbf{0.019}$$

Et

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.08 \times (1 - 0.4 \times 0.019) = \mathbf{1.07 \text{ m}}$$

On a :

$$\mu \leq 0.186 \Rightarrow \varepsilon_s = \mathbf{10 \times 10^{-3}}$$

Alors :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = \mathbf{400 \text{ MPa}} \quad (\varepsilon_{es} < \varepsilon_s)$$

D'où :

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{375.48 \times 10}{1.07 \times 400} = \mathbf{8.72 \text{ cm}^2}$$

Calcul à l'ELS

$$M_{ser} = 264.02 \text{ kN.m/ml}$$

On a :

$$X = \bar{\alpha} \cdot d = \bar{\alpha} \cdot 0,9 \cdot h = 0,61 \times 0,9 \times 1,2 = \mathbf{0.6588 \text{ m}}$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 1,08 - \frac{0,6588}{3} = \mathbf{0.8604 \text{ m}}$$

$$M_1 = \frac{1}{2} \cdot b \cdot X \cdot \bar{\sigma}_{bc} \cdot Z = 0,5 \times 1 \times 0,6588 \times 18 \times 0,8604 \times 10^2 = \mathbf{510.14 \text{ kN.m/ml}}$$

D'où :

$$M_1 \geq M_{ser} \Rightarrow \text{Section sans armatures comprimées (S.S.A.C)}$$

La section d'armature est donc donnée par la relation :

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \cdot \bar{\sigma}_{st}} = \frac{264.02 \times 10}{0.8604 \times 172.44} = \mathbf{17.79 \text{ cm}^2}$$

Le choix des armatures :

$$A_s (\text{ELS}) > A_s (\text{ELU})$$

On prend alors **6 HAØ 20/ml** ($A_s = 18.85 \text{ cm}^2$)

• Fibres supérieures :

$$M_u = -376.60 \text{ kN.m/ml}$$

Calcul à l'ELU

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{376.60}{1 \times (0.9 \times 1.2)^2 \times 22.17 \times 1000} = \mathbf{0.0146}$$

On a feE400 type 1 , $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ et $\rho_m = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.47 \Rightarrow$ du tableau (annexe D.4)

$$\mu_c = \mathbf{0.364} \Rightarrow \mu_c > \mu \Rightarrow \text{Section sans armatures comprimées (SSAC)}$$

La section d'armature nécessaire est donnée par la formule suivante :

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s}$$

D'où :

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0146}}{0.8} = \mathbf{0.018}$$

Et

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.54 \times (1 - 0.4 \times 0.0129) = \mathbf{1.07 \text{ m}}$$

On a :

$$\mu \leq 0.186 \Rightarrow \varepsilon_s = \mathbf{10 \times 10^{-3}}$$

Alors :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = \mathbf{400 \text{ MPa}} \quad (\varepsilon_{es} < \varepsilon_s)$$

D'où :

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{376.60 \times 10}{1.07 \times 400} = \mathbf{8.8 \text{ cm}^2}$$

Calcul à l'ELS

$$M_{ser} = -255.54 \text{ kN.m/ml}$$

On a:

$$X = \bar{\alpha} \cdot d = \bar{\alpha} \cdot 0.9 \cdot h = 0.61 \times 0.9 \times 1.2 = \mathbf{0.6588 \text{ m}}$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 1.08 - \frac{0.6588}{3} = \mathbf{0.8604 \text{ m}}$$

$$M_1 = \frac{1}{2} \cdot b \cdot X \cdot \bar{\sigma}_{bc} \cdot Z = 0.5 \times 1 \times 0.6588 \times 18 \times 0.8604 \times 10^2 = \mathbf{510.14 \text{ kN.m/ml}}$$

D'où:

$$M_1 \geq M_{ser} \quad \Rightarrow \quad \text{Section sans armatures comprimées (S.S.A.C)}$$

La section d'armature est donc donnée par la relation :

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{255.54 \times 10}{0.8604 \times 172.44} = \mathbf{17.22 \text{ cm}^2}$$

Le choix des armatures :

$$A_s (\text{ELS}) > A_s (\text{ELU})$$

On prend alors **6 HAØ 20/ml** ($A_s = 18.85 \text{ cm}^2$)

VI.5 Conclusion

Pour conclure, on a vérifié les épaisseurs proposées et calculé les différentes sections d'acier pour les différents éléments de la structure (radier, voile, clés de jonction, poutre de et poutre de couronnement), afin de reprendre les efforts internes dans le caisson

CHAPITRE VII

DEVIS QUANTITATIF



VII.1 Introduction

Un devis quantitatif est un document préparatoire nécessaire à la confection du devis estimatif. Il doit comporter plusieurs informations concernant les travaux.

Il doit comporter

- Les numéros des prestations ;
- Les descriptions des prestations ;
- Les unités ;
- Les quantités des produits .

Dans ce chapitre nous avons fait le devis quantitatif pour chaque prestation de la réalisation du quai.

VII.2 Dragage des souilles pour l'assise en enrochement des caissons :

La souille correspond au volume occupé par la fondation, la profondeur de la souille est de 4 m, elle se trouve entre la cote -13.50 m et -17.50 m.

Le dragage des souilles se fait à l'aide d'une drague à benne preneuse. Les matériaux excavés seront déchargés dans un site de décharge à l'aide d'un chaland à clapet.

- Volume des dragages (m^3) :

$$V = (17 + 2 * 2.10) * 17 * 4 * 38 = \mathbf{54780.800\ m^3}$$

VII.3 Mise en place des enrochements (1 – 15 kg):

Les enrochements se trouvent entre la cote -15 m et -17.50 m.

- Poids des enrochements (1 – 15 kg) en t :

$$w_{\text{enrochements}} = (17 + 2 * 2.10) * 17 * 2.5 * 38 * 1.8 = \mathbf{61628.400\ t}$$

VII.4 Couche de réglage :

Pour permettre aux caissons de se poser sur une surface plane, une plateforme qui repose sur les enrochements sera réalisée et qui est constituée de ballast 20/40 mm sur une épaisseur de 20 cm.

- Poids de la couche de réglage :

$$w_{\text{ballast}} = 21.2 * 17 * 0.2 * 38 * 1.8 = \mathbf{4930.272\ t}$$

VII.5 Mise en place de l'épaulement (50 – 200 kg):

Ce tapis sera réalisé en enrochements au pied du quai coté bassin afin d'éviter les risques d'affouillement que engendre les mouvements de l'eau provoqués par les hélices des navires lors des manœuvres.

- Poids des enrochements (50 – 200 kg) en t :

$$W_{\text{épaulement}} = 2.10 * 1.5 * 17 * 38 * 1.8 = \mathbf{3662.820 \text{ t}}$$

VII.6 Mise en place du ferrailage des caissons :

Le ferrailage des caissons est en acier haute adhérence Fe E400 (ferrailage du radier, du voile et des clefs du caisson).

- Poids du ferrailage des caissons (t):

$$W_{\text{ferrailage caisson}} = 38 * 10^{-4} * 7.85 * [(37.70 * 9 + 58.91 * 3 + 72.38 * 3) * 2\pi * 7.7 + (5.03 * 3 + 2.83 * 3 + 2.83 * 3 + 2.83 * 3) + (68.72 * 17^2 + 112.6 * 17^2 + 80.42 * 17^2 + 18.85 * 17^2) + (10.05 * 15) * 3 + 31.42 * 15] = \mathbf{3505.258 \text{ t}}$$

VII.7 Mise en œuvre du béton pour la réalisation des caissons (m^3) :

Le coulage du béton se fera à l'aide d'un camion à pompe de $60 \text{ m}^3/h$.

- Volume du béton (caissons) :

$$V_{\text{béton caissons}} = 662.540 * 38 = \mathbf{25176.520 \text{ m}^3}$$

VII.8 Mise en place des caissons :

La mise en place des caissons sera faite grâce à un dock flottant qui le déplacera jusqu'au lieu de mise en place.

- Nombre des caissons : **38**

VII.9 Mise en place du sable et TVO à l'intérieur des caissons :

Afin de remplir les caissons par du sable et TVO, un ponton plat équipé d'un chargeur sera utilisé.

- Poids du remplissage (t) :

$$W_{\text{remplissage}} = 2580.504 * 38 * 1.8 = \mathbf{176506.474 \text{ t}}$$

VII.10 Mise en œuvre du béton immergé entre les caissons :

Le béton immergé entre les caissons va servir à retenir les matériaux du terre plein afin d'éviter toute fuite de matériaux.

- Volume du béton entre les caissons (m^3) :

$$V_{\text{béton entre les caissons}} = 15 * \pi * 0.5^2 * 38 = \mathbf{447.450 m^3}$$

VII.11 Mise en place du ferrailage des poutres de couronnement :

Le ferrailage des poutres de couronnement est en acier haute adhérence Fe E400.

- Poids du ferrailage des poutres de couronnement (*t*) :

$$W_{\text{ferrailage pdc}} = 38 * 7.85 * 10^{-4} * 17 * [54 + 24.54 + 18.85 + 29.45 + 5 * 29.45 + 56.3 * 8.30 + 2 * 18.85 * 8.30] = \mathbf{534.641 t}$$

VII.12 Mise en œuvre du béton pour la réalisation des poutres de couronnement :

Le coulage du béton se fera à l'aide d'un camion à pompe de $60 m^3/h$.

- Volume du béton (poutres de couronnement) en m^3 :

$$V_{\text{béton pdc}} = 116.705 * 38 = \mathbf{4434.790 m^3}$$

VII.13 Mise en place des bollards :

La traction de chaque bollard est de 80 t, l'espacement entre deux bollards consécutifs est de 20 m.

- Nombre de bollards : $38 * 17 * \frac{2}{20} = \mathbf{64}$

VII.14 Mise en place des défenses :

Les défenses seront de forme tronconique de type TD-A 1700 espacées de 20 m et seront posé au droit de chaque deux bollard.

- Nombre de défenses : $38 * \frac{17}{20} = \mathbf{32}$

VII.15 Mise en place des échelles :

Ces échelles seront posées pour des éventuelles opérations sur l'ouvrage et de faciliter l'accès au plan d'eau aux plongeurs.

Une échelle sera posée chaque 100 m.

- Nombre des échelles : **6**

VII.16 Mise en place des joints entre poutres de couronnement

Les joints entre poutres de couronnement seront en polystyrène d'épaisseur de 20 mm.

- Surface totale de contact entre joints et poutres de couronnement (m^2) :

$$S_{\text{joints}} = 2 * (1.2 + 8.3) * 38 = \mathbf{722 m^2}$$

Tableau VII.1 Réduplicatif des devis quantitatifs

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité prévue
1	Dragage des souilles pour l'assise en enrochements des caissons	m^3	54780.800
2	Mise en place des enrochements	t	61628.400
3	Couche de réglage	t	4930.272
4	Mise en place de l'épaulement	t	3662.820
5	Mise en place du ferrailage des caissons	t	3505.258
6	Mise en œuvre du béton pour la réalisation des caissons	m^3	25176.520
7	Mise en place des caissons	U	38
8	Mise en œuvre du sable et TVO a l'intérieure des caissons	t	176506.474
9	Mise en œuvre du béton immergé entre les caissons	m^3	447.450
10	Mise en place du ferrailage des poutres de couronnement	t	534.641
11	Mise en œuvre du béton la réalisation des PDC	m^3	4434.790
12	Mise en place des bollards	U	64
13	Mise en place des défenses	U	32
14	Mise en place des échelles	U	06
15	Mise en place des joints entre poutres de couronnement	m^2	722

VII.17 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons pu avoir une idée sur le devis quantitatif ainsi que les quantités de matériaux nécessaire à la réalisation du projet

CHAPITRE VIII

ETUDE D'IMPACT SUR L'ENVIRONNEMENT



VIII.1 Introduction

Afin de donner réponse aux préoccupations induite de la réalisation du terre plein de 22.4 hectares sur mer et d'un mur de quai de 640m de longueur comme un possible développement de maladies graves (maladies respiratoires, dermatologique, ophtalmologique), un développement non négligeable d'activités polluantes qui va générer d'importantes quantités de déchets qui va nuire aux ressources naturels précieuse (eau, vie marine), une étude d'impact sur l'environnement (EIE) est impérativement réalisé.

VIII.2 Cadre juridique

L'étude d'impact sur l'environnement (EIE) est obligatoire depuis le 05 février 1983, date de l'entrée en vigueur de la loi cadre n°83-3 relative à la protection de l'environnement. Mais, ce n'est qu'en 27 février 1990 avec la promulgation du décret exécutif n° 90-78 relatif aux études d'impact sur l'environnement, que les modalités de l'étude ont été précisées.

