République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العمومية
فرنسـيس جانســون
École Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de Base

Thème

Etude de dimensionnement et vérification de stabilité du quai phosphatier de l'extension du port de ANNABA

Présenté par :
BOURBIA Amer

Encadré par :
LAKHDARI Boudjemaâ
Co-encadré par :
RAHMANI Daoudi

Promotion 2019/2020

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

Remerciements

Je tiens à remercier en premier lieu mes encadreurs, M. LAKHDARI Boudjemaâ et M. RAHMANI Douadi, pour leur précieuse aide, le temps qu'ils m'ont consacré et les conseils qu'ils m'ont donné.

Je tiens aussi à remercier tous les membres de l'équipe du Laboratoire d'Etudes Maritimes pour leur accueil et leurs conseils avisés.

Un grand remerciement pour l'ensemble des enseignants de l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics sans oublier l'équipe du département DIB en particulier Mme. BOURBIA Mahdia et Mme MAKOUDI Imane.

Dédicases

À mes chers parents,

À mes frères « Wali ; Anse » ;

Ma grande famille ;

Mes amis « Amir ;Hamadou ;Med Rabah ;Seifou ;Aymen act » et à toutes les personnes qui nous ont soutenus

ملخص:

الموضوع المعالج في إطار مشروع نهاية دراستنا للحصول على شهادة مهندس دولة في الاشغال العمومية والمقترح من طرف مديرية الاشغال العمومية لولاية عنابة يتضمن دراسة توازن ميناء ذو صناديق اسطوانية في إطار مشروع توسعة الميناء التجاري لولاية عنابة. هدف الدراسة يكمن في تعين فرضيات الحساب وتحديد قيم المؤثرة على الرصيف. ثم التحقق من التوازن الخارجي (الانزلاق الانقلاب والغوص) و(التمسك وحساب مساحات التسليح) التوازن الداخلي. التحقق من كل هذه المهام مسبقة ببحث ببليوغرافي (توثيق وارشيف).

كلمات مفتاحية: رصيف، قوى، توازن، تسليح

RESUME

Le thème traite dans le cadre du projet de fin d'étude pour l'obtention d'un diplôme d'ingénieur d'Etat en Travaux Publics, et proposé par la Direction des Travaux Publics de la wilaya de Annaba porte sur l'étude de dimensionnement et vérification de la stabilité du quai phosphatier de l'extension du port d'Annaba. Il s'agit de procéder à la vérification de la stabilité du quai en caisson). L'objectif de l'étude est de définir les hypothèses de calcul et d'évaluer les efforts et les sollicitations agissants sur le caisson, puis vérifier la stabilité externe (glissement, renversement et poinçonnement) et la stabilité interne (dimensionnement et calcul des sections d'armatures). Ces tâches sont précédées par une recherche bibliographique (documentations et archives).

Mots clés : quai, sollicitations, stabilité, ferraillage

ABSTRACT:

The topic is to obtain a diploma of state engineer in public works, is proposed by the Annaba Public Works Department. This is the study of the stability of the caissons in the extension of the commercial port of Annaba). The objective is to define Calculation assumptions and to evaluate the efforts and constraints acting on the box, and then check the external stability (sliding, tipping, punching) and internal stability (checking the thicknesses and calculating reinforcement sections), These tasks are preceded by a bibliographic search (documentations and archives).

Keywords: quay, stress, stability, reinforcement.

Liste des figures

CHAPITRE MASTER : dégradation du mur de quai et leur solution.

Figure 1.M : Mur poids en maçonnerie 2
Figure 2.M: Schéma du mode de dégradation du mur en poids « maçonnerie » 3
Figure 3.M: Mur poids en béton..... 4
Figure 4.M: Schéma de mode dégradation de mur en bloc "béton" 4
Figure 5.M: Schéma du quai en caisson 5
Figure 6.M : Schéma de mode de dégradation du quai en caisson 6
Figure 7.M : Schéma de rideaux palplanche 6
Figure 8.M : Schéma de mode dégradation de rideaux palplanche 6

CHAPITRE I : Généralités sur le milieu marin

Figure 1.I : Schéma montant les caractéristiques de la houle 13
Figure 2.I : Phénomène de marées 14
Figure 3.I : Oscillation des eaux en bassin fermé « les seiches » 14

CHAPITRE II : généralité sur les ouvrages portuaires

Figure 1. II : Port d'Annaba 16
Figure 2. II : Coupe -type d'une digue a talus..... 18
Figure 3. II : Coupe -type d'une digue verticale 18
Figure 4. II : Coupe- type d'une digue mixte..... 19
Figure 5. II : Port de pêche et de plaisance Stora wilaya de Skikda..... 20
Figure 6. II : Schéma de duces d'Albe..... 20
Figure 7 .II : Schématisation des efforts agissant sur un quai..... 21
Figure 8. II : Schématisation d'un quai en blocs de béton..... 22
Figure 9. II : Schématisation d'un quai en caisson 23
Figure 10. II : Schématisation d'un quai mixte..... 24
Figure 11. II : Schématisation d'un quai sur pieux 24

CHAPITRE III : présentation du projet et collecte des données

Figure 1. III : Vue aérienne de la zone d'étude..... 26
Figure 2. III : Plan de masse quai phosphatier/minéralier (Annaba)..... 27
Figure 3. III : Carte du zonage sismique du territoire nationale 29
Figure 4. III : Schématisation des coupes géologiques aux Sandage 30

CHAPITRE V : Vérification de la stabilité externe du quai

Figure 1. V : Vue en plan du radier 35
Figure 2. V : Vue verticale du caisson 36
Figure 3. V : Schéma clé de jonction 36
Figure 4. V : Section verticale de la poutre de couronnement 36
Figure 5. V : Schéma d'accostage et des charges des navires sur le quai 49
Figure 6. V : Schéma représentant le tirant d'eau à vide 63
Figure 7. V : Schéma représentant la hauteur de remplissage 65
Figure 8. V : Schéma représentant les positions de 'M'- 'G' - 'C' 66

CHAPITRE VI : Ferraillage des éléments de structure

Figure 1. VI : Schéma représentant les différentes poussées agissantes sur une partie infinitésimale du caisson (silo-inverse) 69
Figure 2. VI : Schéma représentant les différentes poussées agissantes sur une partie infinitésimale du caisson (silo) 71
Figure 3 .VI : Schéma représentant l'application des charges q1 et q2 73
Figure 4. VI : Croquis de ferraillage du fut 77
Figure 5. VI : Croquis de ferraillage du radier 84
Figure 6 .VI : Modélisation du mur de séparation 85
Figure 7 .VI : Croquis de ferraillage des clés de jonction 89
Figure 8 .VI : Schéma montrant la parie sollicité par le bollard 95
Figure 9. VI : Croquis de ferraillage de la poutre de couronnement 96

ANNEXE01

Figure 1.1 : Plan de masse du port d'Annaba 103

ANNEXE02

Figure 1.2 :Vu en plan de Défense Tronconique inversée (S1600typeE2.9) 104
Figure 2.2 : Bollard 200 t 104
Figure 3.2 : Vu verticale de Défense Tronconique inversée (S1600typeE2.9) 104
Figure 4.2 : Elévation du caisson 105
Figure 5.2 : Section 2-2 du caisson 105
Figure 6.2 :Sématisation de clé jenction 106
Figure 7.2 : Vue de dessus du caisson 106
Figure 8.2 :Sématisation du coffrage du caisson 106
Figure 9.2 : Vue générale du quai « caisson var 01 » 107
Figure 10.2 : Vue générale du quai « sur pieux var 02 » 107
Figure 10.2 : Présente les distances entre axes des rails des portiques et tapis convoyeurs .. 108

Figure 11.2 : Coupe logitudinale du portique 108
Figure 12.2 : Coupe transversale du portique 109

ANNEXE03

Figure 1.3 : moment fléchissant de mur de séparation selon x(ELS) 111
Figure 2.3 : Moment fléchissant de mur de séparation selon x (ELU) 112
Figure 3.3 : Moment fléchissant de mur de séparation selon y (ELS) 112
Figure 4.3 : Moment fléchissant de mur de séparation selon y (ELU) 113
Figure 5.3 : Moment fléchissant du couronnement selon x (ELU) com (2) 114
Figure 6.3 : Moment fléchissant du couronnement selon x (ELS) com2 114
Figure 7.3 : Moment fléchissant du couronnement selon x (ELU) com (3) 115
Figure 8.3 : Moment fléchissant du couronnement selon x (ELU) com (1) 115
Figure 9.3 : Moment fléchissant du couronnement selon x (ELS) com (3) 116
Figure 10.3 : Moment fléchissant du couronnement selon x (ELS) com (1) 116
Figure 11.3 : Moment fléchissant du couronnement selon y (ELU) com (1) 117
Figure 12.3 : Moment fléchissant du couronnement selon y (ELU) com (2) 117
Figure 13.3 : Moment fléchissant du couronnement selon y (ELU) com (3) 118
Figure 14.3 : Moment fléchissant du couronnement selon y (ELS) com (1) 118
Figure 15.3 : Moment fléchissant du couronnement selon y (ELS) com (2) 119
Figure 16.3 : Moment fléchissant du couronnement selon y (ELS) com (3) 119

Liste des tableaux

CHAPITRE MASTER : dégradation du mur de quai et leur solution.

Tableau 1.M : Dégradation commune des murs poids en maçonnerie 3
Tableau 2.M: Dégradation commune des murs poids en béton 4
Tableau 3.M: Dégradation commune aux quais en caisson 5
Tableau 4.M: Dégradation commune aux rideaux palplanche 6
Tableau 5.M :Dégradation commune aux quais sur pieux 7

CHAPITRE III : présentation du projet et collecte des données

Tableau 1.III : Représentas les moyennes mensuelles de la pluviométrie 28
Tableau 2.III : Coefficient d'accélération de la zone 29
Tableau 3.III : Données relatives aux besoins 31

CHAPITRE IV : Présentation des variantes structurelles

Tableau 1. IV : Etude comparative entre les deux variantes 33

CHAPITRE V : Vérification la stabilité externe du quai

Tableau 1.V : Matriaux de remplissage 37
Tableau 2.V : l'accélération sismique 38
Tableau 3.V : Valeurs des caractérstiques géométriques du caisson 40
Tableau 4.V : Valeur des caractéristiques géométrique du remblai dans l'évidement 41
Tableau 5.V : Valeur des caractéristiques géométrique du remblai en enrochement 41
Tableau 6.V : Valeur des caractéristiques de l'eau à l'intérieur du caisson 41
Tableau 7. V : Valeurs des caractéristiques géométriques de la poutre de couronnement 42
Tableau 8 .V : Valeurs des caractéristiques géométriques de bouchon en BA 42
Tableau 9 .V : Récapitulatif des poids, bras de levier et moments calculés par caisson 42
Tableau 10.V : Valeurs des charges verticales et des moments des portiques à déchargement 43
Tableau 11.V : Valeurs des charges horizontales et des moments des portiques à déchargement 43
Tableau 12.V: Valeurs des poussées et des moments des pressions hydrostatiques de marnage 44
Tableau 13.V : Valeurs des forces et des moments dus au séisme 45
Tableau 14.V : Poussée des terres sur le quai -16.00m (cas statique) 47
Tableau 15 .V : Poussée des terres sur le quai -16.00m (cas dynamique « séisme acensent ») 47

Tableau 16.V : Poussée des terres sur le quai -16.00m (cas dynamique « séisme descendent »)..... 47
Tableau 17.V : Poussée du aux surcharge sur le quai -16.00m (cas statique)..... 48
Tableau 18.V : Poussée du aux surcharge sur le quai -16.00m (cas dynamique « séisme acensent »)..... 48
Tableau 19.V : Poussée du aux surcharge sur le quai -16.00m (cas dynamique « séisme descensent ») 48
Tableau 20.V : Efforts appliqués sur le quai à-16.00m (cas statique) 53
Tableau 21.V : Efforts appliqués sur le quai à-16.00m (cas séisme ascendant) 56
Tableau 22.V : : Efforts appliqués sur le quai à-16.00m (cas séisme descendant) 59

CHAPITRE VI : Ferraillage des éléments de structure

Tableau 1.VI : Récapitulatif des valeurs de pression sur les parois du caisson en fonction de la hauteur..... 74
Tableau 2.VI : Moments de flexion dans le sens radial..... 78
Tableau 3.VI : Moments de flexion dans le sens transversal 79
Tableau 4.VI : Section d'acier dans le cas radial 81
Tableau 5.VI : Section d'acier dans le cas transversal 81
Tableau 6.VI : Moments extrêmes suivant l'axe (XX)..... 90
Tableau 7.VI : Moments extrêmes suivant l'axe (YY)..... 90

CHAPITRE VII: Etude d impacte sur l envirenement

Tableau 1. VII : Impacts et mesures de prévention et d'atténuation en phase de construction 98
Tableau 2. VII : Impacts et mesures de prévention et d'atténuation en phase d'exécution 99

ANNEXE02

Tableau 1.2 : Valeurs de $N\gamma$,Nq et Nc en fonction de φ (d'après CAQUOT et KERISEL) 109

ANNEXE03

Tableau 1.3 : Section nominale des barres..... 110
Tableau 2.3 : Valeur de μ 110
Tableau 3.3 : Symboles de charge pour le calcul du moment fléchisant du mur de sépration 111
Tableau 4.3 : Les combinaisons de charges pour le calcul du moment fléchisant du mur de sépration 111

Tableau 5.3 : Symboles de charge pour le calcul du moment fléchisant du poutre de cournement 113
Tableau 6.3: Combinaison de charges pour le calcul du moment fléchisant du poutre de cournement 113

Liste des abréviations

$\boldsymbol{R_{int}}$: Rayon intérieur du caisson

$\boldsymbol{R_{ext}}$: Rayon extérieur du caisson.

$\boldsymbol{\gamma}$: Poids volumique du matériau.

$\boldsymbol{\gamma'}$: Poids volumique déjaugé.

$\boldsymbol{\lambda}$: Angle de l'inclinaison de l'écran avec la verticale

$\boldsymbol{c}$: Cohésion.

$\boldsymbol{\varphi}$: Angle de frottement interne.

$\boldsymbol{\gamma_\omega}$: Densité de l'eau de mer.

$\boldsymbol{\eta}$: Coefficient de fissuration.

$\boldsymbol{f_{c28}}$: Résistance à la compression du béton

$\boldsymbol{f_{t28}}$ **:** Résistance à la traction du béton.

$\boldsymbol{Q_S}$ **:** Surcharge uniforme.

$\boldsymbol{F}$: : Effort d'amarrage

$\boldsymbol{d_0}$: Distance du mur fictif par rapport au centre du caisson.

$\boldsymbol{G}$: Charges permanentes.

$\boldsymbol{Q}$: Charges d'exploitations.

$\boldsymbol{F_s}$ **:** Force due au séisme

$\boldsymbol{K_h}$: Accélération horizontale de séisme

$\boldsymbol{K_V}$: : Accélération verticale de séisme

$\boldsymbol{F_r}$: Coefficient de sécurité au renversement.

$\boldsymbol{F_g}$: : Coefficient de sécurité au glissement.

$\boldsymbol{F_p}$: Coefficient de sécurité au poinçonnement.

$\boldsymbol{\delta}$ **:** Angle d'inclinaison de la charge.

$\boldsymbol{K_a}$: : Coefficient de poussée de Mononobé Okabé

$\boldsymbol{K_q}$: Coefficient de poussée due aux surcharges

$\boldsymbol{P}$ **:** Poussée

$\boldsymbol{\sigma}$ **:** Contrainte

$\boldsymbol{M_R}$: Moment de renversement

$\boldsymbol{M_S}$: Moment stabilisateur.

$\boldsymbol{S}$: Section.

$\boldsymbol{ELS}$: État limite de service.

$\boldsymbol{ELU}$: : État limite ultime.

$\boldsymbol{A_s}$: Section d'armatures**.**

$\boldsymbol{q}$: Charge.

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE 1

CHAPITRE MASTER : dégradation du mur de quai et leur solution.

I. INTRODUCTION 2
II. TYPE DE DEGRADATIONS 2
III. LES DIFFERENTS TYPES DES QUAIS EXPOSES ET LEURS PATHOLOGIES. 2
III.1 Mur poids en maçonnerie 2
III.2 Mur poids (ou blocs) en béton 3
III.3 Caisson en béton armé 4
III.4 Rideau de palplanche 5
III.5 Quai sur pieux 7
IV. CAUSES DES DESORDRES 8
IV.1 Désordres liés à la conception ; 8
IV.2 Lors de l'exécution ; 8
IV.3 Pendant la vie de l'ouvrage 8
IV.4 Causes accidentelles 8
V. INVESTIGATION ET DIAGNOSTIC 8
V.1 Critère de sélection d'investigation 9
V.1.1 La faisabilité du dossier du l'ouvrage 9
V.1.2 Le Type d'ouvrage 9
V.1.3 L'environnement de l'ouvrage 10
V.2 Programme d'investigation 10
V.3 Méthode d'investigation 10
VI. ENTRETIEN ET SOLUTION 10
VII. CONCLUSION 11

CHAPITRE I : Généralités sur le milieu marin

I. INTRODUCTION 12
II. GENERALITE SUR LES MOUVEMENTS DE LA MER 12
II.1 Les mouvements ondulatoires 12
II.1.1 La houle 12
II.1.1.1 Caractéristique de la houle 12
II.1.1.2 Déformations de la houle 13

II.1.2 Marées 14
II.1.3 Seiches 14
II.2 Courants 15
II.2.1 Courants généraux 15
II.2.2 Courants de marée 15
II.2.3 Courants de houle 15
II.2.4 Courants côtiers 15
III. CONCLUSION **15**

<u>CHAPITRE II</u> : généralité sur les ouvrages portuaires

I. INTRODUCTION 16
II. DEFINITION D'UN PORT 16
III. ROLES DES PORTS 16
III.1 Rôle économique 16
III.2 Rôle physique 16
IV. TYPES DE PORTS 16
IV.1 Classification par fonctions principales (mission) 17
IV.1.1 Port militaire 17
IV.1.2 Port de commerce 17
IV.1.3 Port de pèche 17
IV.1.4 Port de plaisance 17
IV.2 Classification par implantation 17
IV.2.1 Ports au large 17
IV.2.2 Ports à la côte 17
IV.2.3 Ports intérieurs 17
V. PRINCIPAUX TYPES D'OUVRAGES D'UN PORT MARITIME 18
V.1 Les ouvrages extérieurs 18
V.1.1 Digues 18
V.1.2 Les jetées 20
V.2 Ouvrages intérieurs 20
V.2.1 Les ouvrages de protection et d'accès 20
V.2.2 Les ouvrages d'accostages 21
V.2.2.1 Les duces d'Albe 21
V.2.2.2 Les appontements 21

V.2.2.3 Les quais 21
VI. Signalisation maritime 25
VII. CONCLUSION 25

CHAPITRE III : présentation du projet et collecte des données

I. INTRODUCTION 26
II. SITUATION GEOGRAPHIQUE DE LA ZONE D'ETUDE 26
III. DESCRIPTION DU PORT D'ANNABA 27
IV. SITUATION GEOGRAPHIQUE DE LA ZONE PROJET 27
V. COLLECTE DES DONNEES 28
V.1 Données météorologiques 28
V.1.1 Température 28
V.1.2 Vent 28
V.1.3 Pluviométrie 28
V.2 Données sismiques 29
V.3 Données physiques 30
V.3.1 Données géologiques 30
V.3.2 Reconnaissance géotechnique 30
V.4 Données sur le projet 31
V.4.1 Données relatives aux besoins 31
VI. CONCLUSION 31

CHAPITRE IV : Présentation des variantes structurelles

I. INTRODUCTION 32
II. CARACTERISTIQUES DU NAVIRE DE PROJET 32
III. DESCRIPTION DES VARIANTES STRUCTURELLES 32
III.1 Variante 1 « Quai en caisson » 32
III.2 Variante 2 « Quais sur pieux » 33
III.3 Analyse multicritères et choix de la variante 33
IV. CONCLUSION 34

CHAPITRE V : Vérification de la stabilité externe du quai

I. INTRODUCTION 35
II. HYPOTHESE DE CALCUL 35
II.1 Géométrie de la structure du caisson 35

II.1.1 Le radier 35
II.1.2 Le voile 35
II.1.3 Les clés de jonction 36
II.2 Géométrie de la poutre de couronnement : 36
II.3 Caractéristiques des matériaux 37
II.3.1 Données physiques et géotechniques 37
II.3.2 Données sur les matériaux 37
II.4 La distance du mur fictif par rapport au centre du caisson 38
II.5 Détermination d'accélération sismique 38
III. LES DIFFERENTES SOLLICITATIONS AGISSANTES SUR LE QUAI 39
III.1 Poids propre de l'ouvrage 39
III.1.1 Le caisson 40
III.1.2 Détermination du poids du remblai dans l'évidement 41
III.1.3 Détermination du poids L'eau à l'intérieur du caisson 41
III.1.4 La poutre couronnement 42
III.1.5 Détermination du poids du bouchon en BA 42
III.1.6 Récapitulatif des poids, bras de levier et moments calculés par caisson 42
III.2 Effort d'amarrage 42
III.3 Charge de portiques à déchargement 43
III.4 Poussée hydrostatique de marnage 43
III.5 Poussées hydrodynamiques 44
III.6 Force due au séisme 45
III.7 Poussée des terres 45
III.8 Poussée du aux surcharge (6 t/m²) 47
III.9 Énergie d'accostage 49
IV. CALCUL DE LA STABILITE 51
IV.1 Stabilité dans le cas statique 53
IV.1.1 Stabilité au glissement 53
IV.1.2 Stabilité au reversement 53
IV.1.3 Stabilité au poinçonnement 53
IV.2 Stabilité dans le cas dynamique 56
IV.2.1 Cas séisme ascendant 56
IV.2.1.1 Stabilité au glissement 57

IV.2.1.2 Stabilité au reversement 57
IV.2.1.3 Stabilité au poinçonnement 57
IV.2.2 Stabilités dans le cas d'un séisme descendant 59
IV.2.2.1 Stabilité au glissement 60
IV.2.2.2 Stabilité au reversement 60
IV.2.2.3 Stabilité au poinçonnement 60
IV.3 ETUDE DE FLOTTAISON : 63
IV.3.1 Le tirant d'eau 63
IV.3.1.1 A vide : 63
IV.3.1.2 Lest à la limite d'échouage : 64
IV.3.2 Stabilité en flottaison : 66
IV.3.2.1 A vide : 66
V. CONCLUSION 68

CHAPITRE VI : Ferraillage des éléments de structure

I. INTRODUCTION 69
II. FERRAILLAGE DU CAISSON 69
II.1 Ferraillage du fut 69
II.1.1 Silo-inverse, variation de la pression normale avec la hauteur 69
II.1.2 Silo, variation de la pression normale avec la profondeur : 71
II.1.3 Application dans notre cas : 72
II.1.4 Les pressions Pi en fonction de z 73
II.1.5 Vérification de l'épaisseur du voile : 74
II.1.6 Les armatures horizontales : 75
II.2 FERRAILLAGE DU RADIER 77
II.2.1 Les charges agissantes 77
II.2.2 Dans le sens radial : 81
II.2.3 Dans le sens transversal : 82
II.2.4 Moment d'encastrement : 83
II.3 Ferraillage du mur de séparation 85
II.3.1 Dans les bordes (Direction XX) 86
II.3.2 Dans les bordes (Direction YY) 87
II.3.3 Dans la section courant (Direction XX) 87
II.3.4 Dans la section courant (Direction YY) 88

II.4 Ferraillage des clés de jonction 89
III. Ferraillage de la poutre de couronnement :..... 90
III.1 Le ferraillage selon l'axe (XX) :..... 91
III.2 Le ferraillage selon l'axe (YY)..... 92
III.3 Ferraillage de la partie sollicitée par la traction sur le bollard 94
IV.CONCLUSION..... 96

<u>CHAPITRE VII:</u> Etude d' impacte sur l' envirenement

I. INTRODUCTION 97
II. CADRE JURIDIQUE 97
III. DESCRIPTION DU PROJET..... 97
IV. PHASES DE PROJET 98
V. IMPACTS ET MESURES DE PRÉVENTION, D'ATTÉNUATION OU DE COMPENSATION..... 98
V.1 Phase de construction 98
V.2 Phase d'exploitation. 99
VI. CONCLUSION..... 100
CONCLUSION GENERALE 101
BIBLIOGRAPHIE 102
ANNEXE 01 103
ANNEXE 02 104
ANNEXE 03 110

INTRODUCTION GENERALE

En Algérie, Le port est un outil privilégié du développement économique et des échanges extérieurs de marchandises. L'évolution de ces derniers sont accompagnés d'une modification du rôle du port de commerce, plusieurs changements profonds ont été introduits dans ce système depuis l'indépendance.

Dans le cadre du développement du méga projet d'exploitation des phosphates avec le partenaire chinois, l'entreprise portuaire de Annaba commence à adapter. Elle vient de concevoir une extension de ses infrastructures pour augmenter ses capacités d'embarquement des phosphates à travers le projet de réalisation d'un quai phosphatier et minéralier au niveau du port d'Annaba.

On s'intéresse dans notre projet à l'extension du port commercial de Annaba. Des études (préliminaires, Avant-Projet Sommaire "APS" et Avant-Projet Détaillé "APD") et des compagnes d'investigation ont été menées par le Laboratoire d'Études Maritimes (LEM), afin de ressortir une variante qui répond aux besoins exprimés dans le cahier de charge.

Le projet consiste en la réalisation d'études d'exécution, ces travaux consisteront notamment à prolonger la jetée existante de 1400 m (jetée de lion) a des profondeurs comprises entre -13.50 m et -15m et construire un quai d'une longueur de 1600 m pour un tirant d'eau de 16m et à
réaliser un terre -plein de 46 hectares derrière le quai.

L'étude a portée sur la stabilité interne et externe du quai (d'un tirant d'eau de 16,00 m). Après collecte de toutes les données nécessaires (contraintes liées au terrain, l'expertise géotechnique du sol et les données relatives aux matériaux utilisés). Cela nous a permis de vérifier la stabilité au glissement, renversement, poinçonnement et en flottaison.

Chapitre Master

Dégradation du mur de quai et leur solution

I. INTRODUCTION

Ce chapitre est une synthèse qui porte sur les différentes dégradations du mur de quai et leur pathologie. Nous y traitons principalement les actions majeures à entreprendre pour pouvoir détecter les désordres et leur solution pour assurer la pérennité et la sécurité d'ouvrage sur le long terme**.**

II. TYPE DE DEGRADATIONS

On peut classer les désordres qui affectent les quais en se basant sur leur ampleur et leur source de la manière suivants :

- **Dégradations lentes**

Ce sont des dégradations dues essentiellement au vieillissement des matériaux et des structures, aux facteurs agressifs du milieu ambiant (corrosion, entrainement des matériaux, dissolution physique ou chimique), aux modifications par rapport aux conditions initiales (tassements, déplacements) et aux conditions de mis en place des matériaux (béton et armatures).