Les principaux textes législatifs relatifs à l'EIE sont :

- Loi n°03-10 du 19 Joumada El Oula 1424 correspondante au 19 juillet 2003 relative à la protection de l'environnement dans le cadre du développement durable.
- Article 1^{er}. – La présente loi a pour objet de définir les règles de protection de l'environnement dans le cadre du développement durable.
- Article 15. – Les projets de développement, infrastructures, installations fixes, usines et autres ouvrages d'art ou tous travaux et programmes de construction et d'aménagement, qui par leurs incidences directes ou indirectes, immédiates ou lointaines sur l'environnement et notamment sur les espèces, les ressources, les milieux et espaces naturels, les équilibres écologiques ainsi que le cadre et la qualité de la vie, sont soumis au préalable, selon le cas à une étude d'impact sur l'environnement.
- Article 16. – Le contenu de l'étude d'impact est déterminé par voie réglementaire et comprend au minimum :
 - Un exposé de l'activité envisagée ;
 - Une description de l'état initial du site et de son environnement qui risquent d'être affectés par l'activité envisagée ;
 - Un exposé des effets sur le patrimoine culturel de l'activité envisagée et de ces incidences sur les conditions socio-économique ;

- Un exposé des mesures d'atténuation permettant de réduire, supprimer et si possible, compenser les effets nocifs sur l'environnement et la santé.
Sont également déterminés par voie réglementaire :
 - Les conditions dans lesquelles l'étude d'impact est rendue publique ;
 - Le contenu de la notice d'impact ;
 - La liste des ouvrages qui, en raison de l'importance de leur impact sur l'environnement sont soumis à la procédure de l'étude d'impact ;
 - La liste des ouvrages qui, en raison de leur faible impact sur l'environnement sont soumis à la procédure de la notice d'impact.
- Article 46. – lorsque les émissions polluantes de l'atmosphère constituent une menace pour les personnes, l'environnement ou les biens, leurs auteurs doivent mettre en œuvre toutes dispositions nécessaires pour les supprimer ou les réduire.
- Article 52. – Nonobstant les dispositions législatives en vigueur relatives à la protection de l'environnement marin, sont interdits le déversement, l'immersion et l'incinération dans les eaux maritimes sous juridiction algérienne, de substances et matières susceptibles :
- De porter atteinte à la santé publique et aux écosystèmes marins ;
 - De nuire aux activités maritimes, y compris la navigation, l'aquaculture et la pêche ;
 - D'altérer la qualité des eaux maritimes du point de vue de leur utilisation ;
 - De dégrader les valeurs d'agrément de la mer et des zones côtières et de porter atteinte à leur potentiel touristique.

La liste des substances et matières visées dans cet article est précisées par voie réglementaire.

Selon l'annexe 1 du décret exécutif n°07-145 du 05 Joumada El Oula correspondant au 22 Mai 2007, le projet d'un ouvrage portuaire (réalisation et aménagement de ports industriels, de pêche et de plaisance) et d'un terminal à conteneurs (projets d'aménagement de places de transbordement de marchandises et centres de distribution disposant d'une surface de stockage de plus de 20000 m²) sont soumis à l'EIE.

VIII.3 Situation géographique

Le projet de l'extension du terminal à conteneurs du port d'Oran se trouve au côté est du port. Le port se trouve dans la baie d'Oran au milieu de la ville d'Oran, près de l'esplanade Sidi M'hamed et des hôtels Sheraton et Le Méridien.

- Situation à l'échelle locale (intérieur du port):
 - A quelque mètre de la centrale électrique de la Sonelgaz et de ses installations ;
 - A quelque centaines de mètres de la gare maritime, du port de pêche et de 2 silos de vrac solide (céréales) ;
 - Près de l'installation Naftal (hydrocarbures et bitume).
- Situation à l'échelle régionale :
 - A 10 km de la zone industrielle d'Essenia
 - A 17 km de la zone industrielle de Ben Okba
 - A 30 km de l'usine de montage de Renault a Oued Tilet
 - A une trentaine de kilomètres de la carrière d'agrégats a El Anceur
- Implantation par rapport aux infrastructures routières :

Le projet est implanté à proximité des infrastructures routières comme suit :

 - A l'est de la RN 4
 - A proximité de la RN 2
 - A quelque kilomètre de la RN 11

Ajoutant à cela une nouvelle desserte routière en cours de réalisation reliant le port à l'autoroute est-ouest sur un linéaire de 26 km.



Figure VIII.1 situation géographique du port d'Oran

VIII.4 DESCRIPTION ET EVALUATION DES IMPACTS DU PROJET

L'extension du terminal à conteneurs (construction du quai en caissons de béton armé et du terre-plein et de ses aménagements connexes) au site du port d'Oran entrainera plusieurs impacts sur les milieux biologiques (poissons, oiseaux...), physiques (air, eaux, sols...) et socio-économique (activités portuaire, santé et sécurité, économie...). La plupart des opérations liés aux travaux qu'il s'agisse d'un dragage et/ou d'une immersion, interagit inévitablement avec l'environnement et peut modifier certains paramètres environnementaux plus ou moins temporairement, sur une emprise géographique variable.

VIII.4.1 Sources d'impacts

Le projet comporte trois composantes principales susceptibles de générer des impacts sur l'environnement soit, le dragage, le transport des déblais et le rejet en mer des sédiments. Aux fins de l'analyse des impacts, la composante « Dragage » inclut toutes les activités reliées à l'excavation des sédiments, à leur déversement dans les chalands. La composante « Transport » porte sur les activités de transport des déblais jusqu'au site du dépôt des sédiments. La composante « dépôt » couvre les activités de rejet des sédiments de dragage dans un site bien spécifié.

- **Dragage**

Les dragages modifient la structure des fonds marins par prélèvement des matériaux superficiels. La bathymétrie est augmentée et la morphologie globale est modifiée par l'extraction des matériaux. Pour la réalisation des travaux de dragages, différentes techniques peuvent être utilisés, les enjeux environnementaux et économiques orienteront le choix de la technique adéquate à mettre en œuvre pour répondre de la manière la plus satisfaisante à l'ensemble de ces contraintes. Dans notre cas on a opté pour un dragage mécanique,

La technique consiste à l'extraction des matériaux par un outil de préhension (benne ou godet de pelle). Les volumes extraits sont donc proches des volumes en place. Les dragages mécaniques peuvent être réalisés par voie maritime avec l'utilisation de ponton flottant, les déblais extraits étant alors transportés par barges ou chalands fendables, l'évacuation des matériaux sera effectuée dans ce cas, principalement par camions.

Matériel utilisés :

- Pour le dragage une drague à benne preneuse va être utilisée.



Figure VIII.2 Drague à benne preneuse

- Pour le transport et la mise en dépôt ça sera un chaland à clapet comme le montre la figure en-dessous :



Figure VIII.3 Chaland à clapet

Quelques recommandations :

a) Concernant le dragage :

- ❖ Il est conseillé afin d'éviter une dispersion importante des matériaux dragués, que les opérations de dragage se fassent avec un état de la mer calme ;
- ❖ Informer l'entreprise des normes et règles à respecter relatifs à la protection de l'environnement, à la santé et à la sécurité ;
- ❖ Limiter le chargement des déblais dans les chalands de manière à éviter qu'ils ne débordent et entraînent une sur-verse d'eaux chargées de sédiments ;
- ❖ Interdiction de la pêche aux abords du port ;

b) Concernant le rejet des sédiments :

- ❖ utiliser les déblais sans traitement pour éviter la contamination des eaux ;
- ❖ confiner les remblais par la réalisation de parois étanches ou filtrantes en limite du terre-plein ;
- ❖ Création d'une chambre de dépôts permettant de séparer l'eau du sédiment ;

Autre impacts :

Les effets (impacts) sur le milieu biologique seront en majorité mineurs, malgré cela, les effets sur la faune aquatique affichent une valeur moyenne, des mesures plus strictes doivent être prises afin de diminuer les pertes de poissons.

Les effets sur le milieu humain seront également non importants, ils sont principalement liés aux inconvénients résultant des travaux de construction et aussi de l'exploitation du terminal (augmentation du trafic et du niveau sonore, qualité de l'air...).

Enfin, le projet aura aussi des effets bénéfiques sur le milieu, l'extension du terminal à conteneurs entraînera des retombées économiques par la création d'emplois direct et indirect et aussi le développement économique de la région par l'augmentation des activités portuaires du port d'Oran.

■ : Milieu récepteur ;

■ : Valeur de l'impact globale du projet ;

■ : Partie du projet créant un impact sur l'environnement ;

■ : Mesure d'atténuation proposée dans l'EIE ;

■ : Impact sur l'environnement.

VIII.5 Synthèse des impacts du projet et mesures de gestion environnementale lors de la phase des travaux

Ecosystèmes	Poissons et leurs habitats	Réalisation du terre plein	Modification d'habitat du poisson	Moyenne	Eviter le rejet en mer des déblais et produits toxiques
		Construction du mur de quai	Perturbation de la vie sous-marine		Déplacer le canal de rejet de la Sonelgaz
		Travaux de dragage	Diminution des stocks de poissons		Eloigner les poissons par une méthode appropriée lors des travaux de remblayage du terre-plein
		Rejet des déchets en mer			
	Oiseaux et leurs habitats	Bruit occasionné par travaux	Dérangement par le bruit occasionné par les travaux	Mineure	Appliquer des mesures de réduction du bruit
		Travaux de dragage	Pollution de l'air		Mise en place d'un programme de gestion des poussières
		Circulation des camions et activités de construction	Influence du dragage sur les herbiers aquatiques		Suivi fréquent des émissions de gaz nocifs
	Benthos	Travaux de dragage	Destruction des espèces de faune benthique	Moyenne	Eviter toute pollution des eaux de surface
		Réalisation du terre plein	Augmentation de la turbidité		Non rejet en mer des déblais
		Construction du mur de quai	Modification du sol d'où la modification de la faune benthique		

Milieu physique	Air	Circulation des camions et des engins de chantier	Pollution atmosphérique par trafic routier et maritime	Moyenne	Mesures fréquentes des émissions de NOx et de la poussière
		Exploitation des carrières	Dégagement de poussières		Conformité avec les valeurs mentionnées dans le décret exécutif n 06-02 du 08 Janvier 2006
		Travaux sur site			
	Eaux	Réalisation du terre plein	Dégradation de la qualité des eaux (de surface, souterraine et de ruissellement)	Moyenne	Mise en place de fosses septique
		Travaux de dragage			Vigilance lors de la réalisation du terre plein
		Construction du mur de quai	Mobilisation de contaminants physico-chimique dans l'eau		Contrôles de la qualité de l'eau lors des travaux
		Rejet de la Sonelgaz			
	Sols	Stockage des matériaux de construction	Pollution des sols	Mineure	Réserver un espace spécialement dédié aux déblais de dragage
		Entretien des engins	Modification des propriétés du sol dans les zones de stockage des matériaux et déblais de dragage		Conditions de stockage des matériaux sécuritaire (respect des conditions de stockage et stockage loin des travaux et voies d'accès)
		Entreposage des déblais de dragage			Interdire tout nettoyage de la machinerie lourde sauf sur les aires destinées à cette fin
	Sédiments		Pollution des eaux de ruissellement	Moyenne	Sensibiliser les opérateurs des équipements de dragage pour éviter de remettre en suspension inutilement les sédiments
		Travaux de dragage	Augmentation de la turbidité et son effet sur le poisson et son habitat		Cesser les activités de dragage lorsque les conditions météorologiques ne sont pas favorables
			érosion		

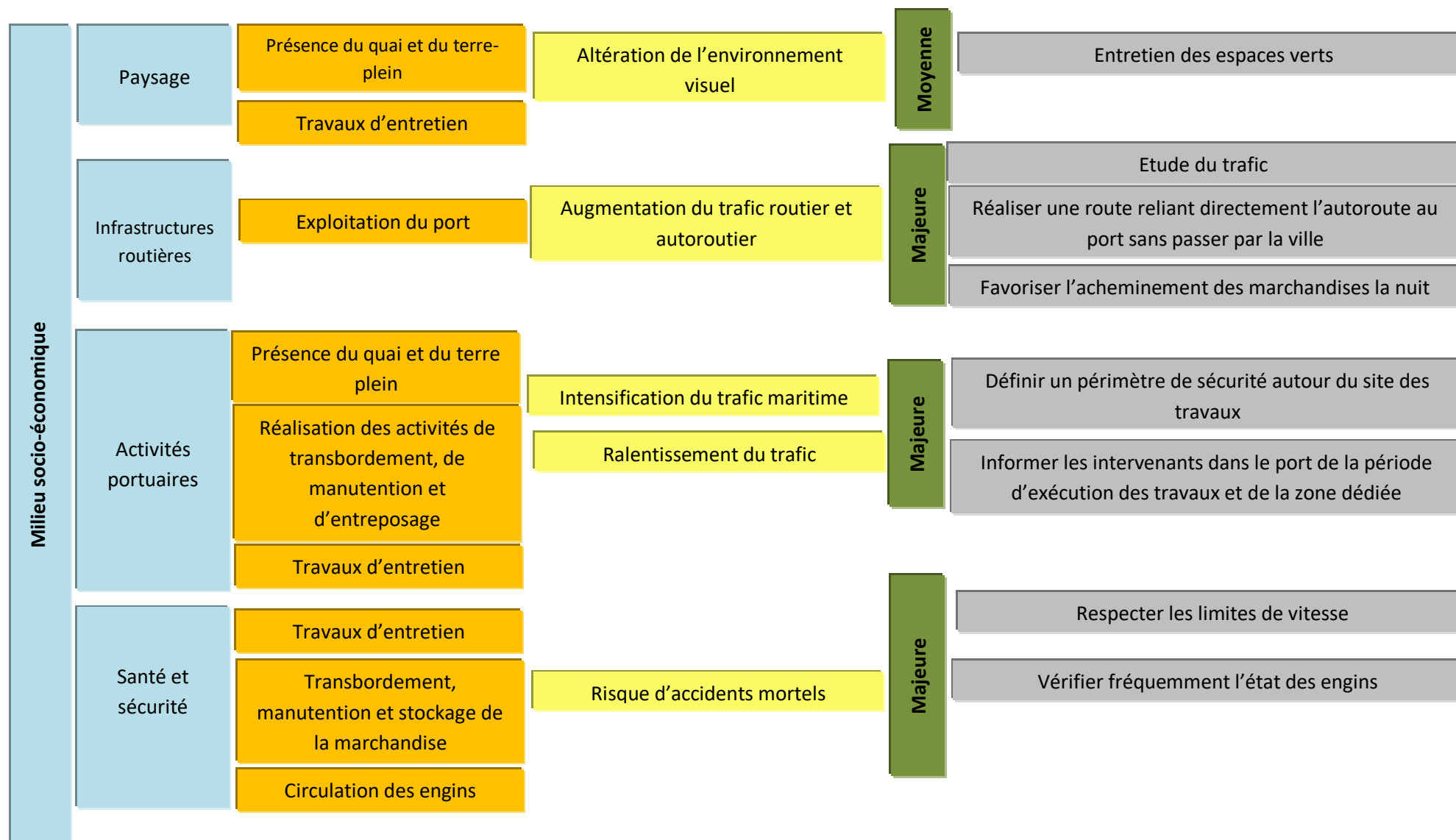
Milieu physique	Déchets	Travaux de dragage	Production de déchets	Mineure	Mise en décharge
		Réalisation du terre plein	Risque de décharge sauvage		Bonne gestion du chantier
		Construction du mur de quai	Risque de contamination des sols		
	Environnement sonore	Travaux (quai, terre plein)	Incidence sur la qualité de vie des populations avoisinantes	Mineure	Eteindre les équipements électriques et mécaniques non utilisé
		Type d'équipements utilisé			
		Nombre et temps d'utilisation des équipements	Possible diminution de l'ouïe des travailleurs		Installer un écran sonore
Milieu socio-économique	Paysage	Travaux (quai, terre plein, dragage)	Gene visuelle	Mineure	
		Préparation du site			Bonne gestion du site
		Entreposage des matériaux	Risque de décharge sauvage		
	Infrastructures routières	Transport des matériaux de carrière	Intensification du trafic routier	Majeure	Etablir un plan de circulation avant le début des travaux
		Circulation de machinerie lourde	Perturbation du trafic		Travaux nocturne si possible

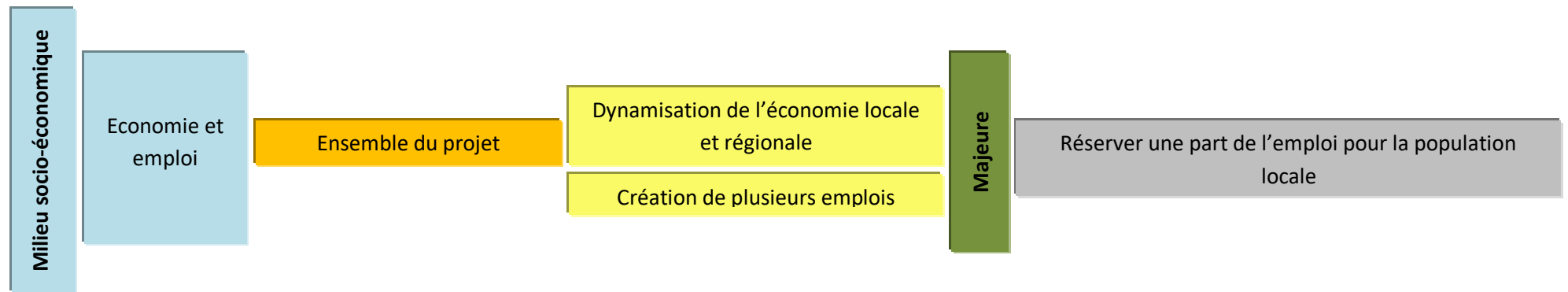
Milieu socio-économique	Activités portuaires	Présence, utilisation et entretien de la machinerie	Perturbation probable du transit des navires qui entrent et sortent du port	Moyenne	Définir un périmètre de sécurité du site des travaux pour assurer une navigation sécuritaire
		Construction et mise en place des caissons en béton			Informé le port d'Oran de la période d'exécution et de la zone des travaux
		Travaux du terre plein et de dragage			Assurer une communication efficace pour coordonner les activités
	Santé et sécurité	Travaux en général	Risque pour la sécurité routière Risque pour la santé au travail	Majeure	Prévoir une signalisation pour minimiser les risques d'accident
		Présence, utilisation et entretien de la machinerie			Utiliser des camions en bon état
		Gestion de sédiments contaminés			Etablir un plan de circulation avant le début des travaux
	Economie et emploi		Développement socio-économique	Majeure	Maintenir propre les aires de circulation
		Travaux en général	Croissance de l'emploi		Développer la formation professionnelle
		Exploitation des carrières	Concurrence entre les projets		Favoriser la main d'œuvre locale
		Main d'œuvre	Perte de temps du a la qualité moindre de la main d'œuvre		Prendre des mesures pour minimiser le temps et la distance entre la carrière et le site du projet

VIII.6 Synthèse des impacts du projet et mesures de gestion environnementale lors de la phase d'exploitation

Ecosystèmes	Poissons et leur habitat	Transbordement des conteneurs	Perte d'habitat	Moyenne	Mettre en place un programme de suivi
		Entretien de l'ouvrage	Modification du réseau alimentaire		
		Rejet des eaux de drainage et de la Sonelgaz dans le bassin	Pollution des eaux du bassin		
	Oiseaux et leur habitat	Activités courantes (transbordement, entreposage, manutention)	Dérangement par le bruit	Mineure	Mettre en place des mesures d'atténuation sonore et lumineuse
			Dérangement par la lumière		
	Benthos	Entretien de l'ouvrage	Risque d'introduction d'espèces exotiques envahissantes	Mineure	Prendre les mesures requises pour éviter, contenir et signaler toute contamination du milieu hydrique
		Navigation et manœuvres d'approche des navires			
Milieu physique	Air	Trafic routier et maritime	Pollution atmosphérique	Moyenne	Recouvrir les voies de circulation d'une couche de roulement en bitume
		Manutention des conteneurs			
		Nombre et temps d'utilisation des engins du terminal	Dégagement de poussières		Eviter toute utilisation non nécessaire des engins de manutention

Milieu physique	Eaux	Toutes les phases d'exploitation du projet	Contamination des eaux par fuite	Moyenne	Prendre les mesures nécessaires pour éviter, contenir et signaler toute contamination du milieu hydrique
		Travaux d'entretien	Remise en suspension des sédiments fins		Non rejet en mer des déblais de dragage
		Rejet des eaux de ballastes des porte-conteneurs			
	Sédiments	Travaux d'entretien	Effet de la qualité des sédiments sur la qualité de l'eau	Mineure	Cesser les activités de dragage lorsque les conditions météorologiques ne sont pas favorables
					Sensibiliser les opérateurs pour éviter de remettre en suspension inutilement les sédiments
					Ne pas draguer hors des aires prévues pour le dragage
	Déchets	Dragage d'entretien	Production de déchets	Mineure	Mise en décharge
		Exploitation du terminal à conteneurs	Risque de décharge sauvage		Bonne gestion du terminal à conteneurs
	Environnement sonore	Type d'équipements utilisé	Incidence sur la qualité de vie des populations avoisinantes	Mineure	Placer les conteneurs de façon à faire barrage à la propagation sonore
		Nombre et temps d'utilisation des équipements			Eteindre tout les équipements non utilisé





VIII.7 Conclusion

L'étude d'impact sur l'environnement du projet de l'extension du terminal à conteneurs nous montre l'importance de chaque impact sur les milieux biologiques, physiques et socio-économiques et que certains paramètres comme l'activité portuaire, la santé, la sécurité et l'économie sont plus influencé par le projet que des paramètres qui sont physique ou bien biologique comme l'eau et la faune benthique.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

Durant la période que nous avons consacré à notre projet de fin d'étude, nous avons appris énormément de choses qui nous ont permis de visualiser les différentes étapes essentielles à suivre pour l'étude de réalisation d'un ouvrage d'art en utilisant les règlements nécessaires.

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.

Enfin, ce mémoire nous a permis de toucher à un domaine privilégié, très vaste, et l'apprentissage dans ce domaine ne cesse jamais.

Ainsi, la formation d'ingénieur de l'ENSTP a été vraiment très bénéfique pour nous, et on espère bien de collaborer dans les études et la réalisation dans le domaine des travaux publics, et de contribuer dans le développement de ce pays.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

M.BOUHANICHE : Cours de travaux maritimes, Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP), Kouba, Alger, Algérie. (Année 2018-2019).

Mme. BADAOUÏ : Cours de mécanique des sols 4^{ème} année. Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP), Kouba, Alger, Algérie. (Année 2018/2019).

M. BENREDOUANE : Cours de béton armé 4^{ème} année. Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP), Kouba, Alger, Algérie. (Année 2018/2019).

J.CHAPON : Travaux Maritimes Tome II : Les ouvrages intérieurs des ports maritimes – dégagement des accès et plans d'eau des ports, Ed. Eyrolles, 1982, Paris, France.

J.LARRAS : Cours d'Hydraulique Maritime et de Travaux Maritimes, Dunod Paris, 1961, Paris, France.

G.PHILIPPONNAT, B.HUBERT : Fondations et Ouvrages en Terre, Ed. Eyrolles, 1979, Paris, France.

C.THORESEN: Port Designers Handbook: recommendations and guidelines, Thomas Telford, 2003, London, UK.

BAEL 91 révisées 99 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.

Règles parasismiques Algériennes RPA99/version 2003.

Fascicule N°62 – titre V.

Recommendations of the Committee for Waterfront Structures Harbors and Waterways (EAU 1996)

Association internationale permanente des congrès de navigation (AIPCN 2002)

Etude, conception, fabrication, pose et maintenance (Amarrage – Accostage – Pontons – Outillages TP/TM), C.E.S.M, Saint-Loubès, France.

Guide des Etudes d'Impact sur l'Environnement EIE Tome I.

Journal officiel correspondant au 19 Juillet 2003.

Journal officiel correspondant au 22 Mai 2007.

Sites internet

- www.planete-tp.com
- www.forum-btp.blogspot.com

Logiciels

- AutoCAD 2013 version complète.
- Robot Structural Analysis Professional 2020 version étudiante.
- GeoStudio 2020.
- Microsoft Office Excel 2007.
- Google Earth Pro.