- **Dégradations brutales**

Elles ont un caractère accidentel et sont dues aux chocs de navires aux tempêtes, aux indices ou aux séismes.

On peut également les classer en se basant sur la nature du désordre :

- **Pathologie liée au fonctionnement :** Elles sont le résultat des différents dysfonctionnements mécaniques, quel que soit l'ouvrage (massif poids, quai sur pieux,) ;
- **Pathologie liée au vieillissement :** : Elles sont le résultat du vieillissement des matériaux (acier, béton armé, maçonnerie).

III. LES DIFFERENTS TYPES DES QUAIS EXPOSES ET LEURS PATHOLOGIES.

III.1 Mur de poids en maçonnerie

Ce sont des murs qui peuvent atteindre une quinzaine de mètres de hauteur. Le revêtement ou parement est le plus souvent en pierre de taille alors que le corps du mur en arriéré du parement est en générale en maçonnerie. Le parement côté mer présente généralement un fruit.

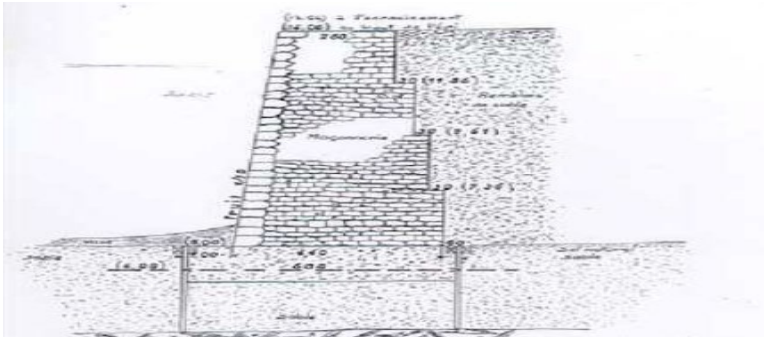


Figure 1.M : Mur poids en maçonnerie

Tableau 1.M : dégradation commune des murs poids en maçonnerie

Type de pathologie	Mode de dégradation ou de ruine
Liée au fonctionnement Mécanique	Glissement de l'ouvrages sur sa base. (a) Renversement de l'ouvrages. (b) Poinçonnement du sol de fondation. (c) Tassement différentiel (d)
Liée au matériaux	Rupture d'appareillage de maçonnerie. (e) Altération des pierres de maçonnerie Altération du mortier

[4]

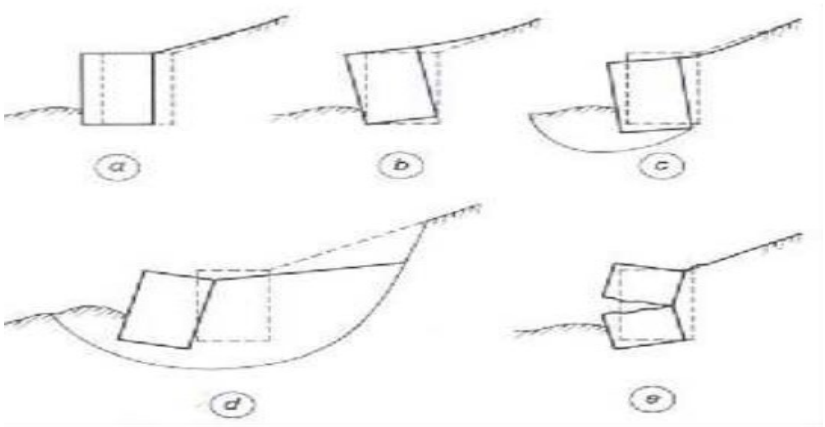


Figure 2.M: Schéma du mode de dégradation du mur en poids « maçonnerie »

III.2 Mur poids (ou blocs) en béton

Ouvrages massifs en béton coulé en places ou en blocs préfabriqués .le parement côté mer peut présenter un fruit. Le parement cote massif soutenu est généralement constitue de plusieurs redans.

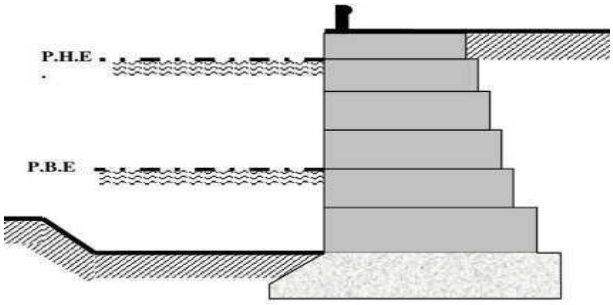


Figure 3.M: Mur poids en béton

Tableau 2.M: dégradation commune des murs poids en béton

Type de pathologie	Mode de dégradation ou de ruine
Liée au fonctionnement **Mécanique**	Glissement de l'ouvrages sur sa base(a) Renversement de l'ouvrages (b) Poinçonnement du sol de fondation (c) Tassement différentiel (d) Grand glissement englobant l ouvrages
Liée au matériaux	Rupture du béton (a) Altération du béton

[4]

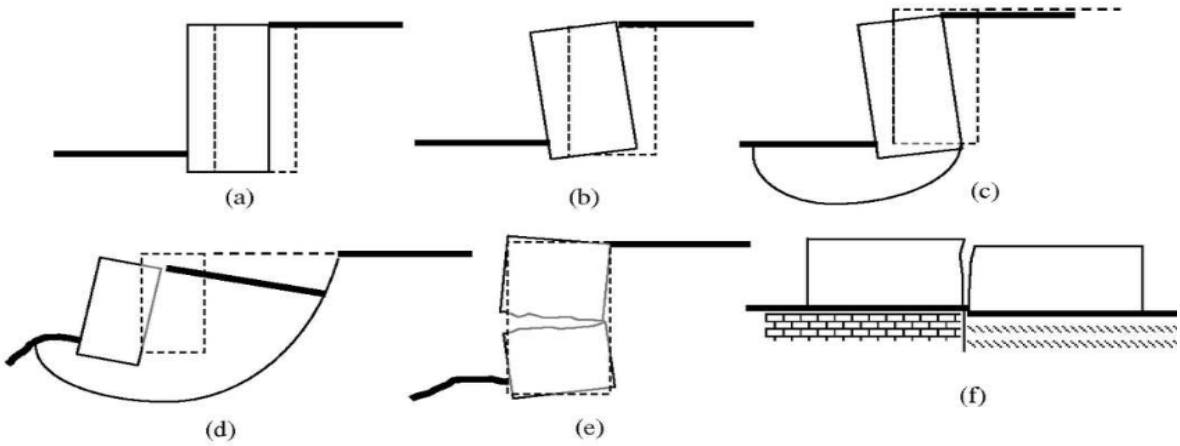


Figure 4.M: schéma de mode dégradation de mur en bloc "béton"

Les dégradations citées ci-dessus sont observées sous forme de désordre dont :

- Le gonflement du parement ;
- Les fissures et / ou fractures dans le parement ;
- L'affouillement et dégarnissage du système de fondation ;
- Disjointement ;

III.3 Caisson en béton armé

Ouvrage massifs constitués par la juxtaposition de caisson en béton armé amenés le plus Souvent par flottaison. Les caissons sont remplis de matériau afin de constituer un ouvrage poids.

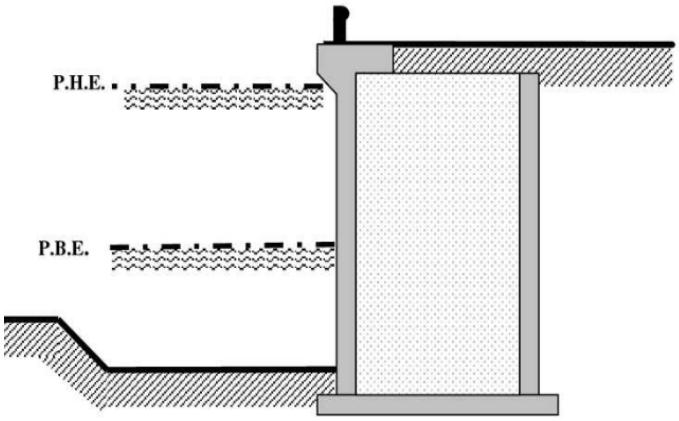


Figure 5.M: schéma du quai en caisson

Tableau 3.M:dégradation commune aux quais en caisson

Type de pathologie	Mode de dégradation ou de ruine
Liée au fonctionnement **Mécanique**	Glissement de l'ouvrages sur sa base. (a) Renversement de l'ouvrages. (b) Poinçonnement du sol de fondation. (c) Grand glissement englobant l ouvrages(d) Tassement différentielle
Liée au matériaux	Rupture de béton (d) Altération du béton armé

[4]

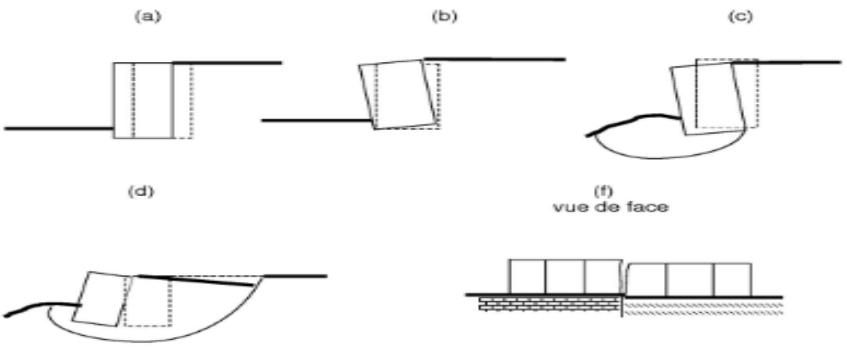


Figure 6.M : schéma de mode de dégradation du quai en caisson

III.4 Rideau de palplanche

Ouvrages constitués de palplanche métallique emboitée les unes dans les autres et battues dans le sol de fondation, pour former un écran vertical, le plus souvent rectiligne, servant de soutènement a un massif de sol.

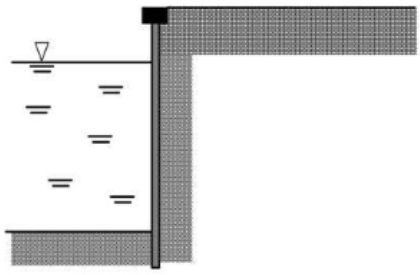


Figure 7.M : Schéma de rideaux palplanche

Tableau 4.M: dégradation commune aux rideaux palplanche

Type de pathologie	Mode de dégradation ou de ruine
Liée au fonctionnement **Mécanique**	Insuffisance de la fiche et /ou insuffisance de butée (1) Insuffisance du dimensionnement des palplanches (2) Grand glissement (3) Rupture de tirant ou de Button (4) Erosion régressive et Boulange (renard liquide)
Liée au matériaux	Corrosion des palplanches (5) Corrosion des têtes de tirant

[4]

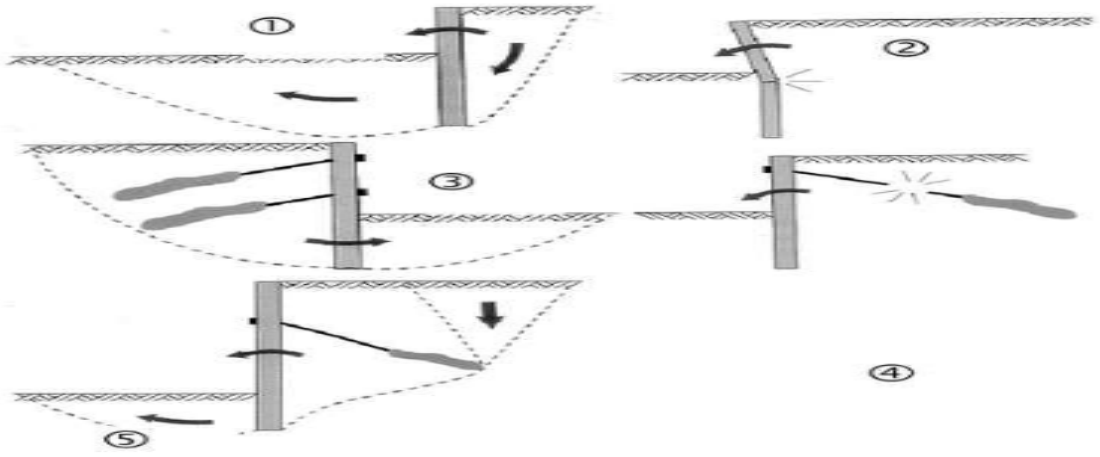


Figure 8.M : schéma de mode dégradation de rideaux palplanche

Les dégradations citées ci-dessus sont observées sous forme de désordre dont :

- La fissuration du terrain parallèle au rideau ;

- Le tassement du terrain en tête du rideau ;
- L'effondrement locale du terrain soutenu ;
- L'inclinaison anormale du rideau vers l'aval / amont ;
- La déchirure de palplanche ;

III.5 Quai sur pieux

Il s'agit d'une plate -forme en béton armé reposant sur des pieux. On distingue deux familles de quais sur pieux :

- Les quais sans soutènement avant appelés quais ouverts. Le talus sous le quai doit être auto stable, ce qui impose la largeur de la plate -forme. Ce type de quai est plutôt adapté aux faibles profondeurs d'eau.
- Les quais avec soutènement avant a le plus souvent également un rôle de portance verticale. Il est généralement constitué d'un rideau de palplanches (avec éventuellement des pal-pieux, ou des pieux tubes).

Tableau 5.M : dégradation commune aux quais sur pieux

Type de pathologie	Mode de dégradation ou de ruine
Liée au fonctionnement **Mécanique**	Grand glissement Glissement du talus sur l'ouvrages Défaut de portance des pieux Défaillance du rideau de soutènement
Liée au matériaux	Défaut d'enrochement Altération du béton armé Corrosion des pieux métallique Affouillement à l'arrière de la plate -forme

[4]

Les dégradations citées ci-dessus sont observées sous forme de désordre dont :

- Affaissement, fissuration de la terre a l'arriéré de plateforme
- Inclusion anormale des pieux
- Colorisions des pieux métalliques.

IV. CAUSES DES DESORDRES

Les causes de malfaçons et les désordres qui peuvent en découler, affectant les quais, sont multiples et de niveaux de gravité très variables. En toute logique la "remise" de l'ouvrage, au gestionnaire après sa construction et sa réception, doit permettre son exploitation telle que prévue : c'est dire que les facteurs de désordres ou les désordres qui vont être évoqués dans toute leur généralité, du moins pour les plus importants, sont normalement décelés avant réception, et font l'objet de mesures pour y remédier. Il peut cependant subsister des facteurs de désordres ou des désordres non décelables lors de la réception.[5]
Les principales causes de désordres peuvent être classées comme suit :

IV.1 Désordres liés à la conception ;

- La mauvaise évaluation des contextes géotechniques et hydrogéologiques (reconnaissance insuffisante et interprétation incomplète)
- La recherche trop poussée d'économie qui conduit à sous dimensionner

- La non-prise en compte du facteur temps -fatigue dans la conception

IV.2 Lors de l'exécution ;

Les causes de malfaçons les plus souvent rencontrées à ce stade sont :

- La mauvaise qualité des matériaux
- Une mauvaise prise en compte des phasages en construction,
- La non-conformité aux plans
- Une implantation incorrecte et une mauvaise exécution des joints entre panneaux
- Une mauvaise mise en œuvre du béton, avec inclusions de sol ou boue suite à une rupture du bétonnage sous la boue
- Une protection insuffisante des armatures

IV.3 Pendant la vie de l'ouvrage

- Les conditions d'exploitation peuvent conduire à des modifications au niveau des charges transmises à l'ouvrage, en particulier sur les terre-pleins
- Les tassements des remblais de terre-plein sur des sols compressibles
- Insuffisance ou absence de surveillance et d'entretien

IV.4 Causes accidentelles

- Tempête
- Chocs des navires

V. INVESTIGATION ET DIAGNOSTIC

Entre le constat visuel de la dégradation et la mise en œuvre d'une action de réparation, il est primordial de passer par l'étape du diagnostic. Elle permet d'expliquer le désordre et de déterminer un traitement pertinent de celui -ci.

L'inspection détaillée découle de la volonté du gestionnaire d'infrastructures portuaires .il est confronté à trois situations :

Une inspection détaillée peut être initiée par le souhait du gestionnaire d'infrastructures portuaires de connaitre :

- L'état de son ouvrage suite a un évènement particulier (tempête, choc, évolution des sollicitations…). Il s'agit dans ce cas de de dresser un bilan de santé.
- L'évaluation des désordres qui affectent le niveau de service, avant d'engager tout type de travaux
- La surveillance des désordres détectés sur un ouvrage, qui n'affectent pas le niveau de service, mais dont l'origine et l'ampleur sont inconnue

Une telle inspection permet de déceler d'éventuels désordres. Quand un désordre est constaté, des investigations permettent de recueillir des informations de natures à l'expliquer.
L'interprétation de cette information constitue le diagnostic. [4]

V.1 Critère de sélection d'investigation

Le choix d'investigation et réaliser par le baile de 3 critères

V.1.1 La faisabilité du dossier du l'ouvrage

Il est indispensable de disposer d'un dossier d'ouvrage afin d'avoir :

- Les éléments de dimensionnement (notes de calculs, charges d'exploitation).
- Les plans de récolement ou à défaut les plans d'exécution ainsi que les plans topographiques antérieurs et actuels ;
- L'historique des changements des conditions d'exploitation (évolution du niveau de service de l'ouvrage, dragage, surcharges, rehaussement du quai) ;
- Les opérations d'entretien et de réparation avec leurs périodicités ;

V.1.2 Le Type d'ouvrage

La typologie de l'ouvrage s'appuie sur l'identification de la structure pour déterminer :

a) Le fonctionnement mécanique et hydraulique de l'ouvrage

- Type de la structure : caisson, maçonnerie, bloque béton, palplanches
- Fondation, nature de sol support, équipement

b) Le matériau constitutif de la structure

Il s'agit de de béton armé, de béton armé, de métal ou de maçonnerie

c) Mode de construction

- Le phasage de construction s'il s'agit d'une structure coulée en place ou préfabriqué **;**
- La géométrie réelle **;**
- L'époque de construction : cette information renvoie souvent à un type de pathologie répertorié, qu'il s'agisse du mode de conception ou de la qualité des matériaux

Enfin, l'analyse des interactions sol-structure et des problèmes est indispensable pour comprendre le fonctionnement des ouvrages portuaires.

V.1.3 L'environnement de l'ouvrage

L'environnement maritime est milieu très fortement agressif pour les ouvrages portuaire. De l'exposition et des conditions d'utilisation des ouvrages dépondent la nature et la cinétique de leur dégradation :

- Les zones constamment immergées ;
- Les zones de marnage
- Les zones exposées aux embruns ;
- Les zones exposées aux chocs ;
- Les zones de sollicitation.

V.2 Programme d'investigation

Après d'avoir les Critères d'investigation on peut poser des hypothèses sur la pathologie et on devra en chercher les causes probables. Pour cela, on mettra au point un programme d'investigations pour avoir une idée sur les méthodes d'auscultation et leurs consistances

Celui-ci doit contenir

- La nature et le phasage des différentes investigations ;
- L'implantation des zones d'investigations ;
- Le nombre de contrôles par zones
- La nature et la précision des résultats attendus ;
- Les référentiels techniques, les normes et les procédures utilisées ;
- Les différents intervenants (rôle et organisation, sous-traitance),
- Les moyens matériels et humains.

V.3 Méthode d'investigation

Il identifie quatre grandes catégories des méthodes d'investigation

- **Inspection et visite :** l'investigation est visuelle. Elle peut être aérienne ou subaquatique

- **Contrôle destructif** : il suppose des prélèvements de matériau ou d'échantillons dans ou sur l'ouvrage ;
- **Contrôle non destructif** : par opposition au contrôle destructif, l'investigation ne porte pas atteinte à l'intégrité de l'ouvrage. Elle nécessite un matériel spécifique.
- **Etude** : l'investigation porte sur le dossier d'ouvrage ou sur les archives. Il peut égalent s'agit du recalcule

VI. ENTRETIEN ET SOLUTION

Pour les murs des quais, les opérations d'entretien ou de réparation peuvent être rendues très difficiles du fait des contraintes d'accessibilité, des marées, de la météo, etc. Le milieu environnant de l'ouvrage est le facteur déterminant la technique de réparation à préconiser

Les différentes techniques de réparation et de maintenance les murs des quais qui sont utilisées depuis de nombreuses années sont décrites ci-après.

- **. Le ragréage :** Le traitement du béton peut faire l'objet d'une opération de ragréage par application de mortier hydraulique ou polymérique après traitement de la surface dégradée.
- **Béton projeté :** béton projeté est un béton que l'on projette à très haute vitesse sur une paroi de l'ouvrage grâce à un jet d'air sous pression. Il existe deux techniques pour projeter le béton : par voie sèche et par voie humide.
- . **Injection d'époxy :** Cette technique est utilisée pour réparer le béton immergé et dans la zone de marnage. Elle consiste à faire pénétrer dans un produit qui crée une liaison mécanique entre les parties disjointes et rend étanche le béton.
- **Tissu de fibres de carbone :** les polymères renforcés de fibres (PRF) sont de nos jours les alternatives des matériaux et techniques traditionnelles. C'est la solution d'actualité.

Pour l'entretien le quai est prévu de faire

- Le re jointement des parements en maçonnerie
- La réparation ou changement des organes d'amarrage et d'accostage
- La réfection la peinture des accessoires
- La réparation des tuyaux d'évacuation des eaux
- La réfection de la pierre de couronnement à la suite de chocs des navires

VII. CONCLUSION

Le but de la pathologie de mur du quai et de redonner à la structures sa géométrie et sa capacité à répondre aux efforts qui lui sont applique et assurer sur la longe terme la pérennité et la sécurité de la structure.

Chapitre I

Généralités sur le milieu marin.

I. INTRODUCTION

Les eaux des océans et des mers sont animées de mouvements très divers qui ont d'importante répercussions non seulement sur la biologie et la distribution de nombreux organismes, mais aussi sur les activités humaines. Le présent chapitre met en évidence les notions fondamentales portant sur les mouvements de la mer et les phénomènes naturel pouvant influencer une structure quelconque dans le milieu marin.

II. GENERALITE SUR LES MOUVEMENTS DE LA MER

Le milieu marin et un milieu liquide toujours agité, cette agitation se manifeste principalement sous forme de phénomène de grande période, qui ont un mouvement ondulatoire, et de courants généraux plus au moins uniformes.

II.1 Les mouvements ondulatoires

Un mouvement ondulatoire est tout mouvement caractérisé par une période, une amplitude, une célérité et une longueur d'onde.

Ces mouvements sont de 3 ordres : la houle, la marée et les seiches.

II.1.1 La houle

C'est un mouvement ondulatoire de la surface de la mer qui est formé par un champ de vent éloigné de la zone d'observation (non pas généré par le vent local mais formé et ordonné par un vent soufflant sur une grande étendue de mer sans obstacles). Aussi bien la houle que la vague sont considérés comme des mouvements d'eau en mer.

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.

II.1.1.1 Caractéristique de la houle

La houle est caractérisée par plusieurs critères

- **H** : la hauteur maximale de la houle l'amplitude (la dénivellation maximale entre une crête et un creux successif en mètre).
- **T** : la période de la houle (temps qui sépare le passage de deux crêtes successives en un point fixe dont la variation est de 3 à 25 secondes).
- **L** : la longueur d'onde (distance séparant deux crêtes successives peut atteindre une trentaine de mètres).
- **a** : l'amplitude de la houle (égale à la moitié de la hauteur).
- **g** : la cambrure (le rapport H/L).
- **c** : la célérité (la vitesse moyenne de la propagation des crêtes (L/T).
- **d** : la profondeur au repos.

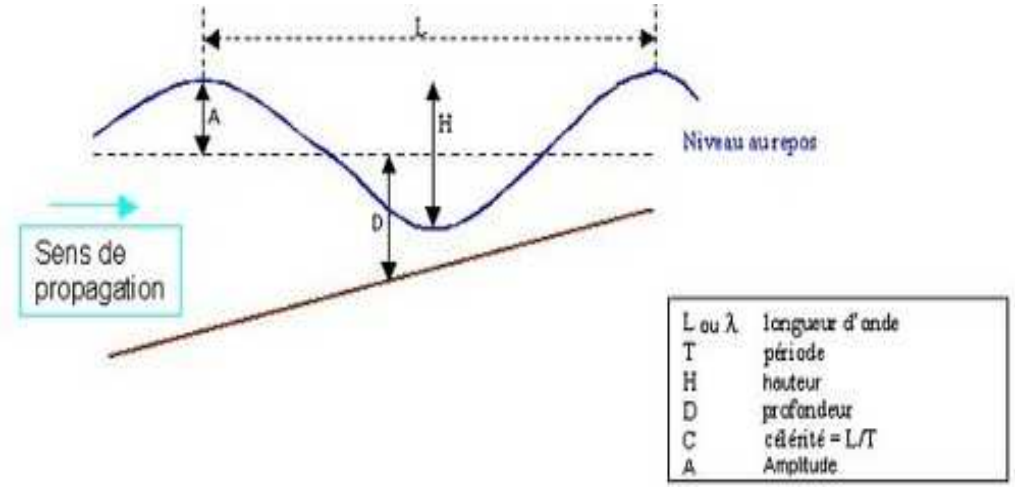


Figure 1. I: schéma montant les caractéristiques de la houle

II.1.1.2 Déformations de la houle

Les phénomènes de déformation de la houle intervenant dans la propagation de la houle sont :

- **La réfraction**

  Lorsque la houle cylindrique se propage par des profondeurs variables, sa longueur d'onde, son amplitude et sa direction subissent des modifications, alors que sa période reste constante ; c'est le phénomène de réfraction. L'étude de la réfraction de la houle permet de déterminer les caractéristiques de la houle (direction et hauteur) au cours de sa propagation, depuis le large jusqu'à l'approche du rivage.

- **La réflexion**

  Lorsqu'une onde arrive sur un obstacle (quai, digue, talus ou plage) il apparaît une onde réfléchie d'amplitude inférieure ou égale à celle de l'onde incidente. Une partie de l'énergie est alors réfléchie vers le large, interférant avec les vagues qui arrivent et provoquant quelque fois des ondes stationnaires. Mais dans les conditions habituelles des cotes la pente est généralement insuffisante pour que la réflexion puisse se manifester de façon notable.

- **La diffraction**

  Lorsque la houle se propage selon une ligne non droite ou irrégulière, par exemple au contact d'un ouvrage à l'approche duquel une partie du front d'onde est seulement arrêté, dès lors des oscillations se manifestent derrière l'extrémité de l'ouvrage en le contournement.

- **Le déferlement**

  Lorsque la houle attient une certaine cambrure limite, au-delà de laquelle le profil devient instable. C'est alors qu'une brisure de la partie haute de la houle est observée ; il peut être décomposé en trois types :

  - ❖ Le déferlement glissant ou déversant par pente faible ;
  - ❖ Le déferlement plongeant par pente forte ;
  - ❖ Le déferlement gonflant ou frontal par pente plus forte.