ANNEXES



Annexe A.1

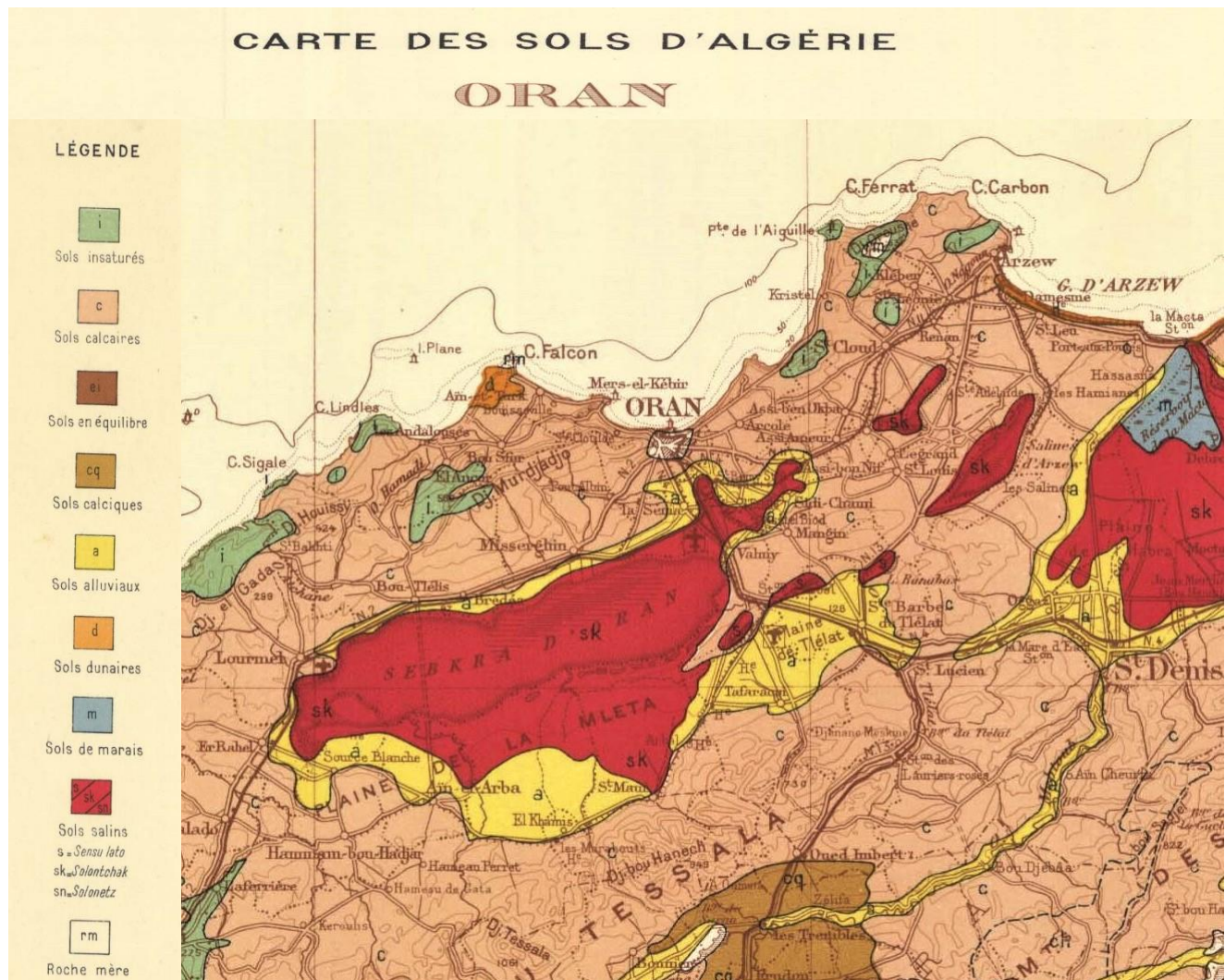


Figure A.1. La carte géologique de la région d'Oran (Feuille NI 30 NE) à l'échelle 1/50000.

Annexe A.2

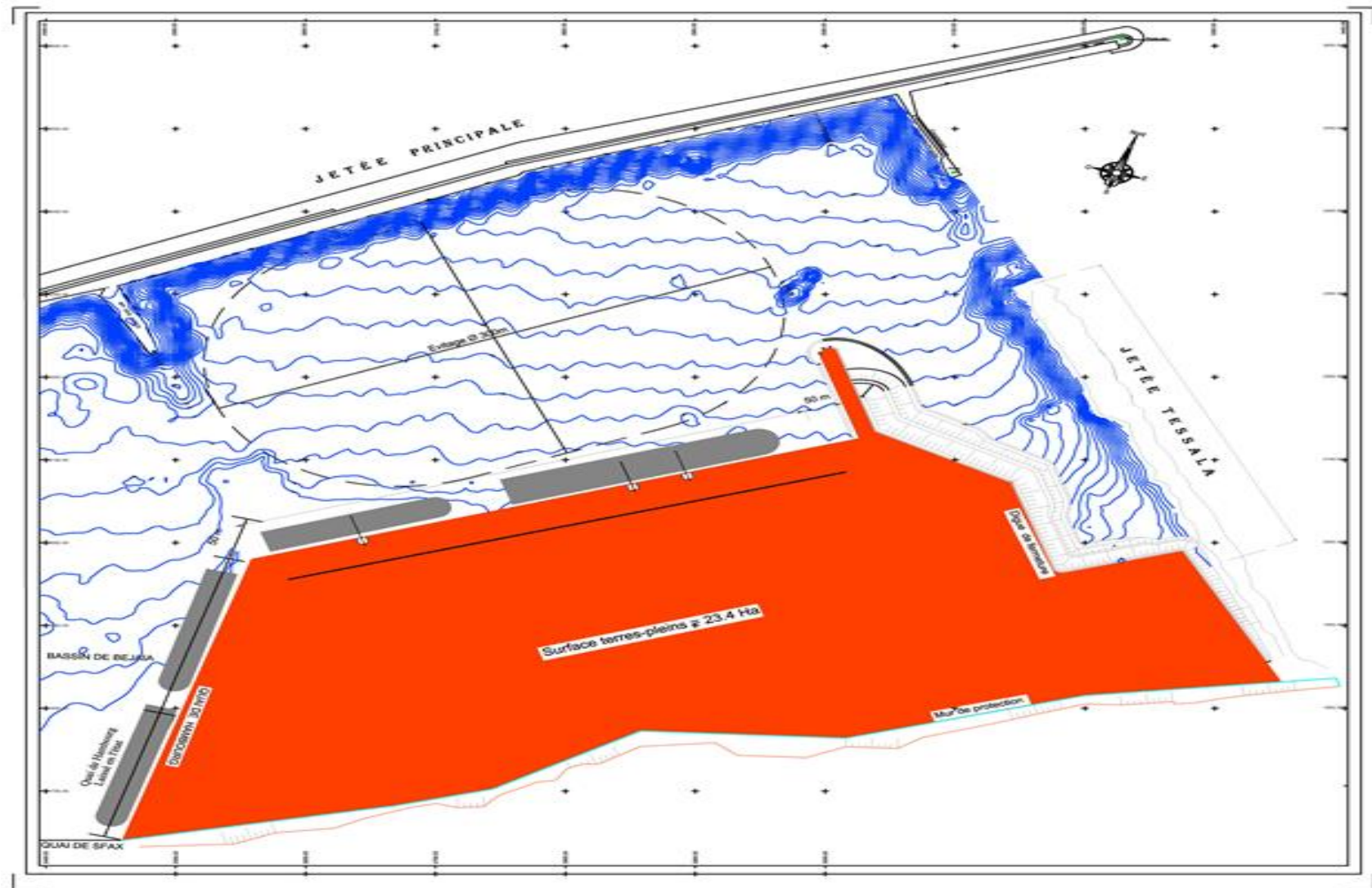


Figure A.2 Plan de masse échelle 1/1250

Annexe A.3

Tableau A.1 Paramètres pressiométriques des couches

N° de couche	Symbole Lithologique	N ₆₀ de SPT	N/PI	PI (MPa)	N/E	E (MPa)
①	TR	14	20	0.70	2.5	5.6
②	V	3	20	0.15	2.0	1.5
③	SA	34	20	1.70	2.5	13.6
④	RG	64	25	2.56	2.5	25.6
⑤	RM (altérée fortement)	43	25	1.72	2.5	17.2
⑥	RM (altérée faiblement)	48	25	1.92	2.5	19.2

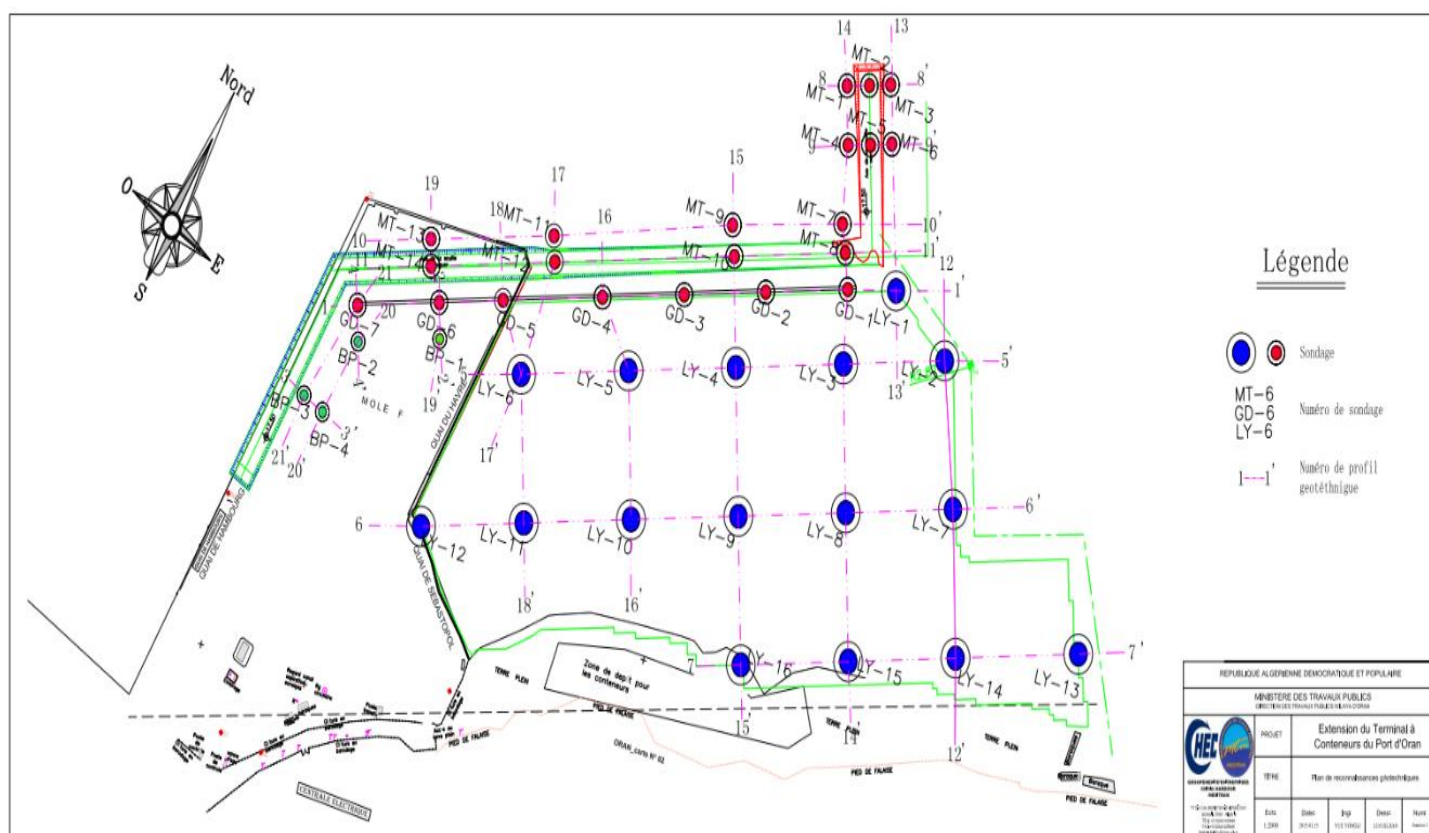
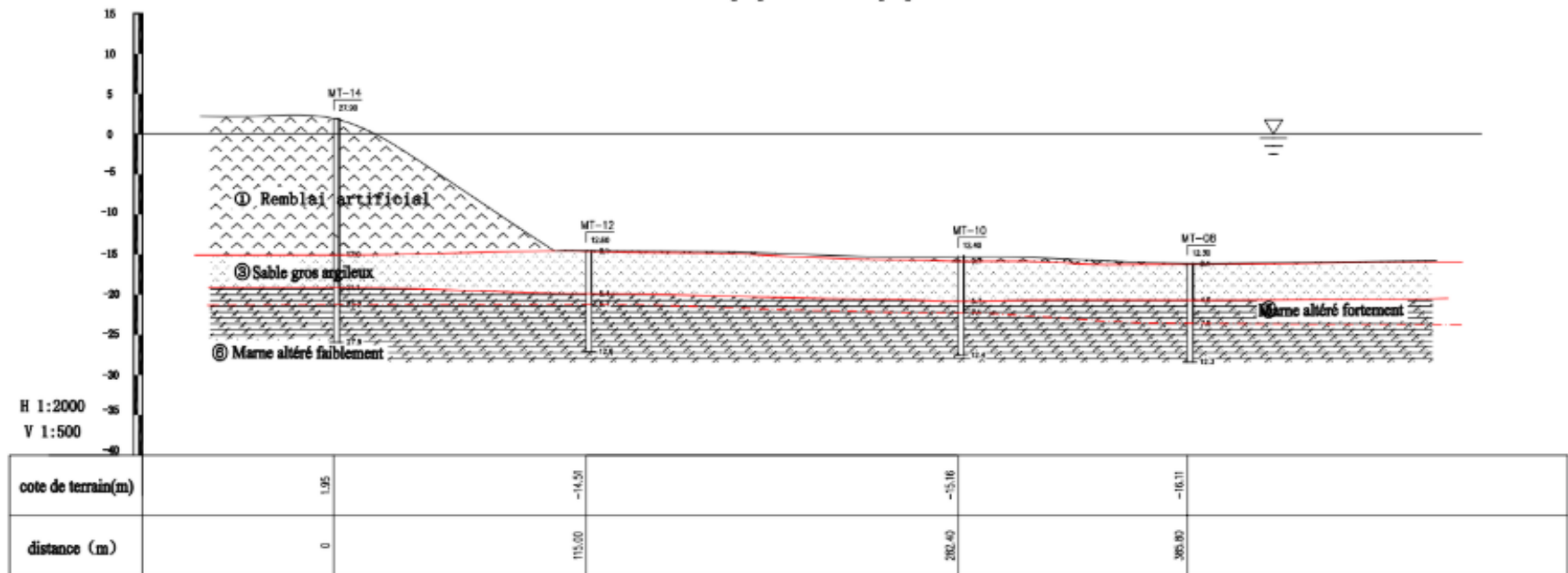


Figure A.3 les sondages

Profil géotechnique 11—11'



Légende

 Numéro de sondage et profondeur reconnue
 Niveau d'eau
 Remblai artificiel

 Vase
 Sable gros argileux
 Grès calcaire altéré fortement
 Marne

 Limite entre couches
 Limite altéré
 Marne

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE				
MINISTRE DES TRAVAUX PUBLICS DIRECTION DES TRAVAUX PUBLICS WILAYA D'ORAN				
 11 bis rue Abdelkader el Badi Alger, Algérie Tél: 021 20 00 00 E-mail: dtp@wanadoo.dz	PROJET	Extension du Terminal à Conteneurs du Port d'Oran		
	TITRE	Profil géotechnique 11—11'		
Ech: H 1:2000 V 1:500	Date: 18/01/2015	Ing: YUE YONGLI	Deess: ZHU TIANYE	Num: Annexe 2-11

ANNEXE B

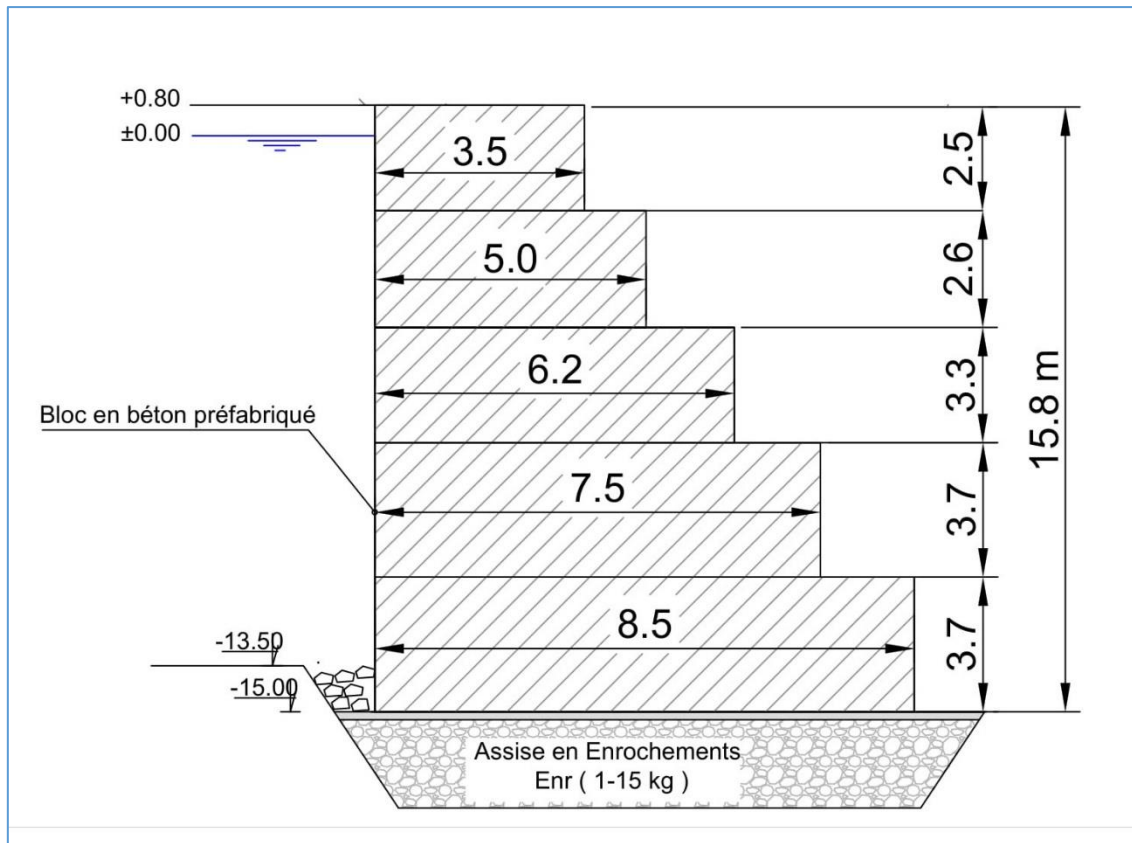


Figure B.1 coupe transversale de la variante 1 (quai en blocs)

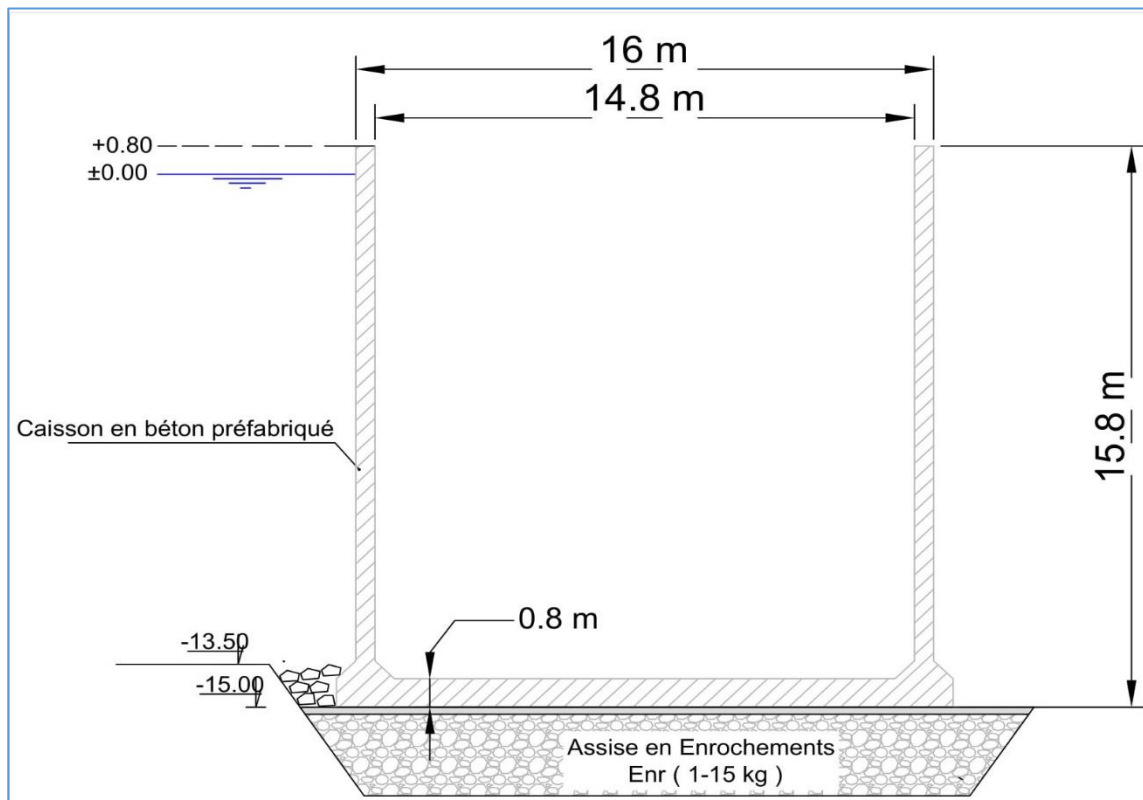


Figure B.2 coupe transversale de la variante 2 (quai en caisson)