II.1.2 Marées

La marée est une oscillation des océans due à l'attraction des astres sur les molécules liquides ; elle se produit par une oscillation périodique du niveau de la mer, de période et d'amplitude variable dans le temps d'un lieu à l'autre, suivant les positions relatives de la terre et des astres perturbateurs. Le phénomène de marée est comparable à l'action d'une vague de très grande longueur d'onde et de période égale à quelques heures provoquant une élévation puis une baisse du niveau de la mer, L'amplitude de la variation successive de niveau d'eau entre une basse mer est une haute mer se dit marnage.

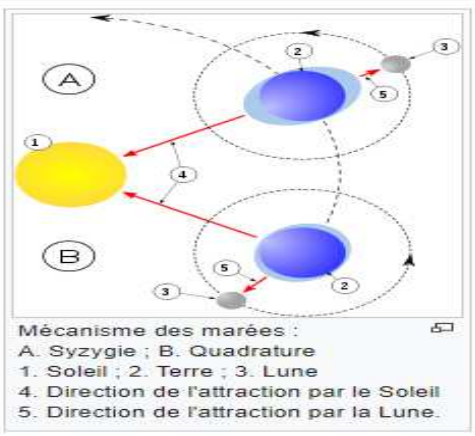


Figure 2. I : phénomène de marées

II.1.3 Seiches

Les seiches sont des oscillations stationnaires dans un bassin fermée ou semi-fermé. Il s'agit de mouvements oscillatoires lents des étendues d'eau rentrant dans la catégorie générale des ondes de gravité et dont la période comprise entre celle des vagues de tempête les plus longue et celle des marées semi - diurnes.

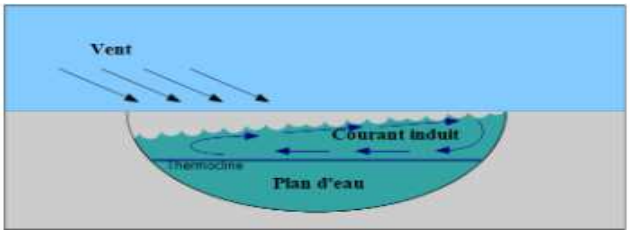


Figure 3. I : oscillation des eaux en bassin fermé « les seiches »

II.2 Courants

Un courant marin est un déplacement d'eau de mer régulier, continu et cyclique. Ce type de déplacement est dû aux effets combinés du vent, attraction des astres (forces extérieurs), et de différences de température, densité et salinité, pesanteur et pression (forces intérieures).

A ces forces s'ajoutent les effets des forces induites (frottements interne du fluide et force de Coriolis due à la rotation de la terre).

II.2.1 Courants généraux

Ce sont des courants océaniques à caractère pratiquement permanent et uniforme. Ils sont dus aux variations de pression et de pesanteur en divers point des océans et n'ont pas d'influence sur les petites profondeurs.

II.2.2 Courants de marée

Ils constituent le phénomène primitif de la marée. Ils affectent pratiquement toute la profondeur d'eau avec la même intensité. Comme ils varient lentement dans le temps, ils peuvent être considérés comme constants à l'échelle de l'heure.

II.2.3 Courants de houle

Sont alternatifs et très forts lors des tempêtes (plusieurs mètres par seconde). Ils affectent surtout la tranche d'eau située près de la surface (de 5 à 10 mètres d'épaisseur).

Leur importance décroit avec la profondeur

Il se dresse en 3 catégories :

- Courant littoral
- Courant de retour
- Courant d'expression

II.2.4 Courants côtiers

Ils ont pour origine les vagues, les vents et les irrégularités du sol.

III. CONCLUSION

Lors de nos études du projet maritime, des généralités et des reconnaissances sur le milieu marin sont nécessaires et doivent être établis afin de donner un aperçu général sur des termes applicables à tous travaux maritimes ainsi que les définitions relatives qui constituent une base de données de notre projet.

Chapitre II

Généralités sur les ouvrages portuaires.

I. INTRODUCTION

La construction d'un port maritime, son équipement, l'aménagement de ses accès la protection de rivage contre l'action de la mer constituent un ensemble d'opérations complexes habituellement engobées sous la désignation de " travaux maritime " qui est une branche particulièrement importante des travaux publics. Dans ce chapitre, nous avons entrepris d'élucider les notions essentielles et fondamentales concernant les ports, leurs rôles et les différents ouvrages qui les constituent.

II. DEFINITION D'UN PORT

Un port est une infrastructure ou un endroit géographique construite par l'homme, située sur le littoral maritime, sur les berges d'un lac ou sur un cours d'eau, et destinée à accueillir des bateaux et navires pour leur permettre de stationner à l'abri de la houle et des grands vents.



Figure 1. II : port d'Annaba

III. ROLES DES PORTS

III.1 Rôle économique

Un port est un établissement qui assure la continuité des transports dans les voix maritimes, terrestre ou fluviale en plus qu'un rôle industriel qui réside danse traitement ou la transformation des matières premières importées par la voie maritime et d'un rôle de marchée qui réside dans les opérations commerciales faisant du port un lieu de marché.

III.2 Rôle physique

Le port permet aux navires de stationner à l'abri de la houle et du vent pour effectuer leur opération de transit et leur ravitaillement, et assurer leur entretien et leur réparation

IV. TYPES DE PORTS

Les ports peuvent être classés soit leurs fonctions principales (mission), soit par leur implantation géographique (localisation).

IV.1 Classification par fonctions principales (mission)

Compte tenu de la mission des ports et de celle des navires qui les fréquentent on distingue quatre types de port :

IV.1.1 Port militaire

C'est, dans la généralité des cas, un port maritime. La base navale est une base militaire qui abrite des navires de guerre qu'il ne faut pas confondre avec un port d'attache destiné aux navires de commerce.

IV.1.2 Port de commerce

Ils permettent de traiter les trafics de marchandises et des passagers. Ils sont le point de liaison dans la chaine de transport.

IV.1.3 Port de pèche

Outre la fonction accueil des navires, ce type de port est équipé de façon conséquente pour débarquer, traiter et commercialiser les produits de la pêche.

IV.1.4 Port de plaisance

Un port de plaisance est un port situé en bord de mer ou des rivières, réservé aux bateaux de plaisance à voile et à moteur. Il accueille des bateaux résidant à l'année ou des bateaux visiteurs en offrant des services variables d'un port à l'autre.

IV.2 Classification par implantation

Les contraintes physiques des sites qui se présentent pour l'implantation d'un port et les nécessités économiques qui justifient sa création conduisent à des types d'implantations très variées. Il s'agit bien souvent de compromis technico-économiques entre les impératifs en présence. Selon le critère de l'implantation, on peut retenir la classification suivante :

IV.2.1 Ports au large

L'accroissement des tirant d'eau des navires peut nécessite des travaux d'aménagement d'infrastructures (chenaux, ports) et d'entretiens très onéreux. Une alternative est offerte avec des installations aménagée au large, là où les profondeurs naturelles existent. Il peut s'agir d'îles artificielles ou simplement de bouées artificielles ou simplement de bouées d'amarrage. Ces installations peuvent servir à des transferts de navire à navire ou être reliées à la terre par des oléoducs sous-marins (trafic d'hydrocarbures) ou des bandes transporteuses.[1]

IV.2.2 Ports à la côte

Ils sont établis dans des sites naturellement abrités ou protégés artificiellement. Les terre-pleins et plans d'eau portuaires peuvent être aménagés soit par remblaiement sur la mer, soit par creusement à l'intérieur des terres.[1]

IV.2.3 Ports intérieurs

Ils sont établis le long de cours d'eau ou de canaux maritimes. Leurs débouchés à la mer peuvent être soit naturels soit aménagés. Le débouché à la mer peut être équipé par des écluses.[1]

V. PRINCIPAUX TYPES D'OUVRAGES D'UN PORT MARITIME

Un port est constitué généralement de deux principaux types d'ouvrages :

V.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 et les courants. [1]

Les d'ouvrages extérieurs sont généralement :

- Les digues
- Les jetées

V.1.1 Digues

Une digue est un remblai longitudinal, de nature artificielle et le plus souvent composé de terre. La fonction principale est de réduire l'action de la houle est d'empêcher la submersion des basses-terres par les eaux d'un lac, d'une rivière ou de la mer. L'influence des digues sur les systèmes fluviaux est similaire à celle des levées. On distingue généralement les types suivants :

- **Digue à talus**

Les digues à talus sont des ouvrages de forme trapézoïdale réalisées au moyen de matériaux rocheux et blocs plus ou moins grossiers. Protégés par une carapace de blocs d'enrochement naturel ou de blocs artificiels de plus grandes dimensions.

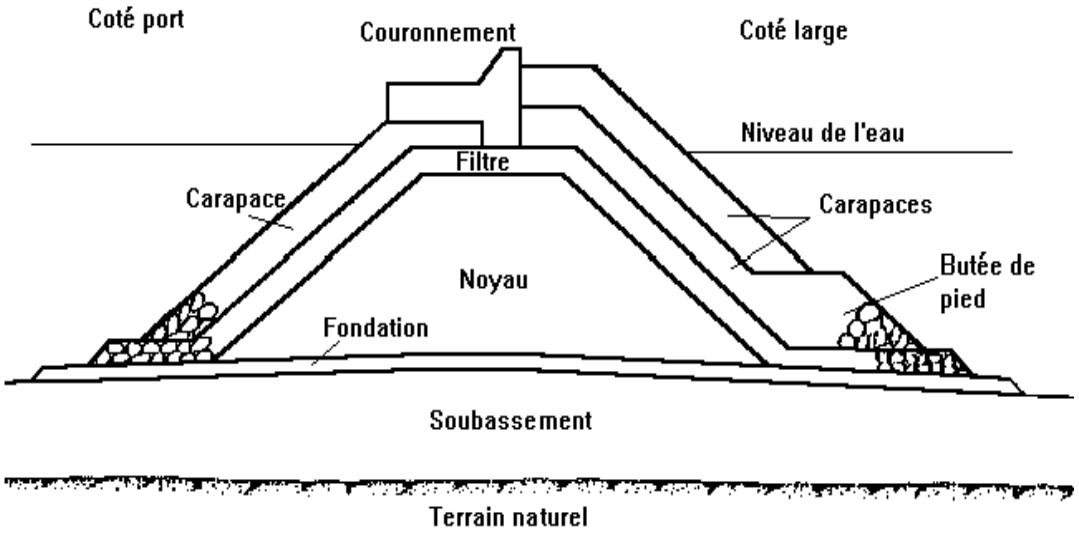


Figure 2. II : coupe -type d'une digue a talus

- **Digue verticale**

Une digue verticale est essentiellement composée d'un mur vertical monolithique ou constituée d'éléments assemblée entre eux destinée à renvoyer l'énergie de la houle réflexion totale.

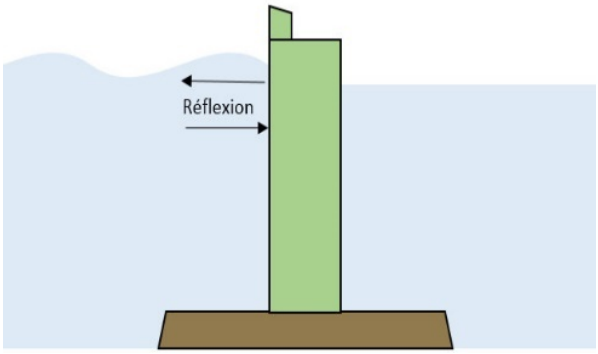


Figure 3. II : coupe -type d'une digue verticale

- **Digue mixte**

Lorsque les profondeurs sont importantes, la digue est souvent de type mixte : la partie inférieure est constituée sous forme d'un ouvrage à talus, surmonté par un ouvrage de type vertical. Les dimensions et la structure de l'ouvrage vertical doivent être suffisantes pour résister aux efforts des vagues déferlantes.

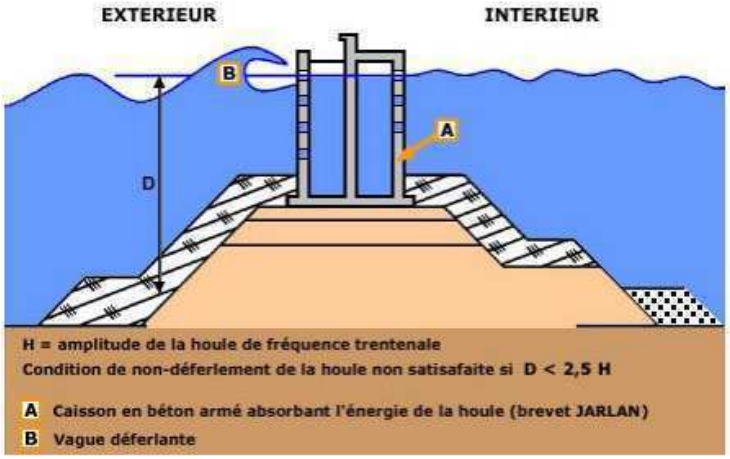


Figure 4. II : coupe- type d'une digue mixte

- **Les digues de types spéciaux**

Ces ouvrages sont employés dans des conditions spécifiques, parmi ceux-ci, on peut citer :

- ❖ Les brise-lames flottants.
- ❖ Les ouvrages de pré-déferlement.

- ❖ Les tapis d'algues synthétiques.
- ❖ Les rideaux de bulles d'air.
- ❖ Le mur d'eau fixe.
- ❖ Le mur d'eau oscillant.

V.1.2 Les jetées

Ce sont des constructions s'avançant dans une mer, lac ou fleuve, dont le but est de servir à l'embarquement et le débarquement de marchandises et de voyageurs.

On trouve dans un port deux types de jetées :

- Les jetées principales
- Les jetées secondaires



Figure 5. II : port de pêche et de plaisance Stora wilaya de Skikda

V.2 Ouvrages intérieurs

Ils représentent l'ensemble des ouvrages se trouvant à l intérieurs des jetées. On distingue plusieurs types d'ouvrages intérieurs.

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

- Les ouvrages de protection et d'accès
- Les plans d'eau
- Les ouvrages d'accostages

V.2.1 Les ouvrages de protection et d'accès

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

V.2.2 Les ouvrages d'accostages

V.2.2.1 Les duces d'Albe

Ce sont des ouvrages en pilotis ancrés dans le fond du bassin, ils jouent le rôle d'appui pour les navires, et permettent seulement leurs amarrages ou l'accostage sans aucun rôle de support de l'outillage ni de retenue des terres.

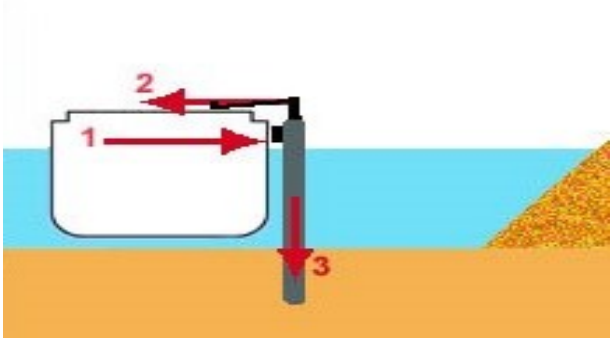


Figure 6. II : schéma de duces d'Albe

V.2.2.2 Les appontements

Sont des ouvrages permettant l'accueil et le stationnement des navires mais n'assurant pas une liaison directe avec les parties terrestres. Ils peuvent cependant servir à l'approche ou au dépôt de la marchandise.

V.2.2.3 Les quais

Section de berge, de rive ou de rivage d'un port ou d'une voie navigable, aménagée en vue de permettre :

- L'accostage et l'amarrage des navires et bateaux.
- Retenir les terres en contact des plans d'eau.
- Assurer la liaison entre le navire et la terre.

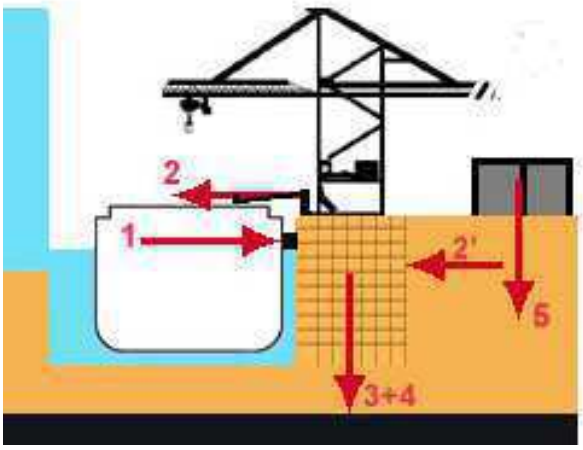


Figure 7 .II : Schématisation des efforts agissant sur un q

On retrouve deux grands types de quai :

- **Les quais sur sol de bonne portance (massifs)**

Lorsque le sol de fondation offre une bonne portance (sols rocheux, galets, sable compact), les quais sont réalisés sous forme d'ouvrages massifs capables de résister aux efforts horizontaux (vers la terre, causés par l'accostage des navires et vers le bassin, provoqués par la poussée des remblais et l'amarrage des navires) et aux efforts verticaux dus à leur poids propre.

On distingue deux types :

- Les quais en blocs de béton armé.
- Les quais en caissons en béton armé

Les quais en blocs

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

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

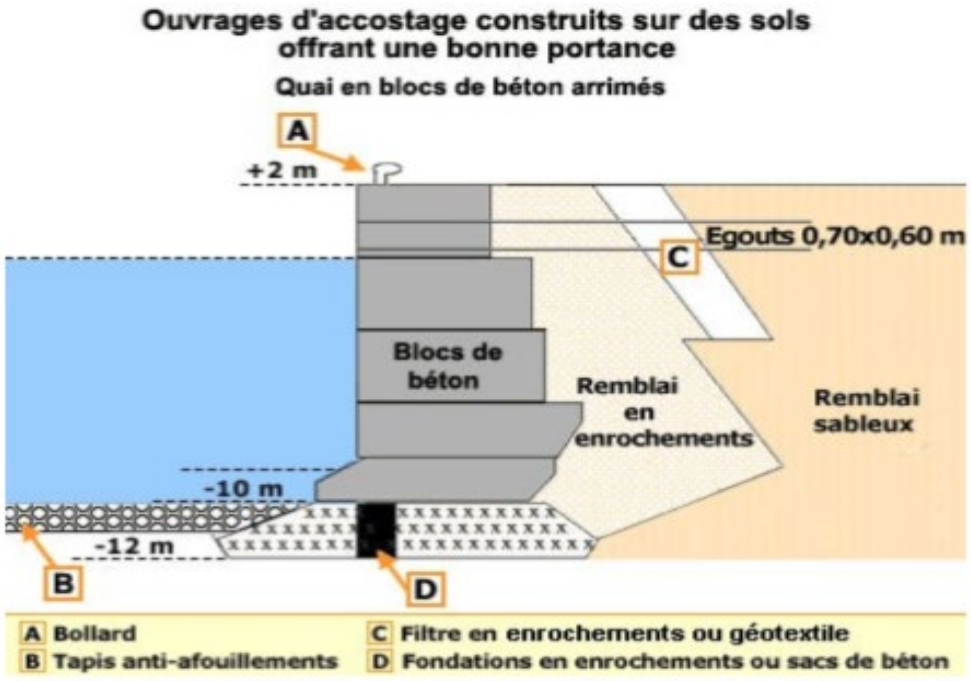


Figure 8. II : schématisation d'un quai en blocs de béton

Les quais en caissons

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

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

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

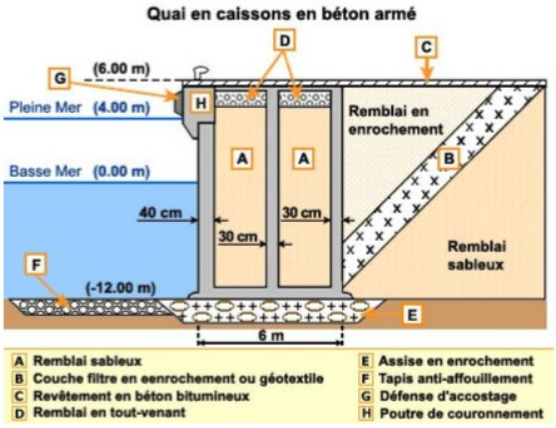


Figure 9. II : schématisation d'un quai en caisson

Les quais en gabions de palplanches

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

- **Les quais sur sol de faible portance**

Les quais mixtes (type danois)

Le quai "danois" est constitué d'un rideau de palplanches et d'une plate-forme en béton armé fondée sur des pieux en béton ou en acier. La résistance aux efforts d'accostage est assurée par la poussée du remblai contre le rideau et, éventuellement, par la réaction horizontale de pieux inclinés. Les efforts verticaux sont équilibrés par les réactions verticales des pieux qui supportent la plate-forme et, éventuellement, des tubes métalliques insérés dans le rideau de palplanches. Ces quais sont indiqués quand le sol de fondation est de qualité moyenne et qu'il existe une couche de terrain de bonne résistance à une profondeur raisonnable.

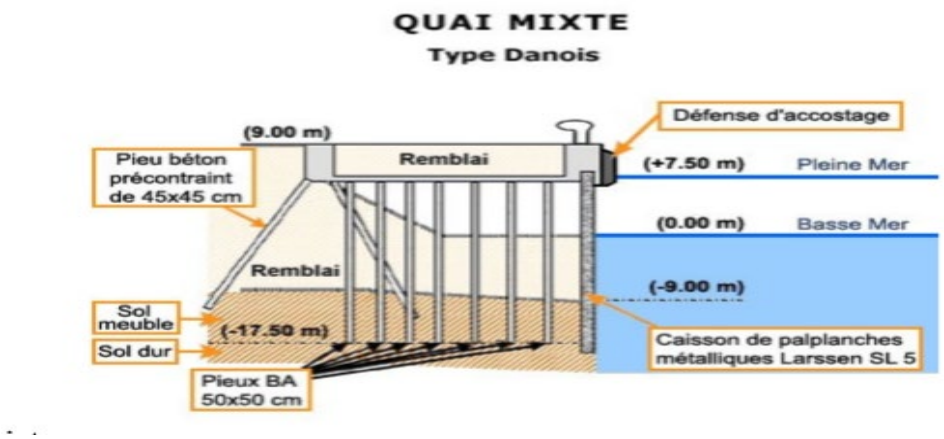


Figure 10. II : schématisation d'un quai mixte

Les quais 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.

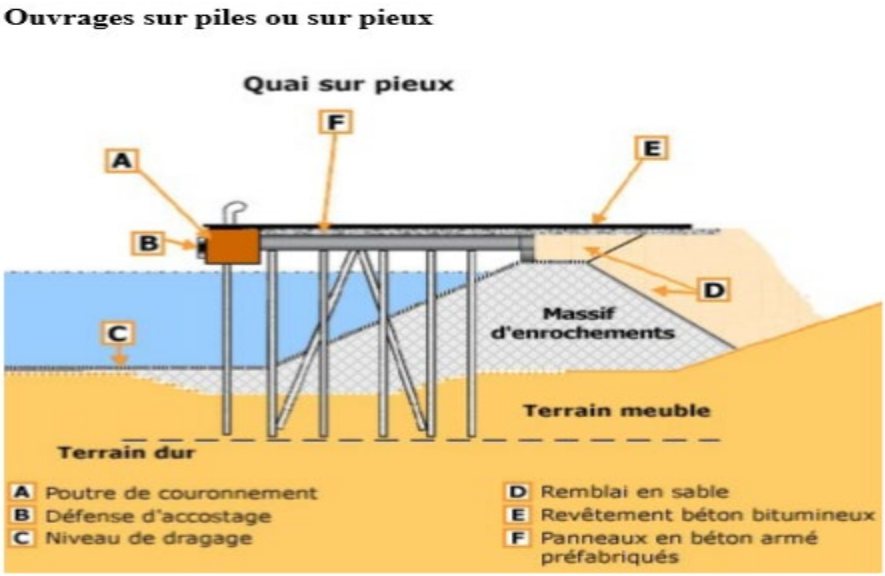


Figure 11. II : schématisation d'un quai sur pieux

VI. Signalisation maritime

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.

On peut distinguer :

- Les signalisations optiques
- Les signalisations sonores
- Le balisage
- Les aides radioélectriques

VII. CONCLUSION

A travers ce chapitre, nous avons passé en revue et décrit les différents ouvrages aménagement qui font les ports d'ajour d'huis. Dans le chapitre suivant, nous aborderons les divers aspects de notre projet ainsi que les donnée et considérations à prendre en compte pour sa conception

Chapitre III

Présentation du projet et collecte de données.

I. INTRODUCTION

L'aménagement d'un poste consiste à réaliser des ouvrages pour l'accostage des navires et permettre le transbordement des passagers ou des marchandises ou simplement le stationnement des navires. Ces postes peuvent être isolés ou groupés sous forme de quais ou d'appontements dont la longueur peut avoir plusieurs centaines de mètres.

La longueur de chaque poste dépend évidemment de celle du plus grand navire qui doit le fréquenter et de la façon dont le navire est accosté.

La conception des postes et leur nombre doivent évidemment être déterminés en fonction du trafic à desservir en recherchant un optimum économique, cet optimum résulte de la comparaison entre d'une part le coût de l'investissement et de l'exploitation du poste, d'autre part du coût de séjours des navires.

II. SITUATION GEOGRAPHIQUE DE LA ZONE D'ETUDE

La ville d'Annaba est située sur la partie orientale de la côte Algérienne, formant un golfe qui est délimité par le cap de garde à l'Ouest et le cap Rosa à l'Est.

Le port d'Annaba est situé au sud-ouest du golfe d'Annaba ayant pour coordonnées

36°54'11''N

7°47'9''E

Naturellement abrité par le cap de garde des vents Nord-Ouest, l'extrémité rocheuse de la jetée du lion vient s'enraciner fermant ainsi l'avant-port d'Annaba, et le protège de la houle du large. Au sud se déverse l'oued Seybouse qui a été détourné lors des travaux d'extension du port, ainsi que l'oued Boudjimah.



Figure 1. III : vue aérienne de la zone d'étude

III. DESCRIPTION DU PORT D'ANNABA

La zone portuaire a un plan de 107 Ha et couvre une surface de 13Ha répartis comme suit :

Un avant-port : Au niveau duquel se trouve une passe d'entrée de 245 m de largeur, abritée au Nord et au Nord-Est par la jetée concave du lion (950m de longueur) **e**t au Sud-Est par la jetée Sud (402 m de longueur). Il atteint 45 Ha d'étendue et sa profondeur varie entre 10 et 14.1 m. Il offre ainsi des ouvrages d'accostage sur 720 ml de quai et appontement

Une grande darse : Qui se trouve séparée de l'avant-port par la passe BABAYAUD ayant une largeur de 270 m, un plan d'eau de 40Ha et une profondeur qui varie entre -9.80 à, -12.5m. Il offre ainsi des ouvrages d'accostage sur 2040 ml de quai.

Une petite darse : On y accède par le Môle Cigogne de 180m de largeur sur une étendue de 9 Ha et une profondeur qui varie entre -6.20 à -9.5 m. Il offre ainsi des ouvrages d'accostage sur 1525 ml de quai.

IV. SITUATION GEOGRAPHIQUE DE LA ZONE PROJET

Le quai minéralier qui fait l'objet de notre étude (se situe dans la zone portuaire de Annaba) fournie par l'EPA (Entreprise Portuaire d'Annaba). L'emplacement du quai minéralier est prévu au Sud-Oust du port de Annaba , protégée contre la houle par la jetée du lion au sud -Est par la jetée secondaire. Avec une liniére de1600m est un tirant d eau de 16.00m réaliser un terres -plein de 46 hectares derrière le quai.



Figure 2. III : Plan de masse quai phosphatier/minéralier (Annaba)

V. COLLECTE DES DONNEES

V.1 Données météorologiques

V.1.1 Température

L'analyse des données de températures des stations du cap de Garde et d'Annaba port pour une période de 25 ans (1913-1938) montre que l'année peut se diviser en 2 périodes

- Une période froide de Novembre à Avril avec une température moyenne inférieure de 4.5°C à la moyenne annuelle.
- Une période chaude de Mai à Octobre avec une température moyenne supérieure de 4.6°C à la moyenne annuelle.

V.1.2 Vent

Suite aux observations établis par S.S.M.O entre 1963et 1970, il a été conclu que :

- Pour la période hivernale : le secteur Ouest à Sud-ouest caractérisé par des vents plus fréquents et quelques fois forts qui atteignent les 26 km/h.
- Pour la période estivale : le secteur Est à Nord-est caractérisé par des vents plus fréquents et quelques fois forts qui atteignent les 21.5 km/h.

V.1.3 Pluviométrie

L'examen des données de pluviométrie de la station les salines à Annaba pour une période de 30 ans (1942-1971) montre que les pluies sont importantes en automne et en hiver, elles s'échelonnent de Septembre à Mars avec trois maximas prononcés en Novembre, Décembre et Janvier. Les valeurs pluviométriques minimales sont enregistrées aux mois de Juin, Juillet et Août.

Tableau 1. III : Représentas les moyennes mensuelles de la pluviométrie

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année
Pluviométrie (mm)	35	72	89	102	103	79	54	45	32	14	3	10	638

V.2 Données sismiques

L'importante secousse tellurique qu'a subi notre pays le 21 mai 2003, nous rappelle, encore une fois, que la prévention contre une telle catastrophe naturelle se situe aussi dans l'application stricte de toutes les prescriptions techniques, les règles et les normes régissant le domaine de la construction.

A cet effet, des révisions ont été porté au RPA 99 (ADDENDA au RPA 99), porte essentiellement sur deux volets : Révision du zonage sismique du RPA 99. Nouvelles prescriptions, plus restrictives, pour le système de portiques auto stables en béton armé (Système poteaux-poutres).

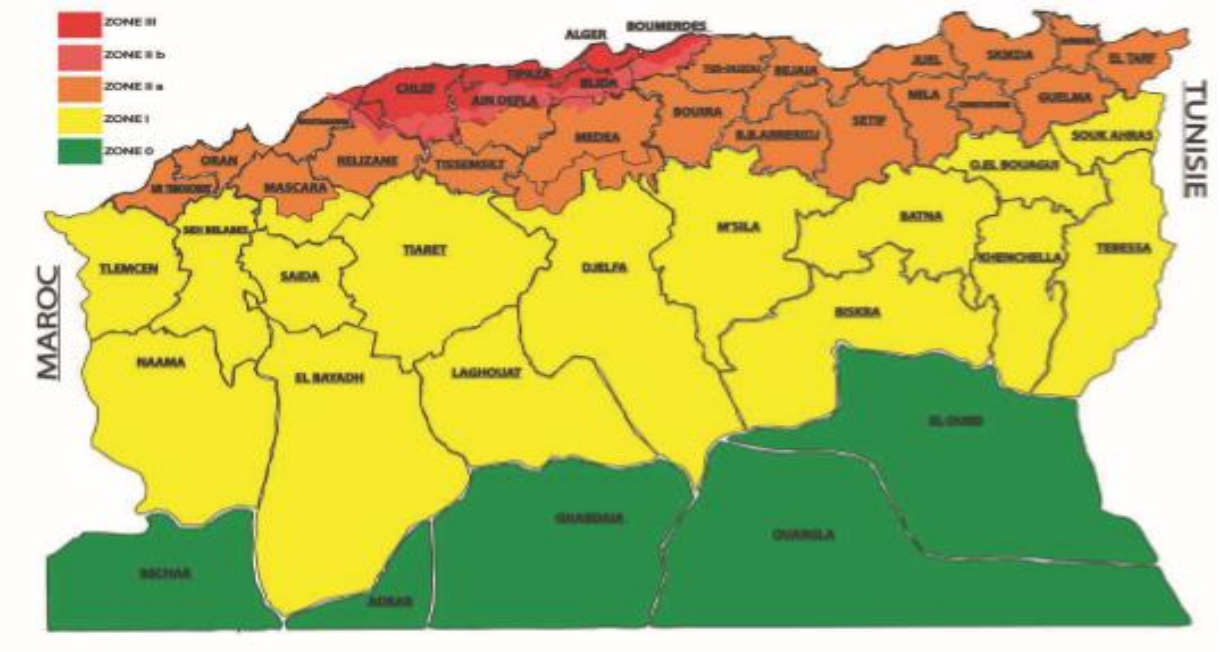


Figure 3. III : carte du zonage sismique du territoire nationale

Tableau 2 .III : coefficient d'accélération de la zone

ZONE				
Groupe	**I**	**II a**	**II b**	**III**
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
2B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.1	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Classification sismique et la valeur du coefficient d'accélération de zone suivant le groupe d'usage 1A.

Zone sismique	Coefficient d'accélération de zone
II a	0.25 g

V.3 Données physiques

V.3.1 Données géologiques

Dans le cadre de l'étude de reconstruction du poste pétrolier n° 26, un sondage a été réalisé par SOLETANCHE. Des coupes géologiques ont été déterminées à partir de ce sondage. Les coupes géologiques permettent d'identifier les couches suivantes :

- Une couche de limon d'une épaisseur variant entre 4 m et 5 m
- Une couche d'argile d'une épaisseur variant entre 0 et 6m
- Une couche de sable d'une épaisseur de 8m environ
- Un fond rocheux en gneiss

V.3.2 Reconnaissance géotechnique

Dans le cadre de l'étude d'extension du port d'Annaba, réalisée pour le compte de la Direction des travaux publics d'Annaba, en août 1985. Une campagne de reconnaissance géotechnique a été effectué par SONATRAM afin d'évaluer l'état des sols sous-marins à l'est du port existant, le contenu de cette campagne est le suivant :

- Onze **(11)** Sondages carottés
- Essais en laboratoire réalisés sur des échantillons prélevés sur différentes couches.



Figure 4. III : Schématisation des coupes géologiques et Sandages

L'interprétation des couches , les quelles sont révélés par la présente série de sondages et par
certains effectués antérieurement.

Quatre couches principales d'alluvions se distinguent, d'après les sondages forés au cours de l'étude.

La couche 1 est un dépôt superficiel de vases molles et floues qui consistent en une argile, sable et limon d'une épaisseur généralement de 2 m.
La couche 2 se trouve en dessous des vases et s'étend entre -20 m et -30 m NGA et présente une épaisseur moyenne de 15 m. Elle consiste en une argile sableuse, qui varie de molle à ferme.

La couche 3 comprend un grès carbonaté avec une épaiseur faible à moyenne forte, qui est souvent mal cimenté et qui varie d'épaisseur de 1m au forage 10 à 5m au forage 13A et dont l'épaisseur moyenne est de 2 m, environ.

La couche 4 est une argile grise/noire ou argile sableuse de caractère ferme à raide qui contient beaucoup de strates et de bandes fines de sable et présente une épaisseur qui varie, à travers le site, de 16m à 50m.

Essais en laboratoire

Les essais en laboratoire ont été réalisés par le LNTPB d'Annaba. Le contenu de ces essais est le
suivant :

- Essais de classification, pour identifier les sols (limites d'Atterberg)
- Analyses granulométriques,
- Analyses de teneur en eau et mesures de densité.
- Essais triaxiaux sans drainage
- Essais de cisaillement rectiligne
- Essais œdométriques (caractéristiques de consolidation).

V.4 Données sur le projet

V.4.1 Données relatives aux besoins

Paramètres de navire conçu

Tableau 3. III : Les données relatives aux besoins

Désignation	Navire	Nouveau poste à quai			Surface approximative en terre-pleins (ha)
		Tirant d'eau	Long (ml)	Largeur(m)	
Vracs au chargement (DAP)	80 000 dwt	14	260	35	67

VI. CONCLUSION

L'objectif de ce chapitre est la description de la zone du projet et de connaitre les conditions de site et les données relatives au projet afin d'assurer que l'ouvrage à réaliser répond à ces conditions et aux exigences.

Chapitre IV

Présentation des variantes structurelles

I. INTRODUCTION

Le choix des variantes se fait en tenant compte de plusieurs facteurs, du point de vue technique et économique et qui répond aux exigences du projet.

II. CARACTERISTIQUES DU NAVIRE DE PROJET

Le quai minéralier est destiné à la réception des navires minéraliers de 80,000 DWT, les caractéristiques de ce navire sont comme suit :

- Longueur : 260m
- Largeur : 36m
- Tirant d'eau en charge : 14m
- Déplacement : 90,000 t

III. DESCRIPTION DES VARIANTES STRUCTURELLES

Les structures des quais sont de type caissons en béton armé ou bien quai sur pieux d'un linière de 1600ml et de largeur de 22 m et. Il est recommandé de traiter le sol de fondation**.** Les tirants d'eau des quais sont à -16 m et la cote d'arase est à +2.50 m.
Une substitution derrière le mur de quai et à l'avant par un sol de meilleure caractéristiques géotechniques (TVC de carrière) est nécessaire vue la mauvaise nature du sol, cette substitution se fera avec une pente 1/5 afin d'éviter toute déstabilisation.

III.1 Variante 1 « Quai en caisson »

La structure des quais proposée est constituée de caissons cylindriques préfabriqués en béton armé, posés jointivement sur un sous bassement en enrochements préalablement réglé.

Caractéristiques géométriques du caisson

- Epaisseur de la paroi : 0.8m
- Diamètre intérieur :9.2m
- Diamètre extérieur : 10m
- Largeur de la base du caisson : 21.06
- Hauteur du caisson : 18.49m
- Epaisseur de radier : 1m
- Remplissage en déchet de carrière (0-100T)

La superstructure des quais est formée d'une poutre de couronnement en béton armé coulée en place. Cette poutre sur laquelle sont disposées les différents apparaux (Bollards, défense d'accostage, échelles réservations diverses, électricité et rail pour portique)

Le sol de fondation sera consolidé par des colonnes ballastées d'une longueur de 25.7m et 0.3m d'épaisseur. (Annexe 2)

- **Coût de réalisation : 17 136 000 000 (DA-TTC)**

III.2 Variante 2 « Quais sur pieux »

Cette variante est constituée de pieux disposés en file. Ces pieux sont constitués de chemises en acier. Les pieux sont couronnés par une plateforme en béton armé.

Le quai comprend six files de pieux en tube en acier de diamètre extérieur 1.2 m avec une épaisseur de 20 mm remplies de béton armé espacé de 4.00m. Cette disposition permet l'utilisation de la première et la dernière file comme supports des poutres destinées à recevoir les rails du portique du quai.

La superstructure de quai est formée d'une poutre de couronnement en béton armé coulées en place. Cette poutre sur laquelle sont disposées les différents apparaux (Bollards, défense d'accostage, électricité et rail pour portique) et une poutre arrière est prévue et destinée à supporter le portique de manutention (poutre sous rail).

Des tirants d'ancrage sont disposés à l'arrière du quai pour reprendre les efforts horizontaux et minimiser les déplacements en tête. Les tirants seront maintenus à l'arrière par des plaque d'ancrage en béton armé. Le sol devant les plaques sera substitué avec un TVC à compacter.

Une bêche en béton armé (panneaux préfabriqués) est destinée à éviter des glissements en partie supérieure du talus. (Annexe2)

- **Coût de réalisation : 22 322 600 000 (DA-TTC)**

III.3 Analyse multicritères et choix de la variante

En se basant sur les critères économique et technique de chaque variante, on va faire une comparaison entre les deux variantes ont cité les avantages et les inconvénients de chaque variante et conclure la plus favorable pour notre projet.

Tableau 1. IV : Etude comparative entre les deux variantes

-	Variante1 « **Quai en caisson** »	Variante1 « **Quai sur pieux** »
Avantages	- La capacité de supporté des charges importantes et d'accepter des dépassements d'énergie d'accostage importants - Réalisation rapide. - Durée de service et long. - Utiliser aux grandes profondeurs. - Coût moins cher	- peu sensible à la liquéfaction et aux variations de pressions interstitielles. - Independent aux conditions Géotechniques. - la facilité d'entretien

Inconvénients	- condition géotechniques requise - difficile à réparer. - Moyen de la mise en œuvre et d'entretien.	- Coût excessif. - L'influence de l'agressivité de l'environnement sur la structure (corrosion d'acier). - les effets de grand glissement sollicitant les pieux sur une grande hauteur. -Moyen de la mise en ouvre

IV. CONCLUSION

A partir de l'étude comparative entre les deux variantes, le facteur du coût, la nature de sole et le profondeur jouent un rôle décisif dans le choix de la variante dans ce cas la variante la plus favorable dans notre cas et la variante 01 **« quai en caisson »,** mais on doit vérifier que le prédimensionnement de la structure en caisson adopter à la stabilité de rupture générale qui représente dans le chapitre suivant.

Chapitre V

Vérification de la stabilité externe du quai

I. INTRODUCTION

Dans ce chapitre nous allons identifier la géométrie des différentes composantes du caisson (le radier, les voiles, les clés de jonction, la poutre de couronnement) et aussi de définir les matériaux à utiliser ainsi que les sollicitations agissantes sur le caisson. Ce présent chapitre traitera aussi le calcul de la stabilité du quai en tenant compte de toutes les sollicitations agissantes sur ce dernier et vérifier la stabilité au glissement, renversement et au poinçonnement ainsi que la stabilité en flottaison et cela pour les deux cas statique et dynamique.

II. HYPOTHESE DE CALCUL

II.1 Géométrie de la structure du caisson

Le caisson à étudier est un élément cylindrique monobloc préfabriqué, il est composé de trois éléments : le radier, le voile et les clés.

II.1.1 Le radier

Le radier trapézoïdale en béton armé est une base ou une plate-forme stable sur laquelle reposent les autres éléments du caisson. Il est impératif de vérifier l'équilibre global entre les réactions du sol et l'ensemble des charges apportées par la superstructure.

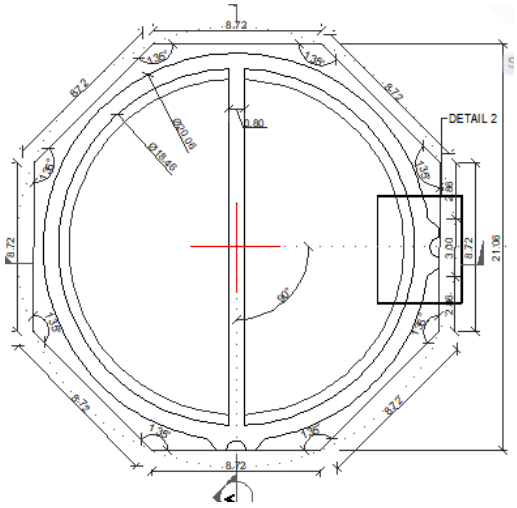


Figure 1. V : vue en plan du radier

II.1.2 Le voile

Mur en béton armé circulaire encastrée au radier sur sa partie inférieure, son rôle est à la fois de résister aux efforts générés par les remblais à l'intérieur du caisson et aux poussées extérieures (résistance interne). Le voile se développe sur le radier avec un rayon extérieur de 10 mètres et un rayon intérieur de 9.2 mètres ce qui donne une épaisseur de 1.00 m.

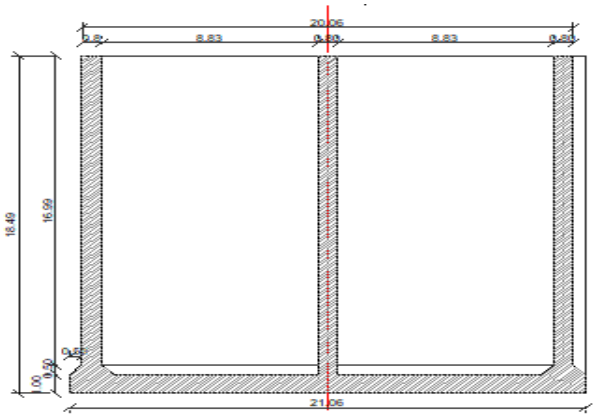


Figure 2. V : vue verticale du caisson

II.1.3 Les clés de jonction

C'est des éléments servant de jonction entre caissons, la position des caissons impose l'emplacement de la clé.

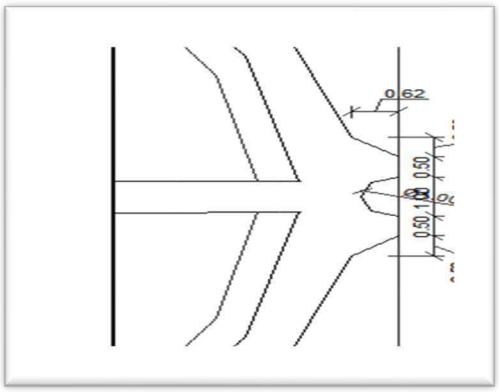


Figure 3. V : Schéma clé de jonction

II.2 Géométrie de la poutre de couronnement :

La poutre de couronnement est un ensemble d'éléments qui surmonte le caisson, ils sont coulés sur place, ils ont comme rôle la liaison entre les caissons pour assurer un travail de groupe entre eux, absorber les efforts de l'amarrage et compenser les tassements différentiels des caissons.

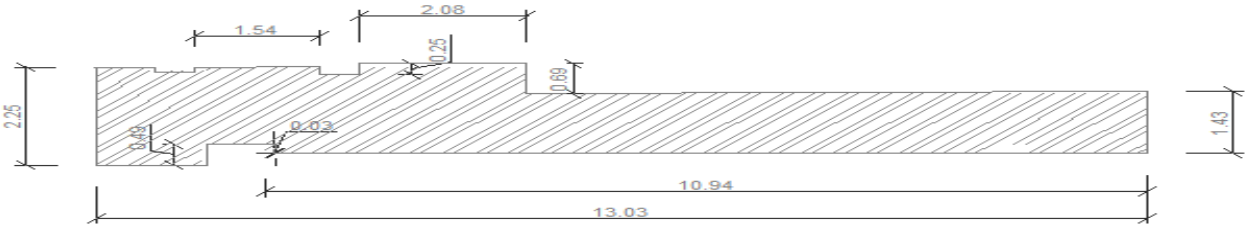


Figure 4. V : Section verticale de la poutre de couronnement

II.3 Caractéristiques des matériaux

II.3.1 Données physiques et géotechniques

Tableau 1. V : Matriaux de remplissage

Type	Masse volumique naturelle (t/m^3)	Masse volumique déjaugé (t/m^3)	Angle de frottement interneφ (°)	Cohésion C
Matériaux de Remplissage en déchet de carrière (0-50kg)	1.8	1.1	37	0
Matériaux de Remplissages en Enrochement de (1-15kg)	1.8	1.1	37	0
Matériaux de Remblai en Enrochement (50-200kg) et en TVC (0-500kg)	1.8	1.1	37	0
Ballaste de réglage	1.8	1.1	37	0

- **Densité de l'eau de mer**

$\gamma_\omega = 1.026\ t/m^3$

- **La marée**

A l'Est : 0.34 m (celle prise dans notre thèse)

A l'Ouest : 0.4 m

II.3.2 Données sur les matériaux

Aciers

HA FeE400 type 1 ; η=1.6 : Coefficient numérique, dit coefficient de fissuration

Béton

Poids volumique $\gamma_{bét} = 2.5\ t/m^3$

Poids volumique déjaugé $\gamma'_{bét} = 1.5\ t/m^3$

Resistance à la compression $f_{c28} = 35\ MPA$

Il est recommandé d'utiliser un béton consistant et étanche (utilisation des plastifiants comme adjuvant). Le dosage en ciment doit être supérieur à 325 Kg/m^3.

Pour la formulation du béton, le rapport $\frac{E}{C} > 0.5$.

II.4 La distance du mur fictif par rapport au centre du caisson

Pour le calcul des poussées on suppose que celles-ci s'exercent sur un écran fictif plan vertical passant par le centre de gravité de l'arc arrière du caisson, il est défini par la distance 'd_0' donnée par la relation ci-après :

$$d_0 = \frac{\int\int \delta d_\delta}{\int\int d_\delta}$$

$$\delta = R \sin\theta$$

$$d_\delta = e\ d_\theta \int\int d_\delta = \int_{(R-e)^2}^{R^2} \int_{\theta_0}^{\pi-\theta_0} e.R\ d_\theta = \frac{(\pi-2\theta)}{2} \times (2R-e) \times e$$

$$d_0 = \frac{\int\int \delta d_\delta}{\int\int d_\delta} = \frac{\int\int e.R^2 \sin\theta d_\theta}{(\frac{\pi-\theta_0}{2})\times(2R-e)\times e} = \frac{2R\cos\theta}{(\pi-2\theta_0)\times(2R-e)}$$

$$\theta_0 = \sin^{-1}\frac{1.5}{7.5} = 11.45°$$

$$d_0 = \frac{2\times 7.5^2 \times 2 \times \cos 11.54}{\frac{(180-2\times 11.54)\times 3.14}{180}} = 5.50\ \text{m}$$

II.5 Détermination de l'accélération sismique

Selon le règlement parasismique algérien version 2003 (RPA) l'accélération sismique est donnée en suivant des critères de classification.

Tableau 2. V : l 'accélération sismique

Zone sismique	Coefficient d'accélération de zone
II a	0.25

III. LES DIFFERENTES SOLLICITATIONS AGISSANTES SUR LE QUAI

Le calcul de stabilité des ouvrages d'accostage doit tenir compte d'une multitude d'efforts auxquels peut être soumis l'ouvrage. C'est pourquoi un calcul fiable et précis doit prendre en considération les situations les plus critiques auxquelles il est exposé l'ouvrage. Des situations où le plus grand nombre d'efforts s'appliquent en même temps sur le quai, risque son instabilité ou peut être sa rupture.

Les efforts pris en compte

- Poids propre
- Effort d'amarrage
- Charge de portiques à déchargement
- Poussée hydrostatique de marnage
- Poussée hydrodynamique
- Effort dû au séisme (introduite dans le cas dynamique).
- Poussée des terres.
- Poussée due aux surcharges

Les efforts dus à la houle

Les efforts dus à la houle ne seront pas pris en charge vu que l'ouvrage est un quai d'accostage se situant à l'intérieur du bassin. Ce qui le protège des effets de ce phénomène.

Dans ce qui suit les calculs se feront selon deux cas :

• **Cas statique ;**

• **Cas dynamique.**

III.1 Poids propre de l'ouvrage

Le poids doit être considéré réduit de la poussée d'Archimède déterminée dans les hypothèses les plus défavorables.

Il est important de noter que c'est en pleine mer qu'on a les conditions de stabilité les plus sévères pour ces ouvrages massifs, la réduction du poids diminue, en effet le moment stabilisateur, et augmente le risque de glissement**.**

Calcul des poids propres

Dans les calculs qui suivent on aura besoin des relations suivantes

- $S = \pi \times R^2$
- $V = S \times H$
- $P = \pi \times \gamma$
- $M = P \times d$

Avec :

- V : Volume en (m^3)
- S : Section en (m^2)
- R : Rayon en (m)
- H : Hauteur en (m)
- P : Le poids en (t/caisson)
- d: Bras de levier de l'élément à considérer en(m)
- M : Moment de l'élément à considérer en (t.m)

III.1.1 Le caisson

NB : Les surfaces sont calculées à l'aide du logiciel **AutoCAD**

Valeurs des caractéristiques géométriques du caisson

Tableau 3. V : Valeurs des caractérstiques géométriques du caisson

Elément	N	S(m^2)	V(m^3)	P(t/caisson)	d_v(m)	M_V(t.m)	d_H(m)	M_H(t.m)
Radier	**1**	367.60	367.60	551.40	0.5	275.7	10.52	5803.48
Voile Emergé	**1**	47.10	37.68	94.20	17.95	1690.890	10.52	991.45
Voile Immergé	**1**	1029.92	823.93	1235.89	9.20	11370.234	10.52	13007.79
Mur de séparation Emergé	**1**	0.88	18.53	46.33	17.95	813.55	10.25	487.39
Mur de séparation Immergé	**1**	13.12	276.30	414.46	17.95	7439.57	10.25	4382.50
Clé émergé	**1**	2.58	2.83	7.095	17.95	127.35	10.52	72.73
Clé immergé	**1**	2.58	41.28	61.62	9.4	579.22	10.52	648.55
Totale	**-**	**-**	**-**	2048.23	**-**	14540.80	-	21555.22

Le bras de levier vertical global :

$$d_V = \frac{\sum M_V}{\sum P} = \frac{14540.80}{2048.23} = 7.1 \text{ m}$$

Le bras de levier horizontal global :

$$d_H = \frac{\sum M_H}{\sum p} = \frac{21555.22}{2048.23} = 10.525\text{m}$$

III.1.2 Détermination du poids du remblai dans l'évidement

Tableau 4. V : Valeur des caractéristiques géométrique du remblai dans l'évidement

Matériau	N	S(m^2)	V(m^3)	P (t/caisson	d_v(m)	M_V(t.m)	d_H(m)	M_H(t.m)
Remblai en déchet de carier (0-50kg) Emergé	2	249.52	5251.97	5777.16	8.17	47228.28	9.12	52687.69
Remblai en déchet de carier (0-50kg) Immergé	1	6.45	134.72	242.49	17.77	4310.36	13.61	3300.37
Total	-	-	-	6019.65	8.56	51538.65	9.30	55991.06

Le bras de levier vertical global :

$$d_v = \frac{\sum M_V}{\sum P} = \frac{51538.654}{6019.656} = 8.561 \text{ m}$$

Le bras de levier horizontal global :

$$d_H = \frac{\sum M_H}{\sum p} = \frac{55988.069}{6019.656} = 9.30$$

Tableau 5. V : Valeur des caractéristiques géométriques du remblai en enrochement

Elément	N	S (m^2)	V (m^3)	P(t/caisson)	d_v (m)	M_V(t.m)	d_H(m)	M_H(t.m)
Enrochement (50-200kg)	1	8.84	185.6	204.16	6.95	1418.91	4.48	914.63

III.1.3 Détermination du poids L'eau à l'intérieur du caisson

Tableau 6. V : Valeur des caractéristiques de l'eau à l'intérieur du caisson

Elément	N	S (m^2)	V (m^3)	P(t/caisson)	d_v (m)	M_V(t.m)	d_H(m)	M_H(t.m)
L'eau à l'intérieur du caisson	1	35.12	846.21	774.93	5.23	3521.912	9.32	6354.84

III.1.4 La poutre couronnement

Tableau 7. V : Valeurs des caractéristiques géométriques de la poutre de couronnement

Elément	N	S (m^2)	V (m^3)	P(t/caisson)	d_v (m	M_V(t.m)	d_H(m)	M_H(t.m)
La poutre couronnement	1	20.49	440.8	1101.95	18.85	20771.75	6.86	7559.37

III.1.5 Détermination du poids du bouchon en BA

Tableau 8 : Valeurs des caractéristiques géométriques de bouchon en BA

Elément	N	S (m^2)	V (m^3)	P(t/caisson)	$d_v(m)$	M_V (t.m)	d_H(m)	M_H (t.m)
Bouchon en BA	1	4.41	92.83	232.07	17.65	4096.14	14.12	3276.91

III.1.6 Récapitulatif des poids, bras de levier et moments calculés par caisson

Tableau 9 . V : Récapitulatif des poids, bras de levier et moments calculés par caisson

Elément	P(t/caisson)	d_v(m)	M_V (t.m)	d_H(m)	M_H(t. m)
Caisson	2048.23	7.10	14540.80	10.52	21555.22
Remblai de déchet de carrière	6019.65	8.56	51538.65	9.30	55991.06
Enrochement (50-200kg)	204.16	6.95	1418.91	4.48	914.63
Poutre de couronnement	1101.95	18.85	20771.75	6.86	7559.37
Bouchon en BA	232.07	17.56	4096.14	14.12	3276.91
L'eau à l'intérieur du caisson	774.93	5.23	3521.91	9.32	6354.84
Total	10380.76	9.65	97885.45	9.27	92649.75

III.2 Effort d'amarrage

Les efforts d'amarrage sont exercés par les amarres sur les bollards. La force exercée sur le bollard en moyenne F = 200 t/caisson pour les céréaliers et les cargos à conteneurs

Cet effort sera appliqué au niveau (+1.35m) c'est-à-dire au-dessus du niveau supérieur du quai et donc le moment par rapport à la base du quai sera calculé comme suit :

$$M = P \times d = 200 \times 18.75 = 37500 t.m$$

III.3 Charge de portiques à déchargement

Les paramètres principaux des portiques à déchargement : Entraxe des rails (20.50m), Ecartement des pieds (20m), 24 roues par bogie du côté avant (accostage), 18 roues par bogie du côté arrière.