ANNEXE C

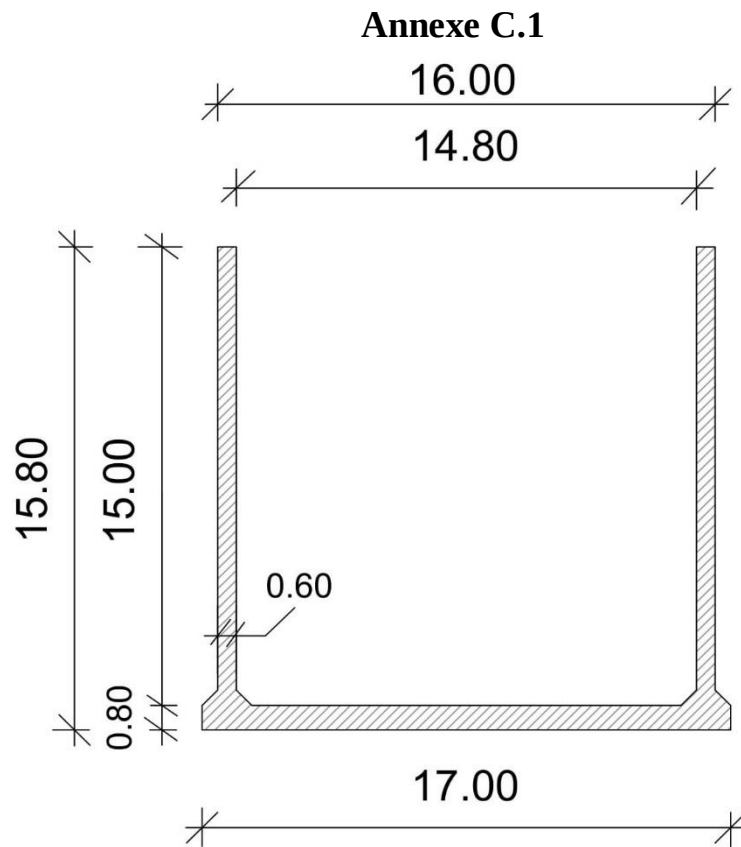


Figure C.1 Section du caisson

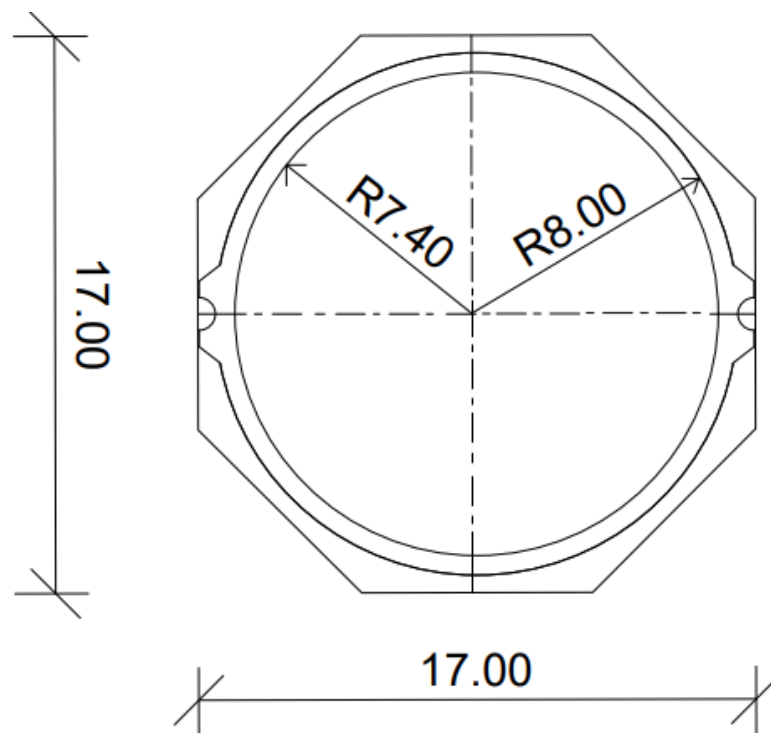


Figure C.2 Plan du caisson

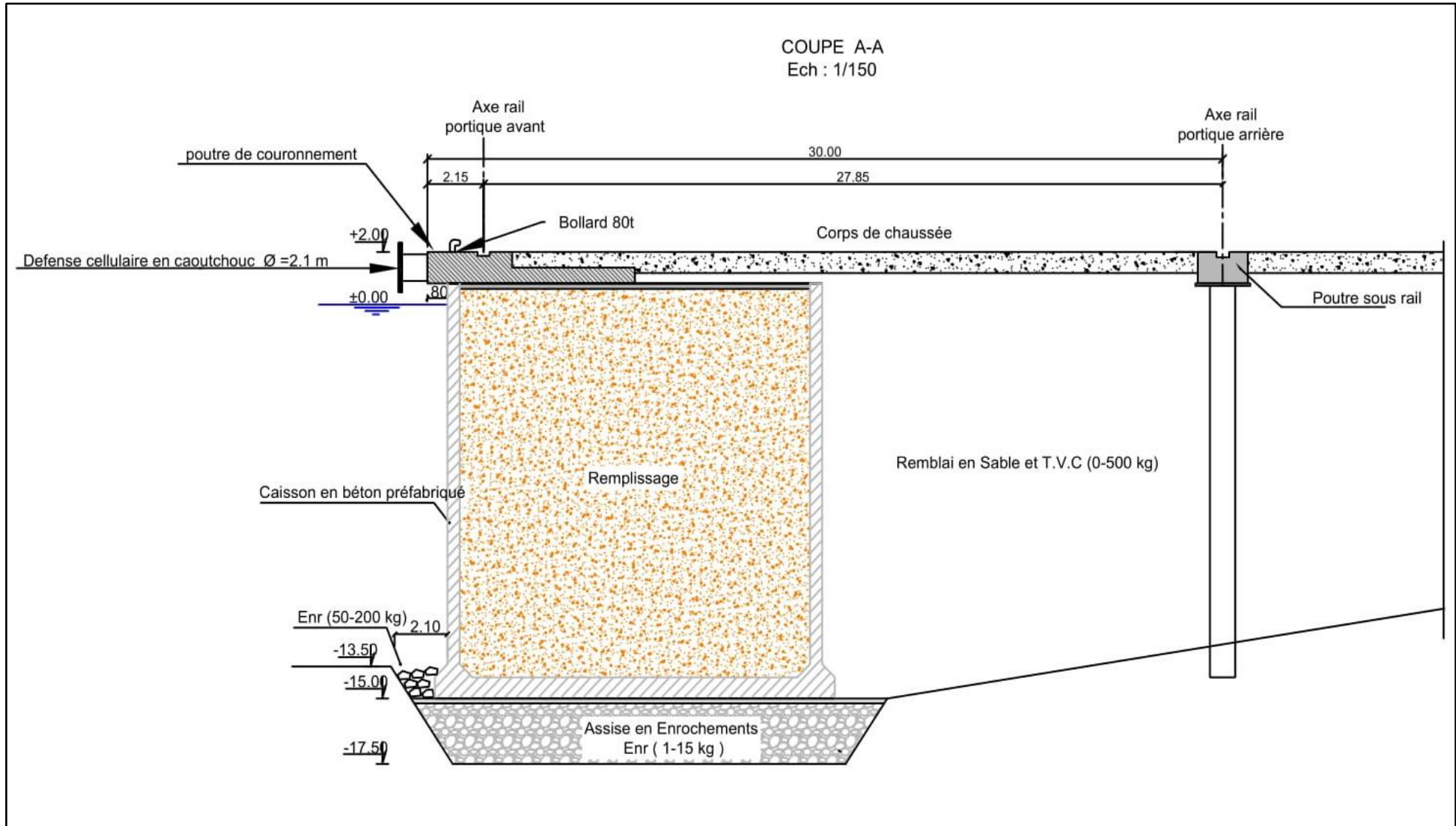


Figure C.3 coupe transversal du quai

Annexe C.2

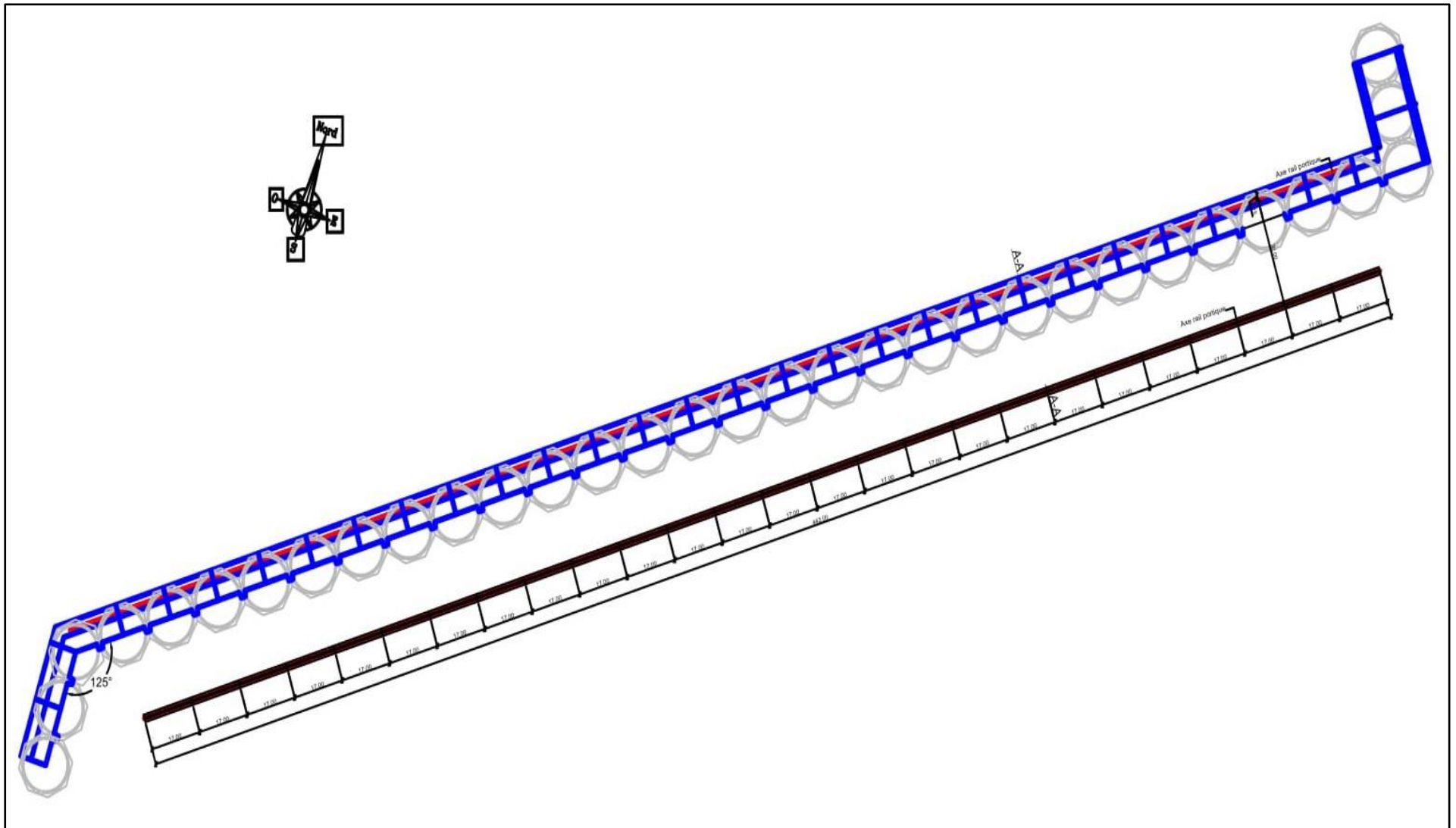


Figure C.4 vue en plan des caisson

ANNEXE D

ANNEXE D.1

Tableau D.1 Facteurs de portance en fonction de l'angle de frottement

ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ
0	5.70	1.00	0.00	17	14.60	5.45	2.18	34	52.64	36.50	38.04
1	6.00	1.1	0.01	18	15.12	6.04	2.59	35	57.75	41.44	45.41
2	6.30	1.22	0.04	19	16.57	6.70	3.07	36	63.53	47.16	54.36
3	6.62	1.35	0.06	20	17.69	7.44	3.64	37	70.01	53.80	65.27
4	6.97	1.49	0.10	21	18.92	8.26	4.31	38	77.50	61.55	78.61
5	7.34	1.64	0.14	22	20.27	9.19	5.09	39	85.97	70.61	95.03
6	7.73	1.81	0.20	23	21.75	10.23	6.00	40	95.66	81.27	115.31
7	8.15	2.00	0.27	24	23.36	11.40	7.08	41	106.81	93.85	140.51
8	8.60	2.21	0.35	25	25.13	12.72	8.34	42	119.67	108.75	171.99
9	9.09	2.44	0.44	26	27.09	14.21	9.84	43	134.58	126.50	211.56
10	9.61	2.69	0.56	27	29.24	15.90	11.60	44	151.95	147.74	261.60
11	10.16	2.98	0.69	28	31.61	17.81	13.70	45	172.28	173.28	325.34
12	10.76	3.29	0.85	29	34.24	19.98	16.18	46	196.22	204.19	407.11
13	11.41	3.63	1.04	30	37.16	22.46	19.13	47	224.55	241.80	512.84
14	12.11	4.02	1.26	31	40.41	25.28	22.65	48	258.28	287.85	650.87
15	12.86	4.45	1.52	32	44.04	28.52	26.87	49	298.71	344.63	831.99
16	13.68	4.92	1.82	33	48.09	32.23	31.94	50	347.50	415.14	1072.80

ANNEXE D.2

Résultats de calcul de la stabilité au glissement rotationnel

1. Cas statique

No. de la surface de glissement	FSD	Centre en X (m)	Centre en Y (m)	Rayon (m)	Détails	
218	2,025	71,321	46,799	48,415	Critique (analyse)	
223	2,033	73,294	48,354	50,919		
213	2,045	69,37	45,249	45,932		
309	2,056	72,269	29,914	34,236		
208	2,089	67,447	43,706	43,478		
314	2,098	74,234	30,587	36,312		
148	2,129	59,466	40,644	38,685		
204	2,152	61,83	29,244	32,186		
199	2,161	59,926	28,578	30,171		
143	2,163	57,683	39,13	36,37		
209	2,171	63,769	29,914	34,236		
153	2,176	61,309	42,17	41,059		
158	2,184	63,197	43,706	43,478		
355	2,192	72,317	21,398	28,601		
194	2,201	58,067	27,918	28,201		
244	2,23	62,317	27,918	28,201		
234	2,261	58,801	26,62	24,464		
178	2,271	71,037	49,914	53,443		
239	2,272	60,517	27,264	26,291		
360	2,275	74,276	21,504	30,563		
295	2,29	64,247	21,19	24,775		
173	2,291	69,044	48,354	50,919		
189	2,294	56,267	27,264	26,291		

Annexe D

290	2,3	62,407	21,088	22,933		
285	2,309	60,637	20,987	21,16		
264	2,31	69,984	30,587	36,312		
269	2,315	71,972	31,263	38,41		
224	2,331	69,726	31,942	40,526		
168	2,333	67,071	46,799	48,415		
164	2,336	61,484	30,587	36,312		
219	2,336	67,722	31,263	38,41		
113	2,358	60,87	45,249	45,932		
163	2,362	65,12	45,249	45,932		
259	2,362	68,019	29,914	34,236		
118	2,38	62,821	46,799	48,415		
214	2,382	65,734	30,587	36,312		
169	2,382	63,472	31,263	38,41		
215	2,391	63,508	21,609	32,548		
159	2,393	59,519	29,914	34,236		
280	2,413	58,967	20,888	19,487		
149	2,417	55,676	28,578	30,171		
154	2,421	57,58	29,244	32,186		
98	2,422	55,216	40,644	38,685		
254	2,425	66,08	29,244	32,186		
108	2,44	58,947	43,706	43,478		
315	2,446	72,008	21,609	32,548		
134	2,471	65,277	33,304	44,798		
220	2,472	65,51	21,715	34,552		
103	2,485	57,059	42,17	41,059		
133	2,495	68,794	51,477	55,981		
310	2,497	70,026	21,504	30,563		
305	2,497	68,067	21,398	28,601		
249	2,506	64,176	28,578	30,171		
205	2,521	59,567	21,398	28,601		

Annexe D

200	2,532	57,638	21,294	26,669		
195	2,532	55,747	21,19	24,775		
265	2,533	67,758	21,609	32,548		
128	2,537	66,787	49,914	53,443		
300	2,538	66,138	21,294	26,669		
144	2,54	53,817	27,918	28,201		
210	2,545	61,526	21,504	30,563		
68	2,545	58,571	46,799	48,415		
165	2,55	59,258	21,609	32,548		
179	2,551	67,496	32,622	42,656		
245	2,557	59,997	21,19	24,775		
250	2,559	61,888	21,294	26,669		
174	2,56	65,476	31,942	40,526		
123	2,565	64,794	48,354	50,919		
255	2,573	63,817	21,398	28,601		
63	2,573	56,62	45,249	45,932		
84	2,585	61,027	33,304	44,798		
73	2,586	60,544	48,354	50,919		
124	2,594	61,226	31,942	40,526		
129	2,598	63,246	32,622	42,656		
225	2,602	67,526	21,822	36,572		
78	2,606	62,537	49,914	53,443		
89	2,619	63,068	33,987	46,949		
170	2,625	61,26	21,715	34,552		
58	2,626	54,697	43,706	43,478		
270	2,633	69,76	21,715	34,552		
240	2,666	58,157	21,088	22,933		
114	2,668	57,234	30,587	36,312		
119	2,674	59,222	31,263	38,41		
34	2,686	56,777	33,304	44,798		
53	2,691	52,809	42,17	41,059		