La charge de portiques à déchargement : La tension max de roues avant est de 46.4t/roue, la tension max de roues arrière est de 23.7t/roue, les efforts seront majorés de 13% tenant compte des effets du vent.

L'effort horizontal perpendiculaire et parallèle au rail est 10% de tension de roue majorée

Tableau 10. V : Valeurs des charges verticales et des moments des portiques à déchargement

Cas de charge	Orientation de la charge	F_v	F_V(t/caisson)	d (m)	M_V(t.m)
Charge de roue	Verticale côté avant (accostage)	52.43 × 24= 1258.32	1740.32	10.525	18317.28
	Verticale côté arrière	26.78×18=482.05			

Tableau 11. V : Valeurs des charges horizontales et des moments des portiques à déchargement

Cas de charge	Orientation de la charge	F_H	F_H(t/caisson)	d(m)	M_H (t.m)
Charge de roue	Horizontal côté avant (accostage)	5.24× 24 =125.76	174.12	19.9	3465.10
	Horizontal côté arrière	2.678×18=48.36			

III.4 Poussée hydrostatique de marnage

Le marnage est l'amplitude de la variation successive du niveau d'eau entre une basse mer est une haute mer lors du phénomène de la marée. Il induit une poussée hydrostatique sur le quai et bien qu'il soit faible en Algérie, il est tout de même pris en considération dans les calculs.

La poussée s'applique en 2 manières différentes :

Poussée hydrostatique triangulaire $\mathbf{P_{m1}}$

$$\mathbf{P_{m1} = 0.5 \times \sigma \times H}$$

- P_{m1} : Poussée hydrostatique du marnage en (t/m²)
- γ_ω : La masse volumique de l'eau (γ_ω= 1.025 t/m^3)
- e: Marnage (e = 0.4 m)
- H : Profondeur sur laquelle s'applique le marnage (m)
- σ : Contrainte de marnage kN/m²

$$\sigma = 0.4 \times 10.25 = 4.1 \text{ t/m²}$$

$P_{m1} = 0.5 \times 4.1 \times 0.4 = 0.82$ t/ml

P_{m1}= 0.82 × 10.09=0.883 t/caisson

Appliquée à $Y_G = \frac{e}{3} + h = \frac{0.4}{3}$ +17.4=17.53m

Poussée hydrostatique rectangulaire P_{m2}

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

$\sigma = e \times \gamma_\omega$

$\sigma = 0.4 \times 1.025 = 0.41$ t/m²

$P_{m2} = 0.41 \times 17.4$ =7.134 t/ml

$P_{m2} = 7.134 \times 10.09 = 72.012$ t/ caisson

Appliquée à $Y_{G2} = \frac{h}{2} = \frac{17.4}{2}$ = 8.7m

Tableau 12. V : Valeurs des poussées et des moments des pressions hydrostatiques de marnage

Poussée hydrostatique de marnage	**P (t/caisson)**	**H(m)**	**M_H (t.m)**
P_{m1}	0.829	17.53	14.5323
P_{m2}	72.012	8.7	626.504

III.5 Poussées hydrodynamiques

Pour les ouvrages immergés, lors du séisme à des efforts hydrodynamiques, les pressions sont généralement évaluées à partir de la théorie de « Westergraard » qui donne une distribution parabolique des surpressions :

$$\boldsymbol{P_w} = \frac{7}{12} \times \boldsymbol{\gamma_\omega} \times k_h \times h^2$$

Avec :

P_w : poussée hydrodynamique

γ_ω **:** masse volumique d'eau (1.026 t/m^3)

k_h : accélération horizontale (0.25m/s²)

h : hauteur d'élément immergé (17.4m)

$$P_w = \frac{7}{12} \times 1.026 \times 0.20 \times 17.4^2$$

P_w= 36.24 t/m

III.6 Force due au séisme

Quand une structure est soumise à un mouvement sismique, ses fondations bougent avec le sol. Comme le mouvement est généralement rapide, il cause des efforts et des déformations dans les éléments constitutifs de la structure**.**

Elle est donnée par la relation suivante :

$$\boldsymbol{F_{SH} = P \times K_h}$$

$$\boldsymbol{F_{SV} = P \times \pm K_V}$$

Avec :

- F_{SH} : Composante horizontale de la force due au séisme.
- F_{SV} : : Composante verticale de la force due au séisme.
- K_h : Accélération sismique horizontale. (K_h=0.25)
- K_V : Accélération sismique verticale. (K_V=-0.06)
- P : Poids propre du quai par caisson.

Tableau 13. V : Valeurs des forces et des moments dus au séisme

Niveau d'eau	P (t/caisson)	F_{SH}(t/caisson)	d_H	M_H(t.m)	F_{SV}(t/caisson)	d_v	M_V(t.m)
+00.00	10380.76	2076.35	9.27	19256.55	-622.84	9.67	-6022.458

III.7 Poussée des terres

Les terres ou remblai retenues par l'ouvrage d'accostage sont caractérisées par les grandeurs suivantes : angle de frottement, cohésion, poids spécifique du sol au-dessus du niveau de la nappe et poids spécifique du sol déjaugé. Cette poussée peut être calculée par les formules classiques de la mécanique des sols en utilisant Terzaghi, Rankine, Coulomb, Caquot et Mononobe Okabe.

Pour le calcul des poussées on utilise la méthode de « Coulomb », la formule générale donnée comme suit :

$$\boldsymbol{P_a}=0.5\times \boldsymbol{\gamma}\times \boldsymbol{h}^2\times \boldsymbol{K_{ca}}=0.5\times \boldsymbol{\sigma}\times \boldsymbol{h}$$

Avec :

- γ : Poids volumique des terres.
- h : Hauteur du remblai.
- $\sigma = 0.5\times K_{ca}\times h\ \times \gamma$: contrainte due à la poussée des terres
- K_{ca} : le coefficient de poussée, calculer avec la formule de « Mononobe Okabe »

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

Avec :

- K_{ca} Coefficient de poussée
- φ =37: Angle de frottement interne ;
- δ : Angle du frottement du sol sur l'écran (frottement mur sol ou sol-sol)

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

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

- λ: Angle de l'inclinaison de l'écran avec la verticale ;
- $\beta = 0$: Angle du terre-plein avec l'horizontale ;
- $\theta = \tan^{-1}(\frac{K_h}{1\pm K_v})$; avec :
  - K_h: Accélération horizontal (K_h= 0.25 g)
  - K_v : Accélération verticale ($K_v = \mp 0.3\times K_h$)
  - $\theta = 0$ Dans la statique ;
  - $\theta = 10.87$ Dans le cas dynamique ;

La poussée des terres s'applique de la manière suivante :

- **De la cote 0.00m a + 1.94m, sur un écran vertical (écran fictif) en béton non immergé « $\mathbf{p_{\alpha 1}}$ » ;**
- **De la cote 0.00m a -17.40m, sur un écran vertical (écran fictif) en béton immergé « $\boldsymbol{p_{\alpha 2}}$ » ;**

La force de poussée deux composantes :

- $P_{Rv} = P_R \times \sin\delta$: Composante verticale ;
- $P_{Rh} = P_R \times \cos\delta$: Composante horizontale.

Avec : P_R : résultant de la poussée des terres.

- **Poussées des terres sur le caisson (cas statique)**

Tableau 14. V : poussée des terres sur le quai -16.00m (cas statique)

Cote	γ(t/m^3	δ(°)	λ(°)	$h(m)$	K_{ca}	σ(t/m^2)	P_α	$P_R(t)$	$P_{Rv}(t)$	$P_{Rh}(t)$
+1.94m a 0.00m	1.8	24.66	0.0	1.94	0.28	0.97	0.94	0.91	0.37	0.82
0.0m a -17.4m	1.1	24.66	0.0	17.4	0.28	5.35	46.62	540.85	225.66	491.52

- **Poussées des terres sur le caisson (cas dynamique)**

Cas d'un séisme ascendant : $\theta = 12.01°$

Tableau 15 . V : poussée des terres sur le quai -16.00m (cas dynamique « séisme acensent »)

Cote	γ(t/m^3	δ(°)	λ(°)	$h(m)$	K_{ca}	σ(t/m^2)	P_α	$P_R(t)$	$P_{Rv}(t)$	$P_{Rh}(t)$
+1.94m a 0.0m	1.8	24.66	0.00	1.94	0.43	1.50	1.45	1.40	0.58	1.27
0.0 m a -17.4m	1.1	24.66	0.00	17.4	0.43	8.23	71.60	830.56	346.53	754.81

Cas d'un séisme descendant : : $\theta = 10.68°$

Tableau 16. V : : poussée des terres sur le quai -16.00m (cas dynamique « séisme descendent »)

Cote	γ(t/m^3	δ(°)	λ(°)	$h(m)$	K_{ca}	σ(t/m^2)	P_α	$P_R(t)$	$P_{Rv}(t)$	$P_{Rh}(t)$
+1.94m a 0.0m	1.8	24.66	0.00	1.94	0.41	1.43	1.38	1.34	0.55	1.21
0.00m a -17.4m	1.1	24.66	0.00	1.74	0.41	7.84	68.20	791.21	330.119	719.0

III.8 Poussée due aux surcharge (6 t/m²)

Pendant son exploitation, l'ouvrage est exposé à une surcharge sur le quai lui-même et sur la dalle, ces surcharges doivent être prise en compte dans la mesure qu'elles influent sur le comportement de l'ouvrage. Les surcharges d'exploitation génèrent des poussées verticales stabilisantes et des poussées horizontales du même sens que la poussée des terres déstabilisantes

$$P_q = \sigma \times h$$

Avec :

- $\sigma = q \times K_q$: contrainte due a la poussée due aux surcharge
  - $K_q = \frac{K_{ca}}{(\beta - \lambda)}$: coefficient de poussée ;

- ✓ λ: Angle de l'inclinaison de l'écran avec la verticale
- ✓ $\beta = 0$: Angle du terre-plein avec l'horizontale ;

- $\boldsymbol{h}$: Hauteur du remblai.

La poussée due aux surcharges appliquées sur un écran vertical (écran fictif) à partir de la côte +1.10m à -17.40m

La poussée a deux composantes :

- $P_{qv} = P_q \times \sin\delta$: Composante verticale ;
- $P_{qh} = P_q \times \cos\delta$: Composante horizontale.

- **Poussée du aux surcharge (Cas statique)**

Tableau 17. V : poussée du aux surcharge sur le quai -16.00m (cas statique)

Cote	δ(°)	λ (°)	K_{ca}	K_q	$h(m)$	$\sigma(t/m^2)$	P_q(t/Caisson)	P_{qv}	P_{qh}
1.10m a -17.4m	24.66	0.0	0.28	0.28	18.50	1.68	310.08	120.68	280.53

- **Poussée du aux surcharge (Cas dynamique)**

Cas d'un séisme ascendant : $\theta = 12.01°$

Tableau 18. V : poussée du aux surcharge sur le quai -16.00m (cas dynamique « séisme acensent »)

Cote	δ(°)	λ (°)	K_{ca}	K_q	$h(m)$	$\sigma(t/m^2)$	P_q(t/Caisson)	P_{qv}	P_{qh}
+.10m a -17.4m	24.66	0.00	0.43	0.43	18.5	2.58	470.73	190.71	410.76

Cas d'un séisme descendant : : $\theta = 10.68°$

Tableau 19. V : poussée du aux surcharge sur le quai -16.00m (cas dynamique « séisme descensent »)

Cote	δ(°)	λ (°)	K_{ca}	K_q	$h(m)$	$\sigma(t/m^2)$	P_q(t/Caisson)	P_{qv}	P_{qh}
1.10ma -17.4m	24.66	0.00	0.41	0.41	18.5	2.46	450.51	180.85	390.89

III.9 Énergie d'accostage

Les paramètres du navire

Le modèle des navires destiné au calcul de l'énergie d'accostage est d'un vraquier de 80000DWT dont les données de conception sont :

- Longueur totale du navire :L_{OA}=260m
- Longueur entre perpendiculaires :L_{BP}=244m
- Largeur du navire : B=35m
- Tirant d'eau en charge : D= 14m
- Poids de chargement : DWT = 80000t
- Densité de l'eau : ρ = 1.026 t/m3 (eau de mer)
- Vitesse d'accostage : V_B= 0.2m/s

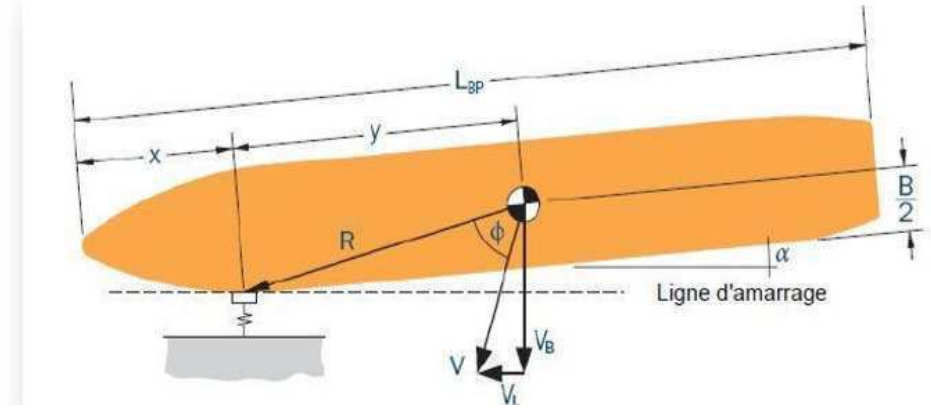


Figure 5. V : Schéma d'accostage et des charges des navires sur le quai

Energie d'accostage normale

$$\mathbf{E = 0.5 \times M_D \times V_B^2 \times C_M \times C_E \times C_S \times C_C}$$

- M_D: : Déplacement du navire (t) M_D =90 000 t
- V_B: Vitesse d'accostage (m/s) VB=0.1m/s
- C_M: : Coefficient de masse ajoutée
- C_E: : Coefficient d'excentricité
- C_S : Coefficient de souplesse de coque
- C_C: : Coefficient de configuration de quai

Coefficient de masse ajoutée C_M:

$$\mathbf{C_M = 1 + 2 \times \frac{D}{B} = 1 + 2 \times \frac{14}{35} = 1.8}$$

Coefficient d'excentricité C_E

- Coefficients de bloc (Cb) du navire :

$C_b = \max [0{,}71.\min(0.88.\ \frac{M_D}{L_{BP}\times B\times D\times \rho})]$=0.73

- Rayon d'évitage K

K= $(0.19\times C_b + 0.11) \times L_{BP}$= 60.68 m

- Distance entre point d'impact et proue de navire X :

X =$\frac{L_{BP}}{4} = \frac{244}{4} = 61$m

- Distance entre point de contact d'accostage et centre de masse de navire (R) :

R=$\sqrt{\left(\frac{L_{BP}}{2} - \boldsymbol{X}\right)^2 + (\frac{B}{2})^2} = \sqrt{\left(\frac{244}{2} - \mathbf{61}\right)^2 + (\frac{35}{2})^2}$=63.46m

- Angle d'accostage : α=6°
- $\boldsymbol{\gamma}$: Prendre une ligne en traversant le point d'impact et le centre de gravité R.
  $\boldsymbol{\gamma}$: L'angle de varangues entre cette ligne et le vecteur euclidien de vitesse.

$$\gamma = 90 - \alpha - \sin^{-1}\left(\frac{B}{2\times R}\right) = 90 - 6 - \sin^{-1}\left(\frac{35}{2\times 63{,}46}\right) = 83.72°$$

D'ou :

$$C_E = \frac{K^2 + R^2\cos(\gamma)^2}{K^2 + R^2} = \frac{60.68^2 + 63.46^2\times 0.20}{60.68^2 + 63.46^2} = \frac{4500.89}{7709.23} = 0.58$$

$\mathbf{C_E}$ =0.58

Coefficient de souplesse de coque $\mathbf{C_C}$

$\mathbf{C_C}$=0.1

Coefficient de configuration de quai $\mathbf{C_C}$

$$\mathbf{C_C = 0.1}$$

Alors :

$E = 0.5 \times M_D \times V_B^2 \times C_M \times C_E \times C_S \times C_C$

$E = 0.5 \times 90000 \times 0.1^2 \times 1 \times 1 \times 0.58 \times 1.8 = 46.98$ t.m

Energie d'accostage

- Le facteur de sécurité : Fs=1.5

E_A= Fs ×E = 1.5× 469.8 =70.47 t.m

Choix de types des défenses

L'exigence minimale sur l'énergie d'absorption nominale par la défense tronconique inversée

$$E_{CV} = \frac{E_A}{TCF} = \frac{704.7}{0.904} = 77.95 \text{ t.m}$$

La défense choisie est de type Tronconique utilisée pour la plupart des navires comme :

- Terminaux à conteneurs
- Terminaux pétroliers
- Postes Ro-Ro et à paquebots
- Ducs d'albe et monotubes
- Terminaux vraquiers
- Quais à divers

Choix de la défense

La défense préconisée qui répond à ces critères est de type Tronconique inversée (S1600typeE2.9), qui donne une énergie nominale d'En =105 t.m et une réaction nominale de Rn = 148.8 t.

IV. CALCUL DE LA STABILITE

Pour pallier des différents risques géotechniques qui encourt le quai, il est nécessaire de procéder à la vérification de la stabilité externe en tenant compte des différents mécanismes de rupture connus :

Le calcul de la stabilité prend en compte 4 modes de rupture de l'ouvrage :

- Stabilité au glissement
- Stabilité au renversement
- Stabilité au poinçonnement
- Stabilité en flottaison

On distingue deux cas de vérification :

- Cas statique ;
- Cas dynamique

Stabilité au glissement

La vérification de la stabilité du quai vis-à-vis du glissement consiste à comparer les composantes horizontales des forces qui tendent à basculer le mur du quai et les forces verticales qui à leur tour empêchent le glissement.

$$\mathbf{F_g = \frac{P_V}{P_H} \times \tan \varphi \geq 1.5}\text{(Cas statique)}$$

$$\mathbf{F_g = \frac{P_V}{P_H} \times \tan \varphi \geq 1.1}\text{ (Cas dynamique)}$$

Avec :

- $\mathbf{F_g}$ **:** Facteur de sécurité vis à vis du glissement ;
- $\mathbf{P_V}$ **:** Résultante des forces verticale appliquée sur le quai ;
- $\mathbf{P_H}$: Résultante des forces horizontale appliquée sur le quai ;
- $\boldsymbol{\varphi}$: Angle de frottement interne.

Stabilité au renversement

Cette vérification se fait par rapport à l'axe de rotation du mur (généralement l'arrête inferieur de l'aval de la fondation). On compare la somme des moments des forces qui tendent à renverser le mur et la somme des moments des forces stabilisantes.

$$\mathbf{F_r = \frac{M_S}{M_R} \geq 1.5}\text{(Cas statique)}$$

$$\mathbf{F_r = \frac{M_S}{M_R} \geq 1.1}\text{(Cas dynamique}$$

Avec :

- $\mathbf{F_r}$: Facteur de sécurité vis à vis du renversement ;
- $\mathbf{M_S}$: Moment stabilisant du quai ;
- $\mathbf{M_R}$: Moment renversement du quai ;
- $\boldsymbol{\varphi}$: Angle de frottement interne.

Stabilité au poinçonnement

La vérification de la stabilité du quai vis-à-vis là ce type de ruine. Se fait on utilise les formules utilisées pour le calcul de fondations superficielles, la charge sur le sol est inclinée et excentrée.

$$\mathbf{F_P = \frac{\sigma_{sol.assise}}{\sigma_v} \geq 1.5}\text{ (Cas statique)}$$

$$\mathbf{F_P = \frac{\sigma_{sol.assise}}{\sigma_v} \geq 2.0}\text{ (Cas dynamique)}$$

Avec :

- $\mathbf{F_P}$: Facteur de sécurité vis à vis du poinçonnement.
- $\boldsymbol{\sigma_{sol.assise}}$: Contrainte limite supporté par el sol de fondation ou l'assise en enrochement.
- $\boldsymbol{\sigma_v}$: Contrainte que subit le sol.

IV.1 Stabilité dans le cas statique

Dans le cas statique, la combinaison de charge : G+1.5Q

- **G : charge permanente** (poids propre, poussée des terres poussées hydrostatique de marnage) ;
- **Q : charge d'exploitation** (Poussée due aux surcharge, effort d'amarrage, Portique de déchargement).