Annexe D

109	2,711	55,269	29,914	34,236		
190	2,712	53,907	21,088	22,933		
39	2,719	58,818	33,987	46,949		
175	2,721	63,276	21,822	36,572		
120	2,743	57,01	21,715	34,552		
42	2,746	72,354	100,53	99,448		
79	2,749	58,996	32,622	42,656		
88	2,753	66,564	53,043	58,533		
28	2,755	58,287	49,914	53,443		
33	2,762	60,294	51,477	55,981		
32	2,768	68,428	93,503	91,461		
44	2,772	60,867	34,671	49,11		
74	2,775	56,976	31,942	40,526		
37	2,776	70,382	97,012	95,445		
83	2,778	64,544	51,477	55,981		
23	2,778	56,294	48,354	50,919		
115	2,782	55,008	21,609	32,548		
38	2,785	62,314	53,043	58,533		
69	2,799	54,972	31,263	38,41		
104	2,805	53,33	29,244	32,186		
260	2,811	65,776	21,504	30,563		
160	2,817	57,276	21,504	30,563		
18	2,826	54,321	46,799	48,415		
180	2,835	65,306	21,928	38,604		
125	2,847	59,026	21,822	36,572		
155	2,856	55,317	21,398	28,601		
64	2,858	52,984	30,587	36,312		
70	2,874	52,76	21,715	34,552		
99	2,888	51,426	28,578	30,171		
13	2,905	52,37	45,249	45,932		
235	2,909	56,387	20,987	21,16		

Annexe D

150	2,918	53,388	21,294	26,669		
29	2,939	54,746	32,622	42,656		
43	2,946	64,345	54,612	61,095		
130	2,958	61,056	21,928	38,604		
75	2,975	54,776	21,822	36,572		
8	3,001	50,447	43,706	43,478		
59	3,013	51,019	29,914	34,236		
24	3,015	52,726	31,942	40,526		
145	3,072	51,497	21,19	24,775		
80	3,084	56,806	21,928	38,604		
65	3,109	50,758	21,609	32,548		
135	3,118	63,096	22,035	40,647		
19	3,136	50,722	31,263	38,41		
110	3,15	53,026	21,504	30,563		
105	3,216	51,067	21,398	28,601		
14	3,225	48,734	30,587	36,312		
25	3,249	50,526	21,822	36,572		
20	3,252	48,51	21,715	34,552		
54	3,262	49,08	29,244	32,186		
30	3,395	52,556	21,928	38,604		
9	3,456	46,769	29,914	34,236		
60	3,482	48,776	21,504	30,563		
100	3,534	49,138	21,294	26,669		
85	3,537	58,846	22,035	40,647		
15	3,56	46,508	21,609	32,548		
35	3,62	54,596	22,035	40,647		
90	3,69	60,894	22,142	42,698		
40	3,772	56,644	22,142	42,698		
55	3,794	46,817	21,398	28,601		
45	3,925	58,701	22,25	44,757		
10	4,121	44,526	21,504	30,563		

2. Cas dynamique :

2.1. Seisme ascendant:

No. de la surface de glissement	FSD	Centre en X (m)	Centre en Y (m)	Rayon (m)	Détails	
223	1,402	73,294	48,354	50,919	Critique (analyse)	
218	1,42	71,321	46,799	48,415		
314	1,446	74,234	30,587	36,312		
309	1,447	72,269	29,914	34,236		
213	1,455	69,37	45,249	45,932		
148	1,458	59,466	40,644	38,685		
143	1,47	57,683	39,13	36,37		
153	1,497	61,309	42,17	41,059		
158	1,501	63,197	43,706	43,478		
208	1,505	67,447	43,706	43,478		
134	1,512	65,277	33,304	44,798		
204	1,513	61,83	29,244	32,186		
209	1,514	63,769	29,914	34,236		
178	1,519	71,037	49,914	53,443		
199	1,528	59,926	28,578	30,171		
89	1,528	63,068	33,987	46,949		
44	1,553	60,867	34,671	49,11		
84	1,554	61,027	33,304	44,798		
269	1,555	71,972	31,263	38,41		
173	1,555	69,044	48,354	50,919		
113	1,555	60,87	45,249	45,932		
194	1,558	58,067	27,918	28,201		
39	1,562	58,818	33,987	46,949		
118	1,567	62,821	46,799	48,415		
244	1,569	62,317	27,918	28,201		
234	1,57	58,801	26,62	24,464		
164	1,572	61,484	30,587	36,312		

Annexe D

98	1,574	55,216	40,644	38,685		
355	1,575	72,317	21,398	28,601		
264	1,579	69,984	30,587	36,312		
224	1,582	69,726	31,942	40,526		
34	1,59	56,777	33,304	44,798		
169	1,593	63,472	31,263	38,41		
239	1,597	60,517	27,264	26,291		
168	1,604	67,071	46,799	48,415		
219	1,61	67,722	31,263	38,41		
108	1,615	58,947	43,706	43,478		
68	1,616	58,571	46,799	48,415		
189	1,619	56,267	27,264	26,291		
133	1,62	68,794	51,477	55,981		
159	1,627	59,519	29,914	34,236		
63	1,63	56,62	45,249	45,932		
163	1,635	65,12	45,249	45,932		
103	1,637	57,059	42,17	41,059		
73	1,642	60,544	48,354	50,919		
149	1,642	55,676	28,578	30,171		
259	1,645	68,019	29,914	34,236		
78	1,649	62,537	49,914	53,443		
154	1,652	57,58	29,244	32,186		
295	1,652	64,247	21,19	24,775		
58	1,653	54,697	43,706	43,478		
129	1,667	63,246	32,622	42,656		
128	1,667	66,787	49,914	53,443		
214	1,668	65,734	30,587	36,312		
53	1,673	52,809	42,17	41,059		
290	1,676	62,407	21,088	22,933		
124	1,681	61,226	31,942	40,526		
285	1,684	60,637	20,987	21,16		

Annexe D

179	1,684	67,496	32,622	42,656		
28	1,689	58,287	49,914	53,443		
33	1,691	60,294	51,477	55,981		
38	1,698	62,314	53,043	58,533		
123	1,699	64,794	48,354	50,919		
23	1,704	56,294	48,354	50,919		
174	1,712	65,476	31,942	40,526		
254	1,713	66,08	29,244	32,186		
144	1,714	53,817	27,918	28,201		
18	1,728	54,321	46,799	48,415		
79	1,728	58,996	32,622	42,656		
88	1,735	66,564	53,043	58,533		
42	1,744	72,354	100,53	99,448		
280	1,749	58,967	20,888	19,487		
310	1,752	70,026	21,504	30,563		
119	1,752	59,222	31,263	38,41		
114	1,754	57,234	30,587	36,312		
74	1,755	56,976	31,942	40,526		
13	1,762	52,37	45,249	45,932		
83	1,764	64,544	51,477	55,981		
69	1,774	54,972	31,263	38,41		
32	1,774	68,428	93,503	91,461		
37	1,774	70,382	97,012	95,445		
205	1,779	59,567	21,398	28,601		
255	1,78	63,817	21,398	28,601		
210	1,781	61,526	21,504	30,563		
305	1,783	68,067	21,398	28,601		
109	1,784	55,269	29,914	34,236		
250	1,785	61,888	21,294	26,669		
249	1,786	64,176	28,578	30,171		
245	1,789	59,997	21,19	24,775		

Annexe D

8	1,793	50,447	43,706	43,478		
195	1,794	55,747	21,19	24,775		
200	1,798	57,638	21,294	26,669		
43	1,799	64,345	54,612	61,095		
29	1,804	54,746	32,622	42,656		
64	1,809	52,984	30,587	36,312		
104	1,838	53,33	29,244	32,186		
300	1,841	66,138	21,294	26,669		
24	1,855	52,726	31,942	40,526		
240	1,867	58,157	21,088	22,933		
99	1,868	51,426	28,578	30,171		
59	1,9	51,019	29,914	34,236		
190	1,927	53,907	21,088	22,933		
19	1,928	50,722	31,263	38,41		
160	1,931	57,276	21,504	30,563		
260	1,951	65,776	21,504	30,563		
65	1,957	50,758	21,609	32,548		
155	1,962	55,317	21,398	28,601		
14	1,963	48,734	30,587	36,312		
150	2	53,388	21,294	26,669		
235	2,02	56,387	20,987	21,16		
54	2,037	49,08	29,244	32,186		
9	2,074	46,769	29,914	34,236		
145	2,086	51,497	21,19	24,775		
110	2,098	53,026	21,504	30,563		
105	2,128	51,067	21,398	28,601		
15	2,16	46,508	21,609	32,548		
60	2,228	48,776	21,504	30,563		
100	2,316	49,138	21,294	26,669		
55	2,395	46,817	21,398	28,601		
10	2,521	44,526	21,504	30,563		

2.2. Seisme descendant :

No. de la surface de glissement	FSD	Centre en X (m)	Centre en Y (m)	Rayon (m)	Détails	
223	1,493	73,294	48,354	50,919	Critique (analyse)	
218	1,503	71,321	46,799	48,415		
213	1,531	69,37	45,249	45,932		
309	1,55	72,269	29,914	34,236		
148	1,556	59,466	40,644	38,685		
314	1,564	74,234	30,587	36,312		
208	1,574	67,447	43,706	43,478		
143	1,575	57,683	39,13	36,37		
153	1,593	61,309	42,17	41,059		
158	1,594	63,197	43,706	43,478		
178	1,623	71,037	49,914	53,443		
204	1,635	61,83	29,244	32,186		
209	1,637	63,769	29,914	34,236		
173	1,651	69,044	48,354	50,919		
199	1,651	59,926	28,578	30,171		
113	1,668	60,87	45,249	45,932		
244	1,671	62,317	27,918	28,201		
118	1,678	62,821	46,799	48,415		
234	1,684	58,801	26,62	24,464		
269	1,687	71,972	31,263	38,41		
194	1,688	58,067	27,918	28,201		
168	1,693	67,071	46,799	48,415		
264	1,699	69,984	30,587	36,312		
98	1,703	55,216	40,644	38,685		
239	1,705	60,517	27,264	26,291		

Annexe D

355	1,707	72,317	21,398	28,601		
134	1,713	65,277	33,304	44,798		
164	1,718	61,484	30,587	36,312		
163	1,72	65,12	45,249	45,932		
224	1,721	69,726	31,942	40,526		
108	1,729	58,947	43,706	43,478		
133	1,735	68,794	51,477	55,981		
219	1,739	67,722	31,263	38,41		
169	1,74	63,472	31,263	38,41		
68	1,747	58,571	46,799	48,415		
259	1,75	68,019	29,914	34,236		
360	1,751	74,276	21,504	30,563		
89	1,754	63,068	33,987	46,949		
103	1,758	57,059	42,17	41,059		
189	1,76	56,267	27,264	26,291		
84	1,765	61,027	33,304	44,798		
63	1,766	56,62	45,249	45,932		
159	1,769	59,519	29,914	34,236		
73	1,769	60,544	48,354	50,919		
295	1,775	64,247	21,19	24,775		
128	1,775	66,787	49,914	53,443		
78	1,776	62,537	49,914	53,443		
214	1,786	65,734	30,587	36,312		
290	1,794	62,407	21,088	22,933		
39	1,796	58,818	33,987	46,949		
154	1,797	57,58	29,244	32,186		
44	1,798	60,867	34,671	49,11		
58	1,799	54,697	43,706	43,478		
149	1,8	55,676	28,578	30,171		
123	1,802	64,794	48,354	50,919		
254	1,807	66,08	29,244	32,186		

Annexe D

285	1,808	60,637	20,987	21,16		
34	1,809	56,777	33,304	44,798		
42	1,827	72,354	100,53	99,448		
53	1,829	52,809	42,17	41,059		
28	1,833	58,287	49,914	53,443		
33	1,833	60,294	51,477	55,981		
179	1,838	67,496	32,622	42,656		
129	1,839	63,246	32,622	42,656		
315	1,84	72,008	21,609	32,548		
38	1,84	62,314	53,043	58,533		
124	1,848	61,226	31,942	40,526		
32	1,849	68,428	93,503	91,461		
23	1,851	56,294	48,354	50,919		
37	1,853	70,382	97,012	95,445		
174	1,857	65,476	31,942	40,526		
88	1,86	66,564	53,043	58,533		
265	1,866	67,758	21,609	32,548		
249	1,872	64,176	28,578	30,171		
18	1,881	54,321	46,799	48,415		
83	1,885	64,544	51,477	55,981		
280	1,885	58,967	20,888	19,487		
144	1,888	53,817	27,918	28,201		
310	1,901	70,026	21,504	30,563		
165	1,908	59,258	21,609	32,548		
119	1,912	59,222	31,263	38,41		
79	1,914	58,996	32,622	42,656		
305	1,915	68,067	21,398	28,601		
114	1,917	57,234	30,587	36,312		
13	1,925	52,37	45,249	45,932		
43	1,937	64,345	54,612	61,095		
250	1,938	61,888	21,294	26,669		