Tableau 20 . V : Efforts appliqués sur le quai à-16.00m (cas statique)

Charge			P_V	d_H	M_S	P_H	d_v	M_R
Charges Permanente « G »	Poids propre	P	10380.76	9.65	97885.45	0.00	0.00	0.00
	Poussée des Terres	$P_{\alpha1}$	0.37	21.06	8.2134	0.82	18.37	15.063
		$P_{\alpha2}$	225.66	21.06	4792.13	491.52	8.7	4276.224
	Marnages	P_{m1}	0.00	0.00	0.00	0.829	17.53	14.5323
		P_{m2}	0.00	0.00	0.00	72.012	8.7	626.504
Totale G			10606.79		102685.65	602.698		5322.956
Charges D'exploitation « Q »	Poussée due aux surcharges	P_q	120.960	21.06	2560.721	280.56	8.7	2310.072
	Emmarge	P_B	0.00	0.00	0.00	200	18.75	3750
	Portique de déchargement	P_P	1740.32	10.52	18317.28	174.12	19.9	3465.10
Totale Q			1853.22	-	20573.462	553.76	-	7383.52
Combinaison G+1.5Q			12513.29	-	130545.15	1401.33		15769.750

IV.1.1 Stabilité au glissement

$\mathbf{F_g} = \frac{P_V}{P_H} \times \tan\varphi = \frac{12513.29}{1401.33} \times \tan 37° = 6.69 \geq 1.5$; la stabilité au glissement est vérifiée ;

IV.1.2 Stabilité au reversement

$\mathbf{F_r} = \frac{M_S}{M_R} = \frac{130545.15}{15769.75} = 8.27 \geq 1.5$; la stabilité au renversement est vérifiée ;

IV.1.3 Stabilité au poinçonnement

- **<u>Stabilité sur l'assise en enrochement (-17.40 m)</u>** :

La résultante des efforts est excentrée, il est donné par la formule suivante :

$$E = \frac{\emptyset}{2} - \frac{M_S - M_R}{P_v}$$

$$E = \frac{20}{2} - \frac{114774.47}{12513.29} = 1.06m$$

La largeur équivalente

$$B' = B - 2 \times E$$

$$B' = 20 - 2 \times 1.06 = 17.88m$$

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

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

$$\theta = \cos^{-1}\frac{E}{R} = 83.95°$$

$$S = 10^2\left(\frac{\pi.81.95}{180} - \frac{\sin(2 \times 81.95)}{2}\right) = 132.55m^2$$

Contrainte uniforme appliquée :

$$\sigma_v = \frac{P_v}{2 \times s}$$

$$\sigma_v = \frac{12513.29}{2 \times 132.5} = 47.21\ t/m^2$$

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

$$\boldsymbol{\sigma_{sol} = \sigma_{adm} e^{-\delta}}$$

L'inclinaison de la charge :

$$\delta = \tan^{-1}(\frac{P_h}{P_v})$$

$$\delta = \tan^{-1}(\frac{1401.33}{12513.29}) = 5.16°$$

Coefficients correcteurs d'inclinaison :

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\varphi}\right)^2 = 0.74$$

$$i_q = \left(1 - \frac{\delta}{\pi}\right)^2 = 0.88$$

D'après CAQUOT et KERISEL (ANNEXE 2)

$\varphi = 37°$; $N_\gamma = 67.00$; N_q=48.90.

$$q = \left(\frac{B-2E}{2}\right) \times \gamma \times N_\gamma + \gamma \times D \times N_q + (B-2E) \times c \times N_c$$

$q = 7.81 \times 1.1 \times 67 + \times 1.1 \times 1.4 \times 48.90 = 656.87$ t/m²

$$Q_{adm} = \gamma \times D + \frac{(q - \gamma . D)}{F}$$

$Q_{adm} = 1.54 + \frac{1748.34}{3} = 219.65$ t/m²

$\sigma_{sol} = Q_{adm} . e^{-\delta} = 219.65e^{-0.09} = 200.74$ t/m²

$\mathbf{F_p = \frac{\sigma_{sol.assise}}{\sigma_v} = \frac{200.74}{47.21} = 4.25 \geq 1.5}$ **vérifiée**

- **Stabilité sur le sol support (-22.70m)**

La hauteur du remblai est $H = 5.3$m

Le diamètre équivalent :

$B = B' + 2 \times h \times \tan\varphi$

$B = 17.88 + 2 \times 5.3 \times \tan 37 = 25.86$m

Le poids de l'assise en enrochement W (-17.40 m a – 22.70 m)

$W = \gamma' \times \pi \times H \times R^2$

$W = 1.1 \times \pi \times 5.3 \times 12.82^2 = 3005.55$t

Contrainte uniforme appliquée :

$$\sigma_v = \frac{P_v + W}{2 \times s}$$

$\sigma_v = \frac{12513.29+3005.55}{2\times135.5} = 58.35$t/m²

L'inclinaison de la charge

$$\delta = \tan^{-1}\left(\frac{P_h}{P_v + W}\right)$$

$\delta = \tan^{-1}\left(\frac{1401.33}{12513.29+3005.55}\right) = 11.30°$

Coefficients correcteurs d'inclinaison :

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\varphi}\right)^2 = 0.514$$

$$i_q = \left(1 - \frac{\delta}{\pi}\right)^2 = 0.764$$

D'après CAQUOT et KERISEL (ANNEXE2)

$\varphi = 40°$; $N_\gamma = 113$; $N_q = 64$

$\sigma_{Sol} = \sigma_{lim} = (1-\frac{\delta}{90})^2(\gamma . D . N_q) + \frac{1}{2}(1 - \frac{\delta}{\varphi})^2 . \gamma . B . N_\gamma$

$\sigma_{Sol} = 0.78 \times 6.7 \times 1.1 \times 64 + 0.50 \times 0.48 \times 1.1 \times 25.86 \times 113 = 1139.48$ t/m²

$$\mathbf{F_P = \frac{\sigma_{sol.assise}}{\sigma_v} = \frac{1139.48}{58.47} = 19.59 \geq 1.5 \quad vérifiée}$$

IV.2 Stabilité dans le cas dynamique

Dans le cas statique, la combinaison de charge : G+Q+SI

- G : charge permanente (poids propre, poussée des terres poussées hydrodynamique marnage) ;
- Q : charge d'exploitation (poussée due aux surcharge, effort d'amarrage, Portique de déchargement).
- SI : force sismique

IV.2.1 Cas séisme ascendant

Tableau 21. V : Efforts appliqués sur le quai à-16.00m (cas séisme ascendant)

Charge			P_V	d_H	M_S	P_H	d_v	M_R
Charges Permanente « G »	Poids propre	P	10380.76	9.65	97885.45	0.00	0.00	0.00
	Poussée des Terres	$P_{\alpha 1}$	0.58	21.06	11.261	1.27	18.37	23.32
		$P_{\alpha 2}$	346.353	21.06	7294.194	754.024	8.70	6567.34
	Poussée Hydrodynamique	q_h	0.00	0.00	0.00	36.24	10.44	390.63
Totale G			10727.69	-	98537.69	865.608	-	7601.34
Charges D'exploitation « Q »	Poussée due aux surcharges	P_q	190.71	21.06	3750.09	410.76	8.70	3540.61
	Emmarge	P_B	0.00	0.00	0.00	200.00	19.90	3750
	Portique de déchargement	P_P	1740.32	10.52	18317.28	174.12	19.9	3465.10
Totale Q			1930.32	-	22067	784.49	-	10556.79
SI			- 622.84	9.67	-6022.45	2076.35	9.27	19256.55
Combinaison G+Q+SI			11382.88	-	111608.75	3557.70	-	38508.68

IV.2.1.1 Stabilité au glissement

$\mathbf{F_g}=\frac{P_V}{P_H}\times\tan\varphi=\frac{11382.88}{3557.70}\times\tan 37°=$ 2.39≥ 1.1 ; la stabilité au glissement est vérifiée ;

IV.2.1.2 Stabilité au reversement

$\mathbf{F_r}=\frac{M_S}{M_R}=\frac{111608.75}{38508.68}=2.89\geq 1.1$; la stabilité au renversement est vérifiée

IV.2.1.3 Stabilité au poinçonnement

- **<u>Stabilité sur l'assise en enrochement (-17.40 m)</u>**

La résultante des efforts est excentrée, il est donné par la formule suivante :

$$E=\frac{\emptyset}{2}-\frac{M_S-M_R}{P_v}$$

$$E=\frac{20}{2}-\frac{67100.02}{11382.88}=4.10\text{m}$$

La largeur équivalente :

$$B'=B-2\times E$$

$$B'=20-2\times 4.10=11.80\text{m}$$

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

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

$$\theta=\cos^{-1}\frac{E}{R}=65.75°$$

$$S=10^2\left(\frac{\pi\times 65.75}{180}-\frac{\sin(2\times 65.75)}{2}\right)=77.21\ \text{m}^2$$

Contrainte uniforme appliquée :

$$\sigma_v=\frac{P_v}{2\times s}$$

$$\sigma_v=\frac{11382.88}{2\times 77.21}=71.24\ \text{t/m}^2$$

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

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

L'inclinaison de la charge :

$$\delta = \tan^{-1}(\frac{P_h}{P_v})$$

$$\delta = \tan^{-1}(\frac{3357.70}{11382.88})=14.57°$$

Coefficients correcteurs d'inclinaison :

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\varphi}\right)^2 = 0.41$$

$$i_q = \left(1 - \frac{\delta}{\pi}\right)^2 = 0.73$$

D'après CAQUOT et KERISEL (ANNEXE 2)

$\varphi = 37°$; $N_\gamma = 67.00$; N_q=48.90

$$q = \left(\frac{B-2E}{2}\right) \times \gamma \times N_\gamma + \gamma \times D \times N_q + (B - 2E) \times c \times N_c$$

$q = 5.9 \times 1.1 \times 67 + 1.1 \times 1.4 \times 48.90 = 510.13$ t/m²

$$Q_{adm} = \gamma \times D + \frac{(q - \gamma . D)}{F}$$

$Q_{adm} = 1.54 + \frac{510.13-1.51}{3} = 171.43$ t/m²

$\sigma_{sol} = Q_{adm} . e^{-\delta} = 171.43e^{-0.09}$=156.34 t/m²

$$\mathbf{F_P = \frac{\sigma_{sol.assise}}{\sigma_v} = \frac{156.34}{71.24} = 2.19 \geq 2} \qquad \textbf{vérifiée}$$

- **<u>Stabilité sur le sol support (-22.70m)</u>**

La hauteur du remblai est $\boldsymbol{H = 5.3m}$

Le diamètre équivalent :

$B = B' + 2 \times h \times \tan\varphi$

$B = 11.80 + 2 \times 5.3 \times \tan 37 = 19.78$

Le poids de l'assise en enrochement W (-17.40 m a - 22.70 m)

$W = \gamma' \times \pi \times H \times R^2$

$W = 1.1 \times \pi \times 5.3 \times 9.89^2 = 1791.95t$

Contrainte uniforme appliquée :

$$\sigma_v = \frac{P_v + W}{2 \times s}$$

$\sigma_v = \frac{11382.88+1791.95}{2\times77.21} = 85.33 t/m^2$

L'inclinaison de la charge

$$\delta = \tan^{-1}\left(\frac{P_h}{P_v + W}\right)$$

$\delta = \tan^{-1}\left(\frac{3557.70}{11382.88+1791.95}\right) = 12.3°$

Coefficients correcteurs d'inclinaison :

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\varphi}\right)^2 = 0.42$$

$$i_q = \left(1 - \frac{\delta}{\pi}\right)^2 = 0.75$$

D'après CAQUOT et KERISEL (ANNEXE 2)

$\varphi = 40°$; $N_\gamma = 113$; $N_q = 64.20$.

$\sigma_{Sol} = \sigma_{lim} = (1-\frac{\delta}{90})^2(\gamma . D . N_q) + \frac{1}{2}(1 - \frac{\delta}{\varphi})^2 . \gamma . B . N_\gamma$

$\sigma_{Sol} = 0.58 \times 6.7 \times 1.1 \times 64 + 0.5 \times 0.22 \times 1.1 \times 19.78 \times 113 = 519.48 t/m^2$

$$\mathbf{F_P = \frac{\sigma_{sol.assise}}{\sigma_v} = \frac{519.48}{85.33} = 6.08 \geq 2.00}$$ **vérifiée**

IV.2.2 Stabilités dans le cas d'un séisme descendant

Tableau 22. V : : Efforts appliqués sur le quai à-16.00m (cas séisme descendant)

Charge			P_V	d_H	M_S	P_H	d_v	M_R
Charges Permanente « G »	Poids propre	P	10380.76	9.65	97885.45	0.00	0.00	0.00
	Poussée des Terres	$P_{\alpha1}$	0.55	21.06	11.58	1.21	18.37	222.22
		$P_{\alpha2}$	330.11	21.06	6952.11	719.05	8.70	6255.73
	Poussée Hydrodynamique	q_h	0.00	0.00	0.00	36.24	10.44	390.63
Totale G			10711.42	-	104849.14	756.5	-	7309.62
Charges D'exploitation « Q »	Poussée due aux surcharges	P_{q2}	180.85	21.06	3750.92	390.89	8.70	3380.34
	Emmarge	P_B	0.00	0.00	0.00	200	19.90	3750
	Portique de déchargement	P_P	1740.32	10.52	18317.28	174.12	19.9	3465.10

Totale Q	1940.12	-	22067.92	765.65	-	10550.86
SI	- 622.84	9.67	-6022.45	2076.35	9.27	19256.55
Combinaison G+Q+SI	11365.75	-	111519.89	3407.50	-	38157.03

IV.2.2.1 Stabilité au glissement

$\mathbf{F_g}=\frac{P_V}{P_H}\times\tan\varphi=\frac{11365.75}{3407.50}\times\tan 37°=2.50\geq 1.1$; la stabilité au glissement est vérifiée ;

IV.2.2.2 Stabilité au reversement

$\mathbf{F_r}=\frac{M_S}{M_R}=\frac{111519.89}{38157.03}=2.92\geq 1.1$; la stabilité au renversement est vérifiée

IV.2.2.3 Stabilité au poinçonnement

- **<u>Stabilité sur l'assise en enrochement (-17.40 m)</u>**

La résultante des efforts est excentrée, il est donné par la formule suivante :

$$E=\frac{\emptyset}{2}-\frac{M_S-M_R}{P_v}$$

$$E=\frac{20}{2}-\frac{67361.97}{11365.75}=4.07m$$

La largeur équivalente :

$$B'=B-2\times E$$

$$B'=20-2\times 4.07=11.84m$$

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

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

$$\theta=\cos^{-1}\frac{E}{R}=65.94°$$

$$S=10^2\left(\frac{\pi\times 65.94}{180}-\frac{\sin(2\times 65.94)}{2}\right)=77.81m^2$$

Contrainte uniforme appliquée :

$$\sigma_v=\frac{P_v}{2\times s}$$

$$\sigma_v=\frac{11365.75}{2\times 77.81}=69.41t/m^2$$

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

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

L'inclinaison de la charge :

$$\delta = \tan^{-1}\left(\frac{P_h}{P_v}\right)$$

$$\delta = \tan^{-1}\left(\frac{3407.50}{10066.97}\right)=14.47°$$

Coefficients correcteurs d'inclinaison :

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\varphi}\right)^2 = 0.44$$

$$i_q = \left(1 - \frac{\delta}{\pi}\right)^2 = 0.85$$

D'après CAQUOT et KERISEL (ANNEXE 2)

$\varphi = 37°$; $N_\gamma = 67.00$; N_q=48.90.

$\sigma_{sol} = 293.22e^{-0.26}$=238.37 t/m²

$= \left(\frac{B-2E}{2}\right) \times \gamma \times N_\gamma + \gamma \times D \times N_q + (B - 2E) \times c \times N_c$

$q = 5.9 \times 1.1 \times 67 + 1.1 \times 1.4 \times 48.90 = 510.13$ t/m²

$$Q_{adm} = \gamma \times D + \frac{(q - \gamma . D)}{F}$$

$Q_{adm} = 1.54 + \frac{510.13-1.51}{3} = 171.43$ t/m²

$\sigma_{sol} = Q_{adm} . e^{-\delta} = 171.43e^{-0.09}$=156.34 t/m²

$$\mathbf{F_P = \frac{\sigma_{sol.assise}}{\sigma_v} = \frac{156.34}{69.41} = 2.25 \geq 2}$$ **vérifiée**

- **<u>Stabilité sur le sol support (-22.70m)</u>**

La hauteur du remblai est $H = 5.3$m

Le diamètre équivalent :

$$B = B' + 2 \times h \times \tan\varphi$$

$B = 11.84 + 2 \times 5.3 \times \tan(37)$ =19.82m

Le poids de l'assise en enrochement W (-17.40 m a - 22.70 m)

$W = \gamma' \times \pi \times H \times R^2$

$W = 1.1 \times \pi \times 5.3 \times 9.91^2 = 1799.20\ t$

Contrainte uniforme appliquée :

$$\sigma_v = \frac{P_v + W}{2 \times s}$$

$\sigma_v = \frac{13164.8}{2 \times 69.85} = 94.03 t/m^2$

L'inclinaison de la charge

$$\delta = \tan^{-1}\left(\frac{P_h}{P_v + W}\right)$$

$\delta = \tan^{-1}\left(\frac{3407.50}{11365.75+1799.20}\right) = 12.40°$

Coefficients correcteurs d'inclinaison :

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\varphi}\right)^2 = 0.42$$

$$i_q = \left(1 - \frac{\delta}{\pi}\right)^2 = 0.75$$

D'après CAQUOT et KERISEL (ANNEXE 2)

$\varphi = 40°$; $N_\gamma = 113$; $N_q = 64.20$

$\sigma_{Sol} = \sigma_{lim} = (1-\frac{\delta}{90})^2(\gamma . D . N_q) + \frac{1}{2}(1 - \frac{\delta}{\varphi})^2 . \gamma . B . N_\gamma$

$\sigma_{Sol} = 0.56 \times 6.7 \times 1.1 \times 64 + 0.5 \times 0.24 \times 1.1 \times 19.82 \times 113 = 511.88\ t/m^2$

$$\boldsymbol{F_P = \frac{\sigma_{sol.assise}}{\sigma_v} = \frac{511.88}{94.03} = 5.48 \geq 2.00}$$ **vérifiée**

IV.3 ETUDE DE FLOTTAISON :

IV.3.1 Le tirant d'eau

Le tirant d'eau est la hauteur de la partie immergée du bateau qui varie en fonction de charge transportée. Il corresponde à la distance verticale entre la flottaison et le point le plus bas de coque, généralement la quille

IV.3.1.1 A vide :

Données :

Géométrie de la semelle

e =1.00m

R =10.52m

Voile cylindrique :

$R_{ext} = 10m$

R_{int} =9.2m

H =17.49

Clés de jonction :

S_c=3.58m

H =17.09m

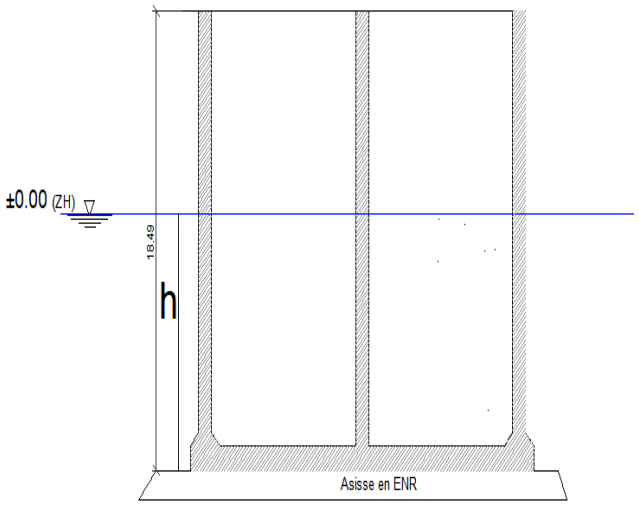


Figure 6. V : Schéma représentant le tirant d'eau à vide

Equation d'équilibre :

D'après la deuxième loi fondamentale de la statique, on a :

$$\sum \boldsymbol{F_{ext}} = 0$$

Dans ce cas les forces agissantes sur le caisson sont :

La poussée d'Archimède

$P_A = \gamma_w \times V_{img} \times g$

γ_w: Le poids volumique de la mer (1.026 t/m^3)

V_{img}: Volume immergé ($V_r + V_C + V_f$) :

g: L'accélération de la pesanteur (9.81 m/s²)

- Le volume du radier $V_r = \pi \times R^2 \times e$
- Le volume des clé immergé $V_C = 2S_c(x - e)$
- Le volume de fut immergé $V_f = \pi \times {R_{ext}}^2 (x - e)$

D'où : équation 1

- $P_A = \gamma_w \times[(\pi \times R^2 \times e) + 2S_c(x-e) + \pi \times {R_{ext}}^2(x-e)] \times g$

La force due au poids propre du caisson $\boldsymbol{P_p}$:

- $P_p = [(\gamma' \times V_{B.im} + \gamma \times V_{B.n.im})] \times g$

Avec :

- γ': Le poids volumique déjaugé du béton (1.5 t/m^3)
- γ: Le poids volumique du béton (2.5 t/m^3

Soit (x) le tirant d'eau du caisson :

Le volume du béton immergé

$V_{B.im} = \pi.R^2.e + \pi({R_{ext}}^2 - {R_{int}}^2) \times (x-e) + (x-e)2S_c$

Le volume du béton non immergé

$V_{B.n.im} = (2.S_C + \pi({R_{ext}}^2 - {R_{int}}^2)) \times (H + e - x)$

D'où : équation 2

$$P_p = g \times [(\gamma'(\pi.R^2.e + \pi({R_{ext}}^2 - {R_{int}}^2) \times (x-e) + (x-e)2S_c) + \gamma((2.S_C + \pi({R_{ext}}^2 - {R_{int}}^2)) \times (H + e - x))].$$

Equation d'équilibre : équation 1 =équation 2

$$\sum \boldsymbol{F_{ext}} = \boldsymbol{P_p} - \boldsymbol{P_A} = 0$$

$$\rightarrow [g \times [(\gamma'(\pi.R^2.e + \pi({R_{ext}}^2 - {R_{int}}^2) \times (x-e) + (x-e)2S_c) + \gamma((2.S_C + \pi({R_{ext}}^2 - {R_{int}}^2)) \times (H + e - x))]] - [\gamma_w \times [(\pi \times R^2 \times e) + 2S_c(x-e) + \pi \times {R_{ext}}^2(x-e)] \times g] = 0$$

Apres simplification et calcule à l'aide de l'outil informatique (Excel), le tirant d'eau calculé est de :

$$\boldsymbol{x = h = 6.62m}$$

IV.3.1.2 Lest à la limite d'échouage :

Une fois le caisson sur place (endroit d'échouage), un volume du remplissage est nécessaire pour augmenter le poids, d'où l'échouage du caisson. Lors de cette opération une surélévation du plan d'eau sera enregistrée, elle est estimée à 50 cm, autrement dit le tirant d'eau sera

Pour la détermination de la hauteur du lest (y), on applique la deuxième loi de la statique :

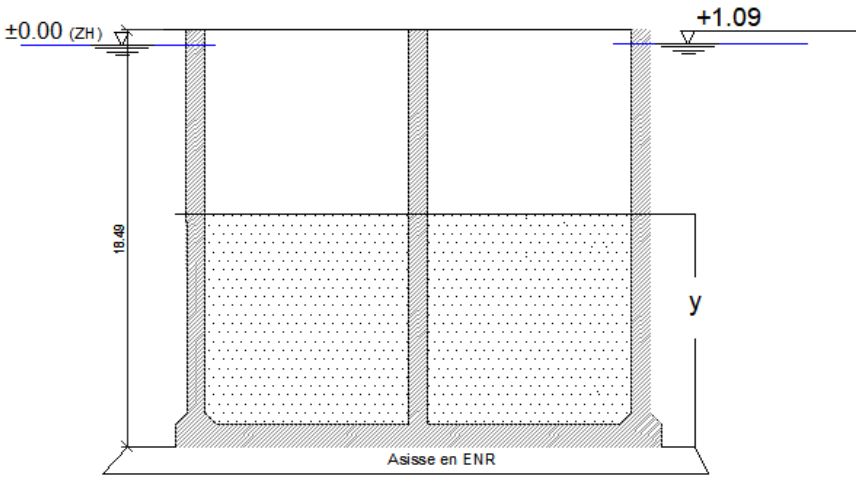


Figure 7. V : Schéma représentant la hauteur de remplissage

La poussée d'Archimède

$P_A = \gamma_w \times V_{img} \times g$

γ_w: Le poids volumique de la mer (1.026 t/m^3)

V_{img}: Volume immergé ($V_r + V_C + V_f$) :

g: L'accélération de la pesanteur (9.81 m/s²)

- Le volume du radier $V_r = \pi \times R^2 \times e$
- Le volume des clé immergé $V_C = 2S_c(h - e)$
- Le volume de fut immergé $V_f = \pi \times {R_{ext}}^2(h - e)$

D'où : équation 3

- $P_A = \gamma_w \times[(\pi \times R^2 \times e) + 2S_c(h - e) + \pi \times {R_{ext}}^2(h - e)] \times g$

La force due au poids propre du caissonP_p :

- $P_p = [(\gamma' \times V_{B.im} + \gamma \times V_{B.n.im}) + \gamma' \times V_{enr}] \times g$

Avec :

- γ': Le poids volumique déjaugé du béton (1.5 t/m^3)
- γ: Le poids volumique du béton (2.5 t/m^3)
- $\gamma_{enr'}$: Le poids volumique déjaugé de l'enrochement (1.1 t/m^3)

Le volume du béton immergé

$V_{B.im} = \pi . R^2 . e + \pi({R_{ext}}^2 - {R_{int}}^2) \times (h - e) + (h - e)2S_c$

Le volume du béton non immergé

$$V_{B.n.im}=(2.S_C+\pi(R_{ext}{}^2-R_{int}{}^2))\times(H+e-h)$$

Le volume de l'enrochement

$$V_{enr}=\pi\times R_{int}{}^2\times y$$

D'où : équation 2

$$P_p=g\times[(\gamma\cdot(\pi.R^2.e+\pi(R_{ext}{}^2-R_{int}{}^2)\times(x-e)+(x-e)2S_c)+\gamma((2.S_C+\pi(R_{ext}{}^2-R_{int}{}^2))\times(H\ \ x)+\gamma_{enr'}\times(\pi\times R_{int}{}^2\times y)].$$

Equation d'équilibre : équation 3 = équation 4

$$\sum \boldsymbol{F_{ext}}=\boldsymbol{P_p}-\boldsymbol{P_A}=0$$

$$\rightarrow[\gamma_w\times[(\pi\times R^2\times e)+2S_c(h-e)+\pi\times R_{ext}^2(h-e)]\times g\ ]-[g\times[(\gamma\cdot(\pi.R^2.e+\pi(R_{ext}{}^2-R_{int}{}^2)\times(x-e)+(x-e)2S_c)+\gamma((2.S_C+\pi(R_{ext}{}^2-R_{int}{}^2))\times(H\ \ x)+\gamma_{enr'}\times(\pi\times R_{int}{}^2\times y)]=0$$

Apres simplification et calcule à l'aide de l'outil informatique (Excel), la hauteur de remplissage calculé est de : $\boldsymbol{y}=15.49$ m

IV.3.2 Stabilité en flottaison :

IV.3.2.1 A vide :

Pour le calcul de stabilité d'un flotteur on doit définir :

- $\boldsymbol{C}$: Centre de poussée
- $\boldsymbol{G}$:Centre de gravité
- $\boldsymbol{M}$: métacentre
- $\boldsymbol{GC}=\boldsymbol{a}$: distance entre centre de poussée est centre de gravité
- $\boldsymbol{MC}=\boldsymbol{\rho}$: Distance entre centre de poussée est centre de métacentre

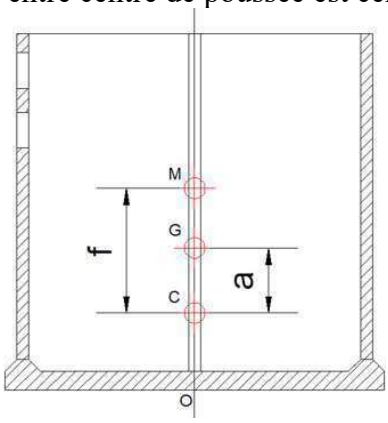


Figure 8. V : Schéma représentant les positions de 'M'- 'G' - 'C'

Centre de gravité

- **Radier**

Volume du radier :

$V_r = \pi \times R^2 \times e$

$V_r = \pi \times 10.52^2 \times 1 = 329.89\, m^3$

Centre de gravité :

$C.D.G_{radier} = \frac{e}{2} = \frac{1}{2} = 0.5m$

- **Fût :**

Volume du fût **:**

$V_f = (\pi \times (R_{ext}^2 - R_{int}^2) + 2S_c) \times h$

$V_f = (\pi \times (10^2 - 9.2^2) + 5.16) \times 17.49) = 933.79m^3$

Centre de gravité :

$C.D.G_{fut} = \frac{H}{2} + e = 9.75m$

Centre de gravité global

$C.D.G_{globale} = \frac{C.D.G_{fut} \times V_f + C.D.G_{radier} \times V_r}{V_r + V_f}$

$C.D.G_{globale} = \frac{9.75 \times 933.97 + 0.5 \times 329.89}{933.97 + 329.89} = 7.15m$

Centre de poussée

C'est le centre géométrique de la partie immergée du caisson

$\mathbf{OC} = \frac{\mathbf{h}}{\mathbf{2}}$ =3.31m

Distance métacentrique :

Elle est définie par :

$f = \frac{S \times (2R_{ext})^2}{12V}$

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

$V = \pi \times {R_{ext}}^2 \times h$

D'où :

$$f = \frac{(\pi \times R_{ext}^2 + 2S_c) \times (2\mathrm{R_{ext}})^2}{12 \times \pi \times {R_{ext}}^2 \times h}$$

$$f = \frac{(\pi \times 10^2 + 5.16) \times 400}{12 \times \pi \times 100 \times 6.62} = 5.11m$$

Calcul de « $\boldsymbol{\alpha}$ »

$\alpha = GC$

$\alpha = C.D.G_{globale} - OC$

$\alpha = 7.15 - 3.31 = 3.84$

Vérification de la stabilité :

Pour qu'un flotteur soit stable il faut que la valeur de ($\boldsymbol{f - \alpha}$) soit positive, c'est-à-dire le centre de gravité 'G' soit situé au-dessous du métacentre 'M'.

$(f - \alpha)$ =5.11 - 3.84 =1.27

$(f - \alpha) = 1.27 > 0.00$

Donc le caisson est stable en flottaison à vide, il ne nécessite aucun lest solide (enrochement + eau de mer) pour la phase transport au niveau du site d'échouage.