Annexe D

255	1,938	63,817	21,398	28,601		
74	1,94	56,976	31,942	40,526		
245	1,945	59,997	21,19	24,775		
205	1,95	59,567	21,398	28,601		
109	1,952	55,269	29,914	34,236		
210	1,955	61,526	21,504	30,563		
300	1,957	66,138	21,294	26,669		
69	1,962	54,972	31,263	38,41		
8	1,971	50,447	43,706	43,478		
200	1,971	57,638	21,294	26,669		
195	1,981	55,747	21,19	24,775		
64	2,005	52,984	30,587	36,312		
29	2,009	54,746	32,622	42,656		
104	2,019	53,33	29,244	32,186		
240	2,031	58,157	21,088	22,933		
115	2,045	55,008	21,609	32,548		
24	2,063	52,726	31,942	40,526		
99	2,072	51,426	28,578	30,171		
260	2,105	65,776	21,504	30,563		
59	2,108	51,019	29,914	34,236		
160	2,128	57,276	21,504	30,563		
190	2,133	53,907	21,088	22,933		
19	2,143	50,722	31,263	38,41		
155	2,165	55,317	21,398	28,601		
14	2,196	48,734	30,587	36,312		
235	2,205	56,387	20,987	21,16		
150	2,22	53,388	21,294	26,669		
65	2,236	50,758	21,609	32,548		
20	2,26	48,51	21,715	34,552		
54	2,267	49,08	29,244	32,186		
110	2,331	53,026	21,504	30,563		

Annexe D

9	2,334	46,769	29,914	34,236		
145	2,336	51,497	21,19	24,775		
105	2,382	51,067	21,398	28,601		
15	2,491	46,508	21,609	32,548		
60	2,516	48,776	21,504	30,563		
100	2,604	49,138	21,294	26,669		
55	2,723	46,817	21,398	28,601		
10	2,883	44,526	21,504	30,563		

ANNEXE E

ANNEXE E.1

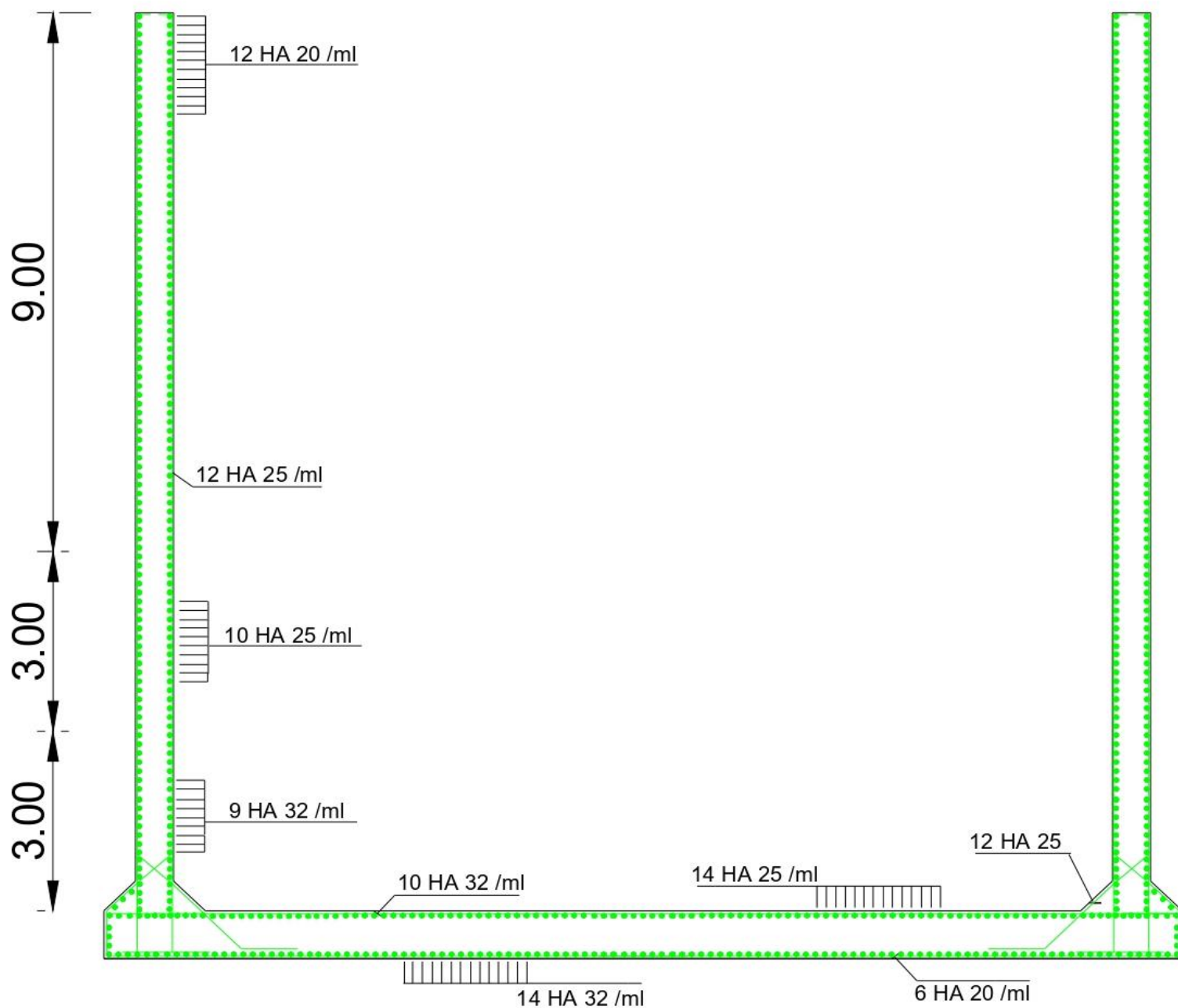
Tableau E.1 Section nominales des barres HA

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 CM ²								

Tableau E.2 Valeurs de μ_c

f_{c28} (MPa)		30	35	40
Fe E400 type 1, 3 ou 4	$\rho_m = 1,35$	0,306	0,323	0,338
	$\rho_m = 1,40$	0,323	0,341	0,356
	$\rho_m = 1,45$	0,340	0,359	0,375
	$\rho_m = 1,50$	0,358	0,378	0,392

ANNEXE E.2

FERRAILLAGE RADIER + FUTS
Ech : 1/100**Figure E.1 Ferrailage du caisson (fut et radier)**

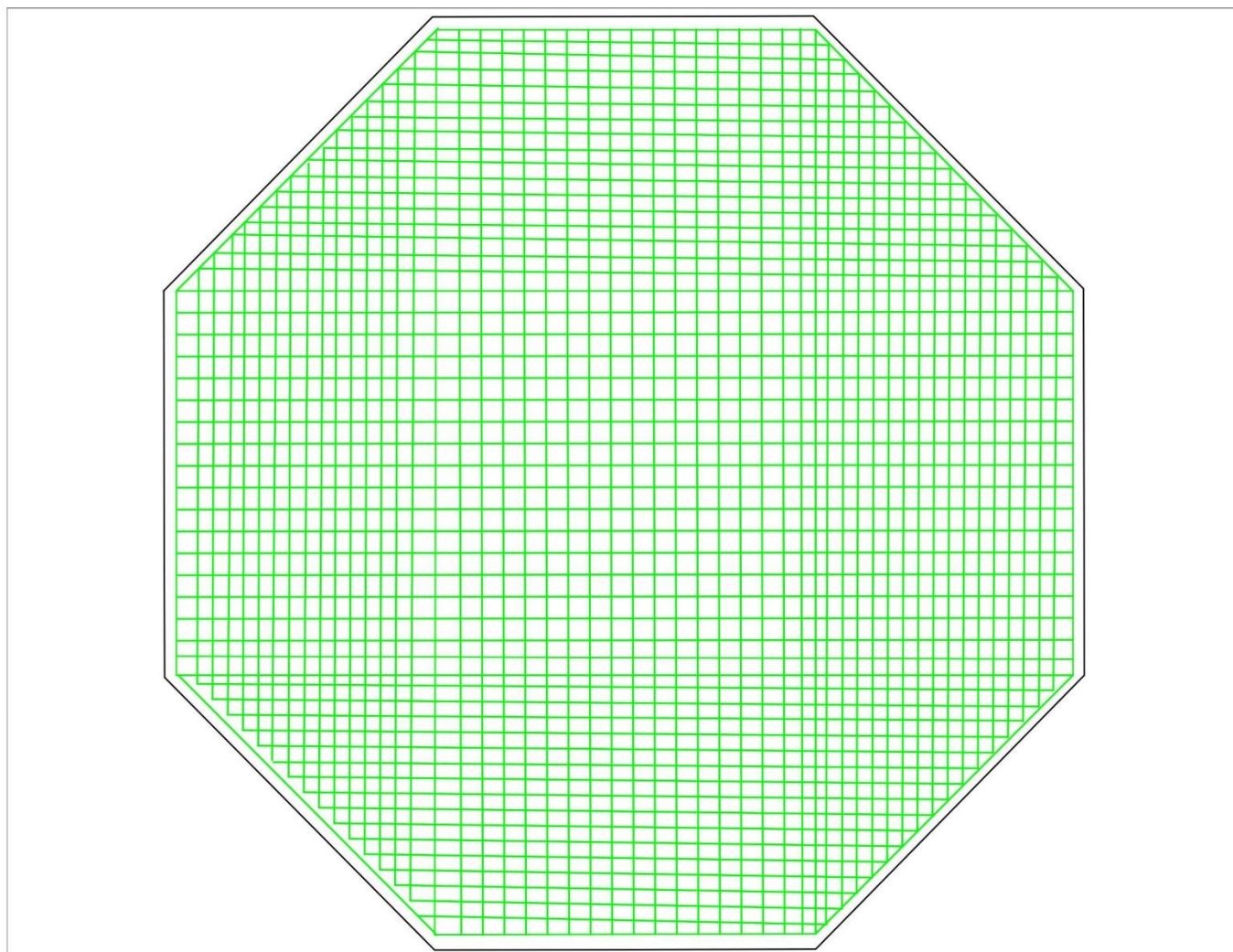


Figure E.2 Vue en plan du ferrailage du radier

Ferrailage de la poutre de couronnement

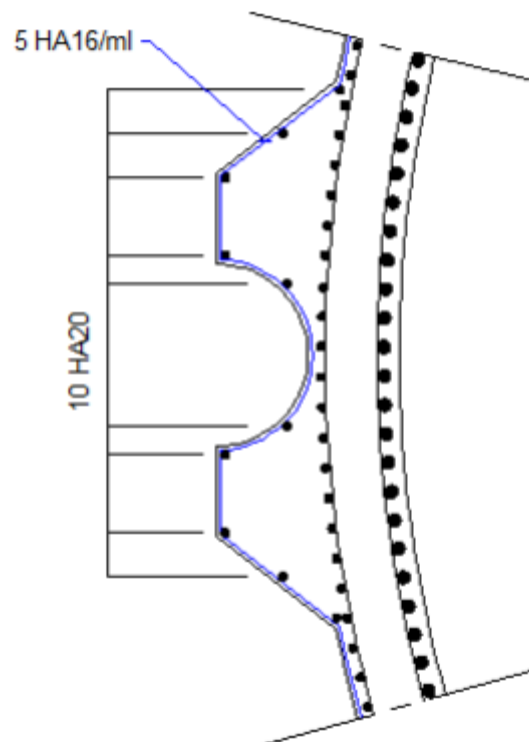
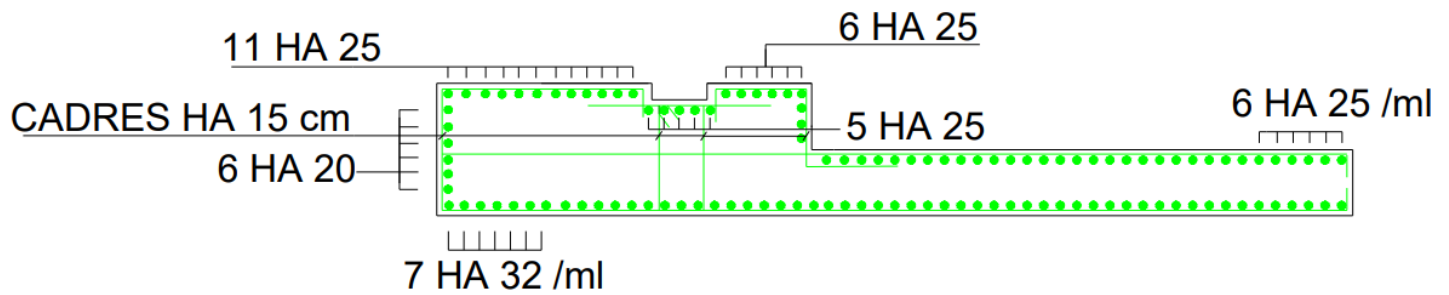


Figure E.2 ferrailage de la clé de jonction entre caisson