V. CONCLUSION

Après avoir défini et calculé les différentes charges agissantes sur le quai, en tenant compte des combinaisons on a pu vérifier la stabilité externe (glissement, renversement et poinçonnement), ainsi que la stabilité en flottaison

Chapitre VI

Ferraillage des éléments de structures

I. INTRODUCTION

Après avoir vérifié la stabilité externe du caisson qui est satisfaisante, nous présenterons dans ce chapitre le calcul de la stabilité interne 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.

II. FERRAILLAGE DU CAISSON

II.1 Ferraillage du fut

Le comportement d'un caisson cylindrique est identique à celui d'un silo, sauf que dans notre cas les matériaux (déchet de carrière) ensilés ne sont pas en mouvement.

II.1.1 Silo-inverse, variation de la pression normale avec la hauteur

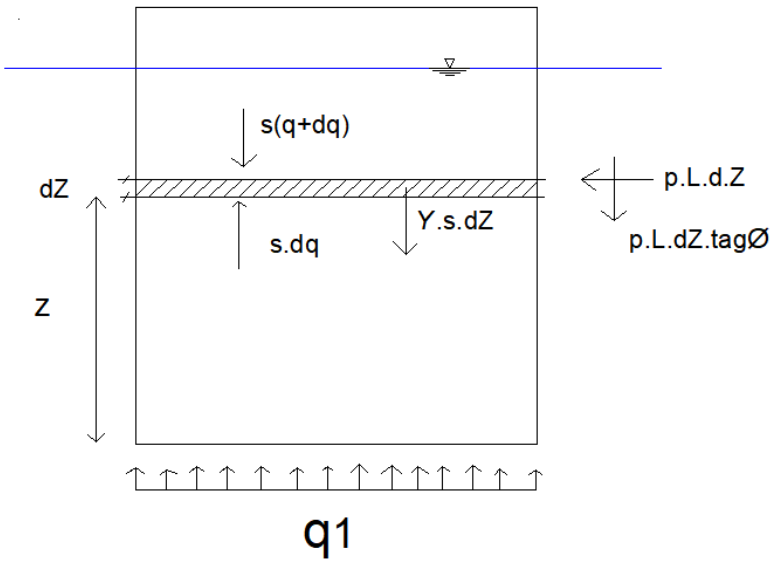


Figure 1. VI : schéma représentant les différentes poussées agissantes sur une partie infinitésimale du caisson (silo-inverse)

- S = section droite du caisson.
- L = périmètre.
- q = pression moyenne vertical sur le caisson.
- P = pression normale sur paroi du niveau z.
- z = niveau d'une tranche d'anneau mesurée à partir du bas
- q_1= pression uniforme exercée sur la base.

A noter que :

Les caractéristiques du matériau de remplissage sont des paramètres variables **:**

- Le poids volumique φ des matériaux augmente avec la pression.

- L'angle de frottement interne γ 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 γ, φ, δ sont des paramètres constants sur la hauteur du caisson.

Equation d'équilibre

$$-\gamma.S - P.L.\tan\delta = S.\frac{dq}{dq}$$

On a : $P = k.q \Rightarrow q = \frac{P}{k}$

$$dq = \frac{1}{k}dp$$

Avec :

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

Dou :

$$-\gamma.S - P.L.\tan\delta = \frac{S}{k}\times\frac{dP}{dz}$$

$$\frac{dP}{dz} + mP + k.y = 0$$

Avec :

$$m = k.\frac{L}{S}.\tan\delta$$

Solution de l'équation

$$P = \lambda.e^{-m.z} - \frac{k.y}{m}$$

Soit :

$$P_1 = K\left(q_1 + \frac{\gamma}{m}\right)e^{-mz} - \frac{K.y}{m}$$ (Formule de KONEN-JANSSEN) -1

En fait, les valeurs données par la formule ci-dessus sont sous estimées et ne tiennent pas compte des déplacements du déchet de carrière à sa base et du comportement élasto-plastique du matériau (théorie de Reimbert). Par mesure de sécurité, on adopte pour le fonctionnement du silo inverse, les coefficients suivants :

$$m'' = k''.\frac{L}{s}.\tan\varphi$$

II.1.2 Silo, variation de la pression normale avec la profondeur :

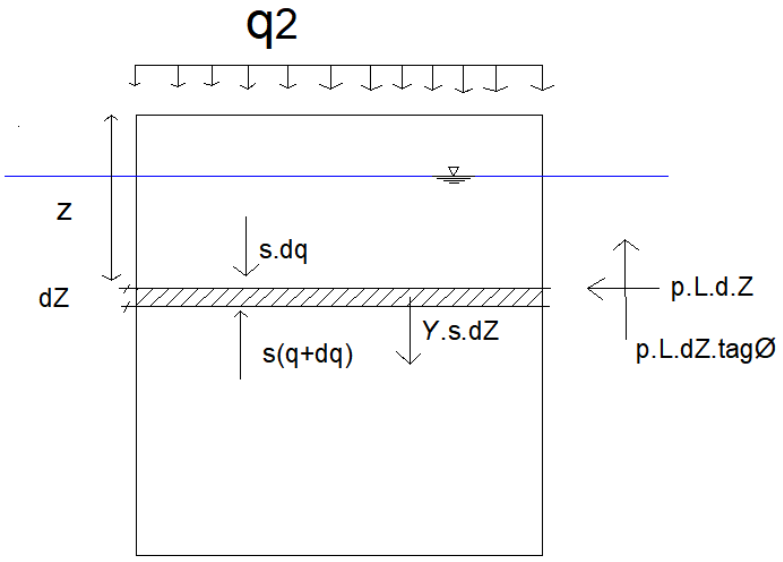


Figure 2. VI : Schéma représentant les différentes poussées agissantes sur une partie infinitésimale du caisson (silo)

- S = section droite du caisson.
- L = périmètre.
- q= pression moyenne vertical sur le caisson.
- P = pression normale sur paroi du niveau z.
- z= niveau d'une tranche d'anneau mesurée à partir du bas
- q_2= pression uniforme exercée sur la base

L'équation d'équilibre devient :

$$-\gamma.S.dz - P.L.dz.\tan\delta + sq - s(q+dq) = 0$$

Soit :

$$\frac{dP}{dz} + mP - k\gamma = 0$$

Solution de l'équation 2

$$P_2 = k\left(q_2 - \frac{k}{m}\right).e^{-mz} + \frac{k.\gamma}{m} \qquad \text{(Formule de KONEN-JANSSEN)} \qquad -2$$

Avec :

$$m = k.\frac{L}{s}.\tan\varphi$$

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

II.1.3 Application dans notre cas :

Les caractéristiques du matériau de remplissage :

$\gamma_r = 1.8\ t/m^3$

$\gamma_r' = 1.1\ t/m^3$

$\delta = 2\varphi/3 = 24.77°$

$k = 0.226$

$k'' = 2\,.k = 0.451$

Les caractéristiques du caisson :

$s = \pi.R^2 = 3.14 \times 9.2^2 = 268.30m^2$

$L = \pi.D = 3.14 \times 18.4 = 57.77m$

Le calcul de la constante

$m = k\,.\frac{L}{s}.\tan\varphi = 0.226.\frac{57.77}{268.30} \times \tan 37 = 0.022$

$m'' = k''.\frac{L}{s}.\tan\varphi = 0.451.\frac{57.77}{268.30} \times \tan 37 = 0.073$

Le calcul des charges (q_1 ; q_2):

La 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 :

$q_1 = 1.1 \times \gamma_r + 16.4\,(\gamma_r' + \gamma_\omega) + q$

$q_1 = 1.1 \times 1.1 + 16.4 \times 2.106 + 6 = 41.65$ t/m²

La charge q_2 :

Dans le cas normal d'un silo la seule charge qui sera comprise dans le calcul est la surcharge uniforme, la formule est comme suit : $q_2 = 6\ t/m$

II.1.4 Les pressions P_i en fonction de z

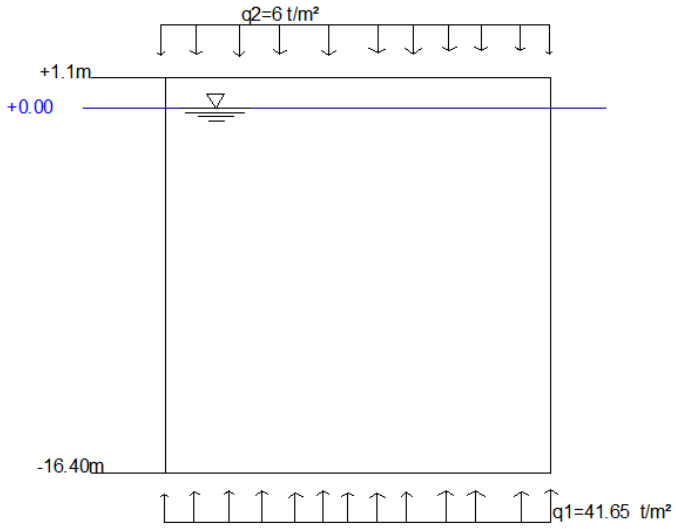


Figure 3 .VI : schéma représentant l'application des charges q1 et q2

Les pressions P_i en fonction de z :

La pression P_1(cas non immergé) :

$$P_1 = 0.226 \times \left(41.65 + \frac{1.8}{0.022}\right) e^{-0.022} - \frac{0.226 \times 1.8}{0.022}$$

$$P_1 = 27.90\ e^{-0.022} - 18.49$$

La pression P'_1 (cas immergé) :

$$P'_1 = 0.226 \times \left(41.65 + \frac{1.1}{0.022}\right) e^{-0.022} - \frac{0.226 \times 1.1}{0.022}$$

$$P'_1 = 20.71 e^{-0.022} - 11.3$$

La pression P''_1 :

$$P''_1 = 0.451 \times \left(41.65 + \frac{1.1}{0.073}\right) e^{-0.073} - \frac{0.451 \times 1.1}{0.073}$$

$$P''_1 = 25.58 e^{-0.073} - 6.97$$

Dans le cas d'un silo normal :

La pression P_2(cas non immergé) :

$$P_2 = 0.226 \times \left(6 - \frac{1.8}{0.022}\right) e^{-0.022} + \frac{0.226 \times 1.8}{0.022}$$

$\boldsymbol{P_2} = -17.13\, e^{-0.022} + 18.49$

La pression P_2 (cas immergé) :

$P_1' = 0.226 \times \left(6 - \frac{1.1}{0.022}\right) e^{-0.022} + \frac{0.226 \times 1.1}{0.022}$

$P_1' = -9.9\, e^{-0.022} + 11.3$

Le tableau ci-dessous résume le calcul des pressions : (le calcul a été fait à l'aide d'Excel sur la base des formules proposées ci-dessus) :

Tableau 1. VI : Récapitulatif des valeurs de pression sur les parois du caisson en fonction de la hauteur

Niveau	Z_1	P_1	P_1'	P_1''	P_2	P_2'	Z_2	$P_{evlenper}$
1.10	17.50	0.48	-	-	1.35	-	0.00	1.35
0.50	16.90	0.73	-	-	1.58	-	0.60	1.58
0.00	16.40	-	3.11	0.92	-	1.59	1.10	3.11
-1.00	15.40	-	3.43	1.50	-	1.81	2.10	3.43
-3.00	13.40	-	4.09	2.81	-	2.21	4.10	4.09
-5.00	11.40	-	4.79	4.32	-	2.60	6.10	4.79
-7.00	9.40	-	5.52	6.07	-	2.97	8.10	6.07
-9.00	7.40	-	6.28	8.10	-	3.33	10.10	8.10
-11.00	5.40	-	7.07	10.44	-	3.67	12.10	10.44
-13.00	3.40	-	7.90	13.16	-	3.99	14.10	13.16
-15.00	1.40	-	8.77	16.31	-	4.30	16.10	16.31
-16.40	0.00	-	9.40	18.82	-	4.51	17.50	18.80

II.1.5 Vérification de l'épaisseur du voile :

Dans les hypothèses de calculs précédentes on a pris une épaisseur de 80 cm pour le voile. La paroi du caisson doit avoir une épaisseur tel que :

$$e \geq \frac{P.R_{moy}}{h.\sigma_{t28}}$$

P: Pression maximale applique su la voile

R_{moy}: Rayon moyen du caisson

$R_{moy} = R_{int} + \frac{e}{2}$

$R_{moy} = 9.2 + \frac{0.8}{2} = 9.6\text{m}$

σ_{t28}: Contraint de traction

$\sigma_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 35 = 2.7$ MPA

h =1 mètre linière

D'où :

$e \geq \frac{18.8 \times 9.6}{1 \times 2.7}$ =66.84cm

II.1.6 Les armatures horizontales :

Les armatures résistant à l'effort de traction sont des cerces :

Données su le béton :

- $f_{c28} = 35\ MPA$
- $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$ =2.7 MPA
- Enrobage : 50 mm

Acier Fe E400A

- $f_e = 400 MPA$
- $E_s = 2.10^5 MPA$
- $\gamma_s = 1.15$
- $\sigma_c = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 MPA$
- $\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}}$ =6

Fissuration très préjudiciable

$\sigma_{st} \leq Min\left\{0.8 \times (\frac{2}{3}) \times f_e \middle| Max(0.4 \times f_e : 88\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right\}$ Avec $\eta = 1.6$

$\sigma_{st} = 182.90\ MPA$

Dans le but d'optimiser le ferraillage, le calcul se fera par tranche, car on remarque un rapport important entre la pression au fond et la pression en haut du caisson.

Condition de non fragilité : Selon le BAEL 99 la section de l'acier doit :

$$A_{s,min} \geq \frac{f_{t28} \times B}{f_e}$$

B : section du la voile (0.8 × 1.0 m²)

$A_{s,min} \geq 1 \times 0.8 \times \frac{2.7}{400}$ = 0.00054m²

$A_{s,min} \geq 54 cm^2$

Sur la hauteur du caisson toutes les sections d'acier qui seront prisent doivent être supérieur à l'égale à la section d'acier dans la condition de non fragilité.

Le dimensionnement à l'état limite d'ouverture des fissures :

$$\boldsymbol{A_{s\,,ser} = \frac{N_{ser}}{\sigma_{st}}}$$

N_{ser}: Variable selon la profondeur

1. Niveau -16.40 à -12.00 m :

$$A_{s\,,ser} = \frac{N_{ser}}{\sigma_{st}} = \frac{18.80 \times 9.6}{182.9} \times 100 = 99 \text{ cm}^2$$

Le choix des armatures :**14 HAØ32**

2.Niveau -12.00 à -9.00 m :

$$A_{s\,,ser} = \frac{N_{ser}}{\sigma_{st}} = \frac{13.6 \times 9.6}{182.9} \times 100 = 71.38 \text{ cm}^2$$

Le choix des armatures :**12HAØ32**

3.Niveau -9.00 à -6.00 m :

$$A_{s\,,ser} = \frac{N_{ser}}{\sigma_{st}} = \frac{10.44 \times 9.6}{182.9} \times 100 = 55.38 \text{ cm}^2$$

Le choix des armatures : :**12HAØ25**

4.Niveau -6.00 à -3.00 m :

$$A_{s\,,ser} = \frac{N_{ser}}{\sigma_{st}} = \frac{6.71 \times 9.6}{182.9} \times 100 = 38.58 \text{ cm}^2$$

$42.58 < 54$ cm² (C.N.F)

Le choix des armatures : **12HAØ25**

5.Niveau -3.00m à +1.1 m :

$$A_{s\,,ser} = \frac{N_{ser}}{\sigma_{st}} = \frac{4.08 \times 9.6}{182.9} \times 100 = 25.14 \text{cm}^2$$

$25.14 < 54$ cm² (C.N.F) Le choix des armatures : **12HAØ25**

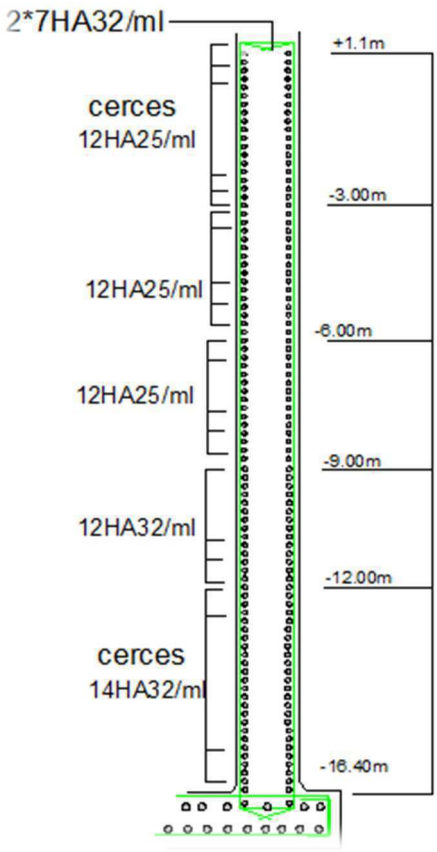


Figure 4. VI : Croquis de ferraillage du fut

II.2 FERRAILLAGE 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

II.2.1 Les charges agissantes

On distingue 4 cas de chargement du radier

Cas N° 1 : Pression sous le radier en transport :

$P_1 = h \times \gamma_\omega + \gamma_b \times e$

$P_1 = 6.62 \times 1.026 + 2.5 \times 1.0 = 9.29$ t/m²

Cas N° 2 : Pression sous le radier à la mise en place :

$P_2 = H_t \times \gamma_w - \gamma'_b \times e - \gamma'_{rem} \times y$

$P_2 = 17.4 \times 1.026 - 1.5 \times 1 - 1.1 \times 15.49 = 0.68$ t/m²

Cas N° 3 : Pression sous le radier en exploitation :

P_3=$\sigma_v - q - \gamma_{rem} \times e - \gamma'_{bal}(H_t - e - 1.1) - \gamma'_b \times e$

P_3=$47.21 - 6 - 1.8 \times 1 - 1.1(18.49 - 1 - 1.1) - 1.5 \times 1$= 19.74 t/m²

Cas N° 4 : Pression sous le radier en cas de séisme :

P_4=$\sigma_v - q - \gamma_{rem} \times e - \gamma'_{bal}(H_t - e - 1.1) - \gamma'_b \times e$

P_4=$71.6 - 6 - 1.8 \times 1 - 1.1(18.49 - 1 - 1.1) - 1.5 \times 1$= 44.27 t/m²

Supposons que le radier est simplement appuyé sur le contour de l'anneau, d'après Timoshenko, les relations donnant les moments de flexion sont :

- Selon le sens radial

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

$\mu = 0.15$ (Coefficient de poisson)

Pour $x = R$

M_r= $-\frac{P \times R^2}{8}$

M_r=$-0.125.P.R^2$

Pour $x = 0$

M_r= $\frac{1+\mu}{16} \times P.R^2$

$M_r = 0.072.P.R^2$

Tableau 2. VI : moments de flexion dans le sens radial

Cas de charge	M^+ (t.m/ml)	M^- (t.m/ml)	Combinons
N° 1	56.61	-97.33	E. L. S
N° 2	4.14	-7.19	
N° 3	120.29	-208.84	
N° 4	269.78	-468.37	E.L. U

- **Selon le sens transversal**

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

$\mu = 0.15$ (Coefficient de poisson)

Pour $x = R$

$M_r = -\frac{\mu \times P \times R^2}{16}$

$M_r = -0.019.P.R^2$

Pour $x = 0$

$M_r = \frac{1+\mu}{16} \times P.R^2$

$M_r = 0.072.P.R^2$

Tableau 3. VI : moments de flexion dans le sens transversal

Cas de charge	M^+ (t.m/ml)	M^- (t.m/ml)	Combinons
N° 1	56.61	14.77	E. L. S
N° 2	4.14	1.09	
N° 3	120.29	31.74	
N° 4	269.78	71.99	E.L. U

Avec :

M+ : fibres tendues vers le bas

M$^-$: fibres tendues vers le haut

Distances d'annulation des moments / Axe du radier :

Selon le sens radial :

$d_a = 0.6 \times R$

$d_a = 5.52$

Selon le sens transversal :

$d'_a = 0.9 \times R = 8.28$ m

Hypothèses sur les matériaux :

Cas de fissurations très préjudiciable

$\overline{\sigma_{bc}} = f_{c28} \times 0.6 = 21\ MPA$

$\overline{\sigma_{st}} \leq Min\left\{0.8 \times (\frac{2}{3}) \times f_e \middle| Max(0.4 \times f_e : 88\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right\}$ Avec $\eta = 1.6$

$\overline{\sigma_{st}} = 182.90\ MPA$

$\alpha = \frac{15\overline{\sigma_{bc}}}{15\overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_{st}}} = 0.62$ m

Epaisseur minimale du radier :

L'épaisseur minimale ' e_{min} ' est donnée par la relation suivante :

$$e_{min} = \sqrt{\frac{M}{0.5 \times \sigma_{bc} \times \alpha \times (1 - \frac{\alpha}{3}) \times b}}$$

$$e_{min} = \sqrt{\frac{468.37}{0.5 \times 21 \times 0.62 \times (1 - \frac{0.62}{3}) \times 100}} = 90.68 \text{ cm}$$

On prend $e = 100$ cm (section 100× 100 cm²)

Dimensionnement en flexion

Dimension de la section de calcul

Largeur de la section : b =100cm

Hauteur de la section : h = 100 cm

Hauteur effective : d = 90 cm

Cas de fissurations très préjudiciable

$\overline{\sigma_{bc}} = f_{c28} \times 0.6 = 21\ MPA$

$\overline{\sigma_{st}} \leq Min\left\{0.8 \times (\frac{2}{3}) \times f_e \middle| Max(0.4 \times f_e : 88\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right\}$ Avec $\eta = 1.6$

$\overline{\sigma_{st}} = 182.90\ MPA$

$X = \frac{15\overline{\sigma_{bc}}}{15\overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_{st}}} \times d = 56.93$cm

$Z = d - \frac{X}{3} = 90 - \frac{56.93}{3} = 71.02cm$

$\overline{M_1} = \frac{1}{2} \times X \times b \times \overline{\sigma_{bc}} \times Z = 424.53$t.m

Condition de non fragilité

$$A_{s,min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = 14.02cm^2$$

Le calcul à l'E.L. S :

- **Selon le sens radial**

  On a : $M_{ser} \leq \overline{M_1}$ donc la section est sans armatures comprimées.

- **Le calcul de la section d'armature**

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\overline{\sigma_{st}} \times Z}$$

Tableau 4. VI : section d'acier dans le cas radial

Cas de charge	$A_{ser}(cm^2)$ Pour M^+	$A_{ser}(cm^2)$ Pour M^-	
N° 1	43.21	74.69	E. L. S
N° 2	3.18	5.35	
N° 3	24.45	160.12	
On prendra	43.21	160.12	

- **Selon le sens transversal**

Tableau 5. VI : section d'acier dans le cas transversal

Cas de charge	$A_{ser}(cm^2)$ Pour M^+	$A_{ser}(cm^2)$ Pour M^-	
N° 1	61.93	11.37	E. L. S
N° 2	3.20	0.83	
N° 3	92.89	24.45	
On prendra	92.89	24.45	

Le calcul à l'E.L. U :

$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$ = 19.98 MPA

Avec :

θ=1 ; $\gamma_b = 1.15$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$b = 100cm$; $d = 90cm$

II.2.2 Dans le sens radial :

Le calcul de la section d'acier au centre :

$$\mu = \frac{M_u}{\boldsymbol{b \times d^2 \times f_{bu}}} = \frac{\mathbf{206.78}}{\mathbf{100 \times 90^2 \times 19.83}} = 0.011$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{206.78}{56.61} = 1.53 \Longmapsto \mu_c = 0.37$$

On a : $\mu_c > \mu$ donc la section est sans armatures comprimées.

- **Calculer la section d armature**

$$\alpha = \frac{1-\sqrt{1-2\mu}}{0.8} = \frac{1-\sqrt{1-2\times 0.015}}{0.8} = 0.024$$

$$z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 90 \times (1 - 0.4 \times 0.024) = 89.13\text{cm}$$

On a $\mu \leq 0.186 \Longmapsto \varepsilon_s = 10^{-2}$

$$A_{ser} = \frac{M_u}{\sigma_s \times z} = \frac{206.78}{348 \times 89.13} = 66.41 cm^2$$

Le calcul de la section d'acier à la lisière

$$\mu = \frac{M_u}{\boldsymbol{b \times d^2 \times f_{bu}}} = \frac{\mathbf{468.37}}{\mathbf{100 \times 90^2 \times 25.86}} = 0.022$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{468.37}{208.8} = 2.25 \Longmapsto \mu_c = 0.37$$

On a : $\mu_c > \mu$ donc la section est sans armatures comprimées.

- **Calculer la section d armature**

$$\alpha = \frac{1-\sqrt{1-2\mu}}{0.8} = \frac{1-\sqrt{1-2\times 0.022}}{0.8} = 0.019$$

$$z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 90 \times (1 - 0.4 \times 0.019) = 89.83\text{cm}$$

On a $\mu \leq 0.186 \Longmapsto \varepsilon_s = 10^{-2}$

$$A_{ser} = \frac{M_u}{\sigma_s \times z} = \frac{468.37}{348 \times 89.83} = 149.7 cm^2$$

II.2.3 Dans le sens transversal :

Le calcul de la section d'acier au centre :

$$\mu = \frac{M_u}{\boldsymbol{b \times d^2 \times f_{bu}}} = \frac{\mathbf{269.78}}{\mathbf{100 \times 90^2 \times 19.83}} = 0.013$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{269.78}{120.29} = 2.37 \Longmapsto \mu_c = 0.37$$

On a : $\mu_c > \mu$ donc la section est sans armatures comprimées.

- **Calculer la section d armature**

$\alpha = \frac{1-\sqrt{1-2\mu}}{0.8} = \frac{1-\sqrt{1-2\times 0.013}}{0.8} = 0.026$

$z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 90 \times (1 - 0.4 \times 0.026) = 89.41\text{cm}$

On a $\mu \leq 0.186 \Longmapsto \varepsilon_s = 10^{-2}$

$A_{ser} = \frac{M_u}{\sigma_s \times z} = \frac{296.78}{348 \times 72.41} = 117.6cm^2$

Le calcul de la section d'acier à la lisière

$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{71.99}{100 \times 90^2 \times 19.836} = 0.003$

$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{71.99}{31.74} = 2.26 \Longmapsto \mu_c = 0.37$

On a : $\mu_c > \mu$ donc la section est sans armatures comprimées.

- **Calculer la section d armature**

$\alpha = \frac{1-\sqrt{1-2\mu}}{0.8} = \frac{1-\sqrt{1-2\times 0.003}}{0.8} = 0.0039$

$z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 90 \times (1 - 0.4 \times 0.0039) = 89.85\text{cm}$

On a $\mu \leq 0.186 \Longmapsto \varepsilon_s = 10^{-2}$

$A_{ser} = \frac{M_u}{\sigma_s \times z} = \frac{71.99}{348 \times 89.85} = 23.7cm^2$

Le choix des armatures :

Le choix des armatures se fait selon le calcul à l'E.L. S :

- **Sens radial :**

Lit inférieur : 14HA Ø40 = 174.46 cm²

Lit supérieur :10HAØ25= 49.5cm²

- **Sens transversal :**

Lit supérieur : 10 HAØ25=48.25cm²

Lit inférieur : 6HAØ25=29.45cm²

II.2.4 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 encastrées 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)

$$M = \frac{P \times e \times R}{\sqrt{12}}$$

$P = 18.80\ t/m^2$(Pression sur la paroi du caisson a la base)

$e = 0.8\ m$ (Épaisseur du voile)

$R = 9.6m$ (Rayon moyen)

$M = \frac{18.8 \times 0.8 \times 9.6}{\sqrt{12}} = 41.68\ t.m/ml$

Section d'acier en niveau de l'encastrement Anneau-Radier :

La section est donnée par la relation suivante :

$$A_S = \frac{M}{0.807 \times e \times \overline{\sigma_{st}}} + \frac{N}{2 \times \overline{\sigma_{st}}}$$

$N = P.R$:(effort de traction à la base du voile)

$$A_S = \frac{41.68 \times 100}{0.807 \times 0.8 \times 182.9} + \frac{18.8 \times 9.6 \times 100}{2 \times 182.9} = 56.13\text{cm}^2$$

Le choix des armatures :

2*7HAØ25=56.60cm²

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

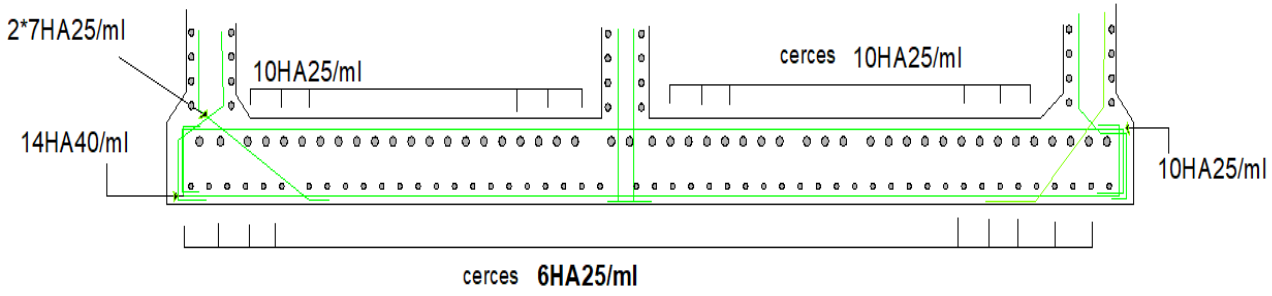


Figure 5. VI : Croquis de ferraillage du radier

II.3 Ferraillage du mur de séparation

Pour le calcul de l'effort interne de mur de séparation on a utilisé le logiciel ROBOT pour la modélisation numérique.

On a modélisé le mur par un voile rectangulaire encastré au borde latérale et au bord inferieur et libre au bord supérieur

A l'aide de logiciel ROBOT BAT, le mur de séparation a été schématisé comme la figure représenté ci-dessous :

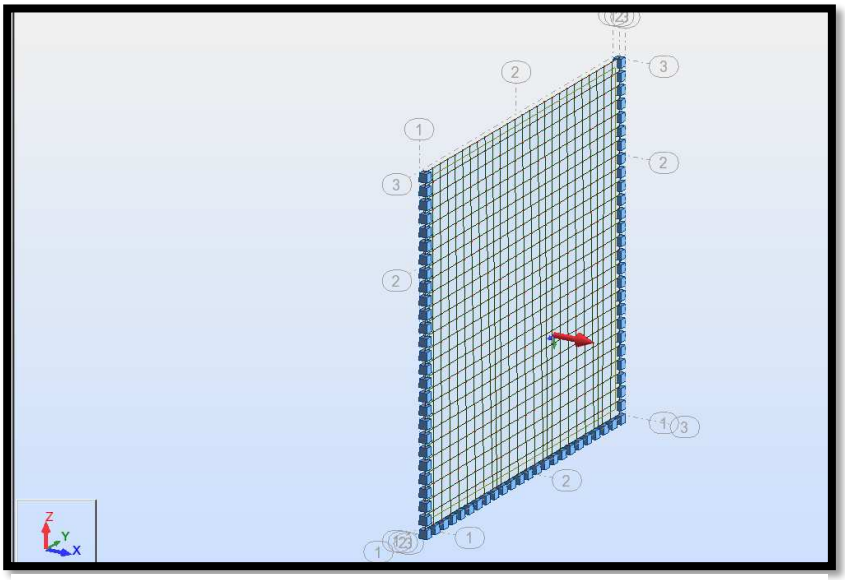


Figure 6 .VI : modélisation du mur de séparation

Résultats de modélisation

Les combinons de charge et les résultats de calcul des moments de flexion sont obtenus à l'aide du logiciel de calcul « Autodesk Robot » sont représentant au (ANNEXE 3)

On s'est basée sur le règlement BAEL pour le calcul du ferraillage et pour le calcul on a adopté la méthode de calcul de poutre dont la largeur est de 1m, la hauteur est son épaisseur et vaut 0.5m.

Dimension de la section de calcul

- Largeur de la section : b = 100 cm
- Hauteur de la section : h = 50 cm
- Hauteur effective : d = 45 cm

Cas de fissurations très préjudiciable

$\overline{\sigma_{bc}} = f_{c28} \times 0.6 = 21$ MPA

$\overline{\sigma_{st}} \leq \text{Min}\left\{0.8 \times (\frac{2}{3}) \times f_e \middle| \text{Max}(0.4 \times f_e : 88\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right\}$ Avec $\eta = 1.6$

$\overline{\sigma_{st}} = 182.90$ MPA

$X = \frac{15\overline{\sigma_{bc}}}{15\overline{\sigma_{bc}}+\overline{\sigma_{st}}} \times 45 = 28.46\text{cm}$

$Z = d - \frac{X}{3} = 45 - \frac{28.46}{3} = 35.51\text{cm}$

$\overline{M_1} = \frac{1}{2} \times X \times b \times \overline{\sigma_{bc}} \times Z = 0.5 \times 28.46 \times 100 \times 21 \times 35.51 = 106.11\text{t.m}$

Condition de non fragilité

$$A_{s,min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.7 \times 100 \times 45}{400} = 6.98cm^2$$

II.3.1 Dans les bordes (Direction XX)

$M_U = 104.67t.m$

$M_{ser} = 60.67\ t.m$

- **Calcule à l ELU**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{104.67}{100 \times 45^2 \times 19.83} = 0.026$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{104.67}{60.67} = 1.72 \Longmapsto \mu_c = 0.37$$

On a : $\mu_c > \mu$ donc la section est sans armatures comprimées.

- **Calculer la section d armature**

$$\alpha = \frac{1-\sqrt{1-2\mu}}{0.8} = \frac{1-\sqrt{1-2\times 0.026}}{0.8} = 0.032$$

$$z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 45 \times (1 - 0.4 \times 0.032) = 44.43cm^2$$

On a $\mu \leq 0.186 \Longmapsto \varepsilon_s = 10^{-2}$

$$A_{ser} = \frac{M_u}{\sigma_s \times z} = \frac{104.67}{348 \times 44.43} = 67.76cm^2$$

- **Calcule a l'ELS**

$M_{ser} = 60.67$

On a : $M_{ser} \leq \overline{M_1}$ donc la section est sans armatures comprimées.

- **Le calcul de la section d'armature**

$$A_{ser} = \frac{\mathrm{M_{ser}}}{\overline{\sigma_{st}} \times Z} = \frac{60.67}{182.90 \times 35.51} = 93.34cm^2$$

- **Choix des armatures**

12HA ∅ 32 =96.5cm²

II.3.2 Dans les bordes (Direction YY)

$M_U = 69.67t.m$

$M_{ser} = 40.45\ t.m$

- **Calcule à l ELU**

$$\mu = \frac{\mathrm{M_u}}{\boldsymbol{b}\times\boldsymbol{d^2}\times f_{bu}} = \frac{\mathbf{69.67}}{\mathbf{100}\times\mathbf{45^2}\times\mathbf{19.83}} = \mathbf{0.017}$$

$$\gamma = \frac{\mathrm{M_u}}{\mathrm{M_{ser}}} = \frac{69.67}{40.45} = 1.72 \Longmapsto \mu_c = 0.37$$

On a : $\mu_c > \mu$ donc la section est sans armatures comprimées.

- **Calculer la section d armature**

$$\alpha = \frac{1-\sqrt{1-2\mu}}{0.8} = \frac{1-\sqrt{1-2\times0.017}}{0.8} = 0.02$$

$$z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 45 \times (1 - 0.4 \times 0.02) = 44.46cm^2$$

On a $\mu \leq 0.186 \Longmapsto \varepsilon_s = 10^{-2}$

$$A_{ser} = \frac{\mathrm{M_u}}{\sigma_s \times z} = \frac{69.67}{348 \times 44.64} = 44.84cm^2$$

- **Calcule a l'ELS**

$\mathrm{M_{ser}}$= 40.45

On a : $\mathrm{M_{ser}} \leq \overline{M_1}$ donc la section est sans armatures comprimées.

- **Le calcul de la section d'armature**

$$A_{ser} = \frac{\mathrm{M_{ser}}}{\overline{\sigma_{st}} \times Z} = \frac{40.45}{182.90 \times 35.51} = 62.22cm^2$$

8 HA ∅ 32 =64.32cm²

II.3.3 Dans la section courant (Direction XX)

$M_U = 50.23t.m$

$M_{ser} = 16.25\ t.m$

- **Calcule à l ELU**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{16.25}{100 \times 45^2 \times 19.83} = \mathbf{0.0046}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{50.23}{16.25} = 3.09 \Longmapsto \mu_c = 0.37$$

On a : $\mu_c > \mu$ donc la section est sans armatures comprimées.

- **Calculer la section d armature**

$$\alpha = \frac{1-\sqrt{1-2\mu}}{0.8} = \frac{1-\sqrt{1-2\times 0.0046}}{0.8} = 0.058$$

$$z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 45 \times (1 - 0.4 \times 0.058) = 43.95 cm^2$$

On a $\mu \leq 0.186 \Longmapsto \varepsilon_s = 10^{-2}$

$$A_{ser} = \frac{M_u}{\sigma_s \times z} = \frac{50.23}{348 \times 43.95} = 32.84 cm^2$$

- **Calcule a l'ELS**

M_{ser}= 16.25 t.m

On a : $M_{ser} \leq \overline{M_1}$ donc la section est sans armatures comprimées.

- **Le calcul de la section d'armature**

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\overline{\sigma_{st}} \times Z} = \frac{16.25}{182.90 \times 35.51} = 25.44 cm^2$$

- **Choix des armatures**

6 HA ∅ 25 =29.46 cm²

II.3.4 Dans la section courant (Direction YY)

$M_U = 33.49 t.m$

$M_{ser} = 10.84\ t.m$

- **Calcule à l ELU**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{33.49}{100 \times 45^2 \times 19.83} = \mathbf{0.0083}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{33.49}{10.84} = 3.08 \Longmapsto \mu_c = 0.37$$

On a : $\mu_c > \mu$ donc la section est sans armatures comprimées.

- **Calculer la section d'armature**

$\alpha = \frac{1-\sqrt{1-2\mu}}{0.8} = \frac{1-\sqrt{1-2\times 0.0083}}{0.8} = 0.01$

$z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 45 \times (1 - 0.4 \times 0.01) = 44.82cm^2$

On a $\mu \leq 0.186 \Longmapsto \varepsilon_s = 10^{-2}$

$A_{ser} = \frac{M_u}{\sigma_s \times z} = \frac{33.49}{348 \times 44.82} = 21.47cm^2$

- **Calcule a l'ELS**

M_{ser}= 10.84 t.m

On a : $M_{ser} \leq \overline{M_1}$ donc la section est sans armatures comprimées.

- **Le calcul de la section d'armature**

$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\overline{\sigma_{st}} \times Z} = \frac{10.84}{182.90 \times 35.51} = 16.69cm^2$

4HA Ø 25 =19.45cm²

II.4 Ferraillage des clés de jonction

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

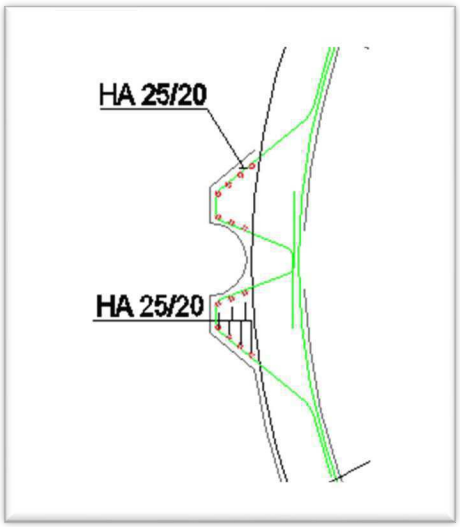


Figure 7 .VI : Croquis de ferraillage des clés de jonction

III. Ferraillage de la poutre de couronnement :

Pour l'évaluation des moments fléchissant dans la poutre de couronnement, on la modélise en un modèle numérique sous ROBOT. Les combinaisons de charge et Les résultats obtenus sont exprimés sous forme de graphe que montrent les figures voire (ANNEXE 3)

Les moments extrêmes suivant les deux sens sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Suivant l'axe (x ; x) :

Tableau 6. VI : Moments extrêmes suivant l'axe (XX)

Cas de charge	Moments négatifs (t.m) (fibres inférieures)	Moment positifs (t.m) (fibres supérieures)
ELU1	177.04	192.42
ELU2	50.98	102.51
ELU3	148.95	128.82
ELS1	117.63	131.48
ELS2	35.37	70.41
ELS3	99.05	87.54

Suivant l'axe (y, y) :

Tableau 7. VI : Moments extrêmes suivant l'axe (YY)

Cas de charge	Moments négatifs (t.m) (fibres inférieures)	Moment positifs (t.m) (fibres supérieures)
ELU1	106.02	131.48
ELU2	19.39	69.33
ELU3	92.20	130.75
ELS1	71.06	122.48
ELS2	13.32	47.62
ELS3	61.32	88.53

Dimension de la section de calcul

- Largeur de la section : b = 100 cm
- Hauteur de la section : h =130 cm
- Hauteur effective : d = 117cm

Cas de fissurations très préjudiciable

$\overline{\sigma_{bc}} = f_{c28} \times 0.6 = 21$ MPA

$\overline{\sigma_{st}} \leq \text{Min}\left\{0.8 \times (\frac{2}{3}) \times f_e \middle| \text{Max}(0.4 \times f_e : 88\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right\}$ Avec $\eta = 1.6$

$\overline{\sigma_{st}} = 182.90$ MPA

$X = \frac{15\overline{\sigma_{bc}}}{15\overline{\sigma_{bc}}+\overline{\sigma_{st}}} \times 117 = 71.39$cm

$$Z = d - \frac{X}{3} = 117 - \frac{71.39}{3} = 93.3\text{cm}$$

$$\overline{M_1} = \frac{1}{2} \times X \times b \times \overline{\sigma_{bc}} \times Z = 0.5 \times 71.39 \times 100 \times 21 \times 93.3 = 695.59\text{t.m}$$

Condition de non fragilité

$$A_{s,min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.7 \times 100 \times 117}{400} = 18.16cm$$

III.1 Le ferraillage selon l'axe (XX) :

Fibres supérieures :

On a :

$M_U = 192.42t.m$

$M_{ser} = 131.48\ t.m$

- **Calcule à l ELU**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{192.42}{100 \times 117^2 \times 19.83} = 0.07$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{192.42}{131.48} = 1.46 \quad \Longmapsto \mu_c = 0.36$$

On a : $\mu_c > \mu$ donc la section est sans armatures comprimées.

- **Calculer la section d armature**

$$\alpha = \frac{1-\sqrt{1-2\mu}}{0.8} = \frac{1-\sqrt{1-2\times 0.07}}{0.8} = 0.09$$

$$z = 117 \times (1 - 0.4\alpha) = 45 \times (1 - 0.4 \times 0.09) = 112.78cm^2$$

On a $\mu \leq 0.186 \Longmapsto \varepsilon_s = 10^{-2}$

$$A_{ser} = \frac{M_u}{\sigma_s \times z} = \frac{192.42}{348 \times 112.78} = 49cm^2$$

- **Calcule a l'ELS**

$M_{ser} = 131.48$

On a : $M_{ser} \leq \overline{M_1}$ donc la section est sans armatures comprimées.

- **Le calcul de la section d'armature**

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\overline{\sigma_{st}} \times Z} = \frac{131.48}{182.90 \times 93.3} = 77.04cm^2$$

- **Choix des armatures**

7 HA ∅40 = 87.96cm²

Fibres inférieures :

On a :

$M_U = 177.04t.m$

$M_{ser} = 117.63\ t.m$

- **Calcule à l ELU**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{177.04}{100 \times 117^2 \times 19.83} = 0.065$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{177.04}{117.04} = 1.51 \quad \Longmapsto \mu_c = 0.37$$

On a : $\mu_c > \mu$ donc la section est sans armatures comprimées.

- **Calculer la section d armature**

$$\alpha = \frac{1-\sqrt{1-2\mu}}{0.8} = \frac{1-\sqrt{1-2\times 0.065}}{0.8} =$$

$$z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 117 \times (1 - 0.4 \times 0.065) = 113.95cm^2$$

On a $\mu \leq 0.186 \Longmapsto \varepsilon_s = 10^{-2}$

$$A_{ser} = \frac{M_u}{\sigma_s \times z} = \frac{177.04}{348 \times 113.95} = 44.64cm^2$$

- **Calcule a l'ELS**

M_{ser}= 117.02

On a : $M_{ser} \leq \overline{M_1}$ donc la section est sans armatures comprimées.

- **Le calcul de la section d'armature**

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\overline{\sigma_{st}} \times Z} = \frac{117.63}{182.90 \times 93.3} = 68.9cm^2$$

- **Choix des armatures**

9 HA ∅ 32 =72cm²

III.2 Le ferraillage selon l'axe (YY)

Fibres supérieures :

On a :

$M_U = 179.12t.m$

$M_{ser} = 122.48\ t.m$

- **Calcule à l ELU**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{179.12}{100 \times 117^2 \times 19.83} = 0.068$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{179.12}{122.48} = 1.46 \quad \Longmapsto \mu_c = 0.36$$

On a : $\mu_c > \mu$ donc la section est sans armatures comprimées.

- **Calculer la section d armature**

$$\alpha = \frac{1-\sqrt{1-2\mu}}{0.8} = \frac{1-\sqrt{1-2\times 0.068}}{0.8} = 0.088$$

$$z = 117 \times (1 - 0.4\alpha) = 117 \times (1 - 0.4 \times 0.088) = 112.88cm$$

On a $\mu \leq 0.186 \Longmapsto \varepsilon_s = 10^{-2}$

$$A_{ser} = \frac{M_u}{\sigma_s \times z} = \frac{179.12}{348 \times 112.88} = 45.59cm^2$$

- **Calcule a l'ELS**

$M_{ser} = 122.48$

On a : $M_{ser} \leq \overline{M_1}$ donc la section est sans armatures comprimées.

- **Le calcul de la section d'armature**

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\overline{\sigma_{st}} \times Z} = \frac{122.48}{182.90 \times 93.3} = 71.74cm^2$$

- **Choix des armatures**

9 HA ∅32 = 72.96cm²

Fibres inférieures :

On a :

$M_U = 106.04t.m$

$M_{ser} = 71.06\ t.m$

- **Calcule à l ELU**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{106.04}{100 \times 117^2 \times 19.83} = 0.04$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{106.02}{71.06} = 1.49 \Longmapsto \mu_c = 0.36$$

On a : $\mu_c > \mu$ donc la section est sans armatures comprimées.

- **Calculer la section d'armature**

$$\alpha = \frac{1-\sqrt{1-2\mu}}{0.8} = \frac{1-\sqrt{1-2\times 0.04}}{0.8} = 0.05$$

$$z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 117 \times (1 - 0.4 \times 0.051) = 114.66 cm^2$$

On a $\mu \leq 0.186 \Longmapsto \varepsilon_s = 10^{-2}$

$$A_{ser} = \frac{M_u}{\sigma_s \times z} = \frac{106.04}{348 \times 114.66} = 26.57 cm^2$$

- **Calcule a l'ELS**

M_{ser}= 71.06

On a : $M_{ser} \leq \overline{M_1}$ donc la section est sans armatures comprimées.

- **Le calcul de la section d'armature**

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\overline{\sigma_{st}} \times Z} = \frac{71.06}{182.90 \times 93.3} = 41.64 cm^2$$

- **Choix des armatures**

9 HA ∅ 25=44.68cm²

III.3 Ferraillage de la partie sollicitée par la traction sur le bollard

Le moment fléchissant est donné par la formule suivante :

$$M = \frac{P}{16}.l$$

Avec :

P: Force agissante sur le bollard.

l:Bras de levier.

$M = \frac{200}{16}.0.55$=6.8 t.m

M_u=1.5× M=9.38× $1.5 = 10.31\ t.m$

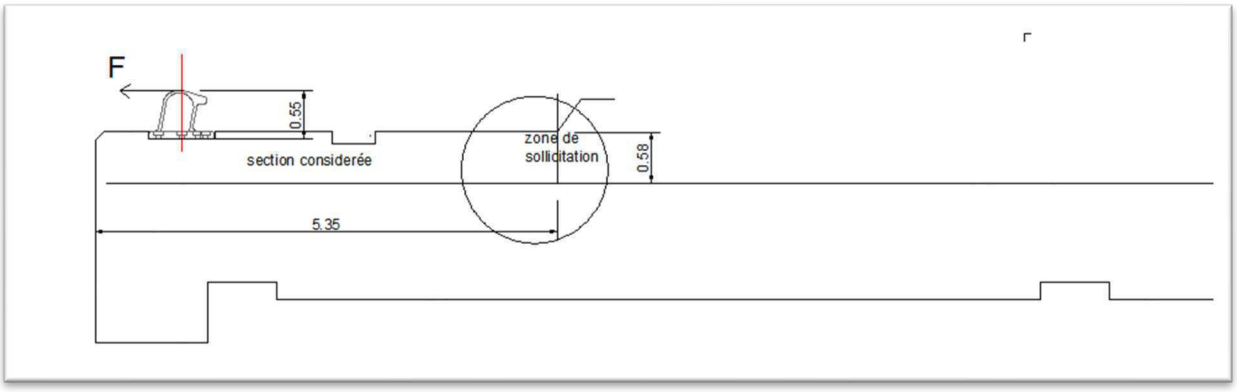


Figure 8 .VI : Schéma montrant la parie sollicité par le bollard

Le calcul à l'E.L. U :

- **Calcule à l ELU**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10.31}{59 \times 477^2 \times 19.83} = 0.0004$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{14.07}{9.38} = 1.5 \Longmapsto \mu_c = 0.36$$

On a : $\mu_c > \mu$ donc la section est sans armatures comprimées.

- **Calculer la section d'armature**

$$\alpha = \frac{1-\sqrt{1-2\mu}}{0.8} = \frac{1-\sqrt{1-2\times 0.0004}}{0.8} = 0.0005$$

$$z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 477 \times (1 - 0.4 \times 0.00051) = 476.90 cm^2$$

On a $\mu \leq 0.186 \Longmapsto \varepsilon_s = 10^{-2}$

$$A_{ser} = \frac{M_u}{\sigma_s \times z} = \frac{10.31}{348 \times 476.9} = 0.65 cm^2$$

- **Calcule a l'ELS**

$M_{ser} = 9.38$

On a : $M_{ser} \leq \overline{M_1}$ donc la section est sans armatures comprimées.

- **Le calcul de la section d'armature**

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\overline{\sigma_{st}} \times Z} = \frac{6.8}{182.90 \times 477} = 1.04 cm^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{s,min} = \frac{0.23 \times 2.7 \times 69 \times 477}{400} = 51.02cm^2$$

Le choix des armatures : A_S (C.N.F) > A_S (E.L.S)> A_S (E.L.U). On prend la section calculée par la formule de la condition de non fragilité.

- **Choix des armatures**

7 HA ∅ 32=52.68cm²

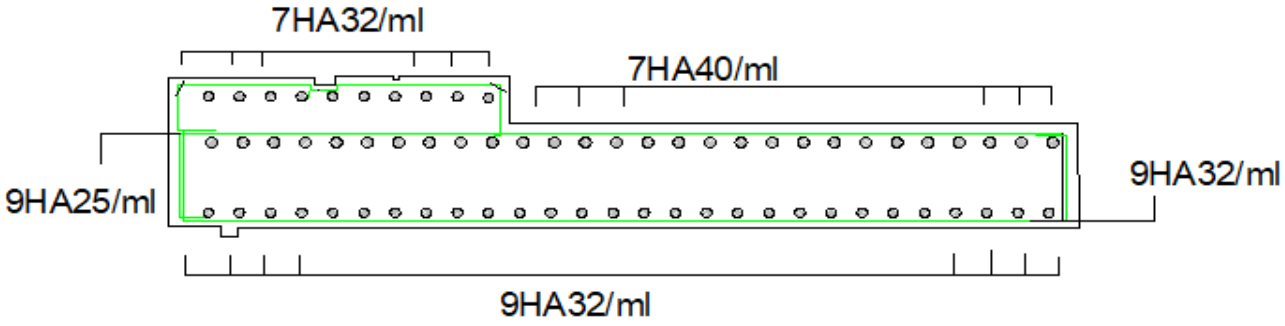


Figure 9. VI : Croquis de ferraillage de la poutre de couronnement

Remarque : Vu que les longueurs des barres nécessaires dépassent les longueurs commerciales (12 m), l'armature est nécessairement formée de différents tronçons et il faut rétablir la continuité mécanique entre deux tronçons successifs en utilisant des jonctions par recouvrement dont la longueur est donnée par la relation suivante :

$l_r = 60\emptyset$

D'où :

Pour HA32⟹ l_r=192cm

Pour HA25⟹ l_r=150cm

Pour HA20⟹ l_r=120cm

Pour HA14⟹ l_r=84cm

IV. 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. Mur de séparation et poutre de couronnement), afin de reprendre les efforts internes dans le caisson.

Chapitre VII

Etude d'impact sur l'environnement

I. INTRODUCTION

Quelle que soit leur nature, les ouvrages peuvent potentiellement avoir des impacts importants sur l'environnement à chaque phase du projet. Ce chapitre aborde les répercussions du projet du réalisation du quai phosphatier d'Annaba sur l'environnement naturel, humain et socio-économique, dans le but de le protéger et de permettre l'intégration de quai aux port commerciale d'Annaba et toutes les activités qui en découlent dans les meilleures conditions possibles, sans porter atteinte à son environnement.

II. CADRE JURIDIQUE

En Algérie, une multitude de textes ont été promulgués incitant tous les intervenants dans le cadre de la réalisation de l'ouvrage de travaux public à respecter l'environnement, nous citons à titre d'exemple

- Loi minière n°01-10 du 03/07/2001.
- Loi n°01- 20 du 12/12/2001 relative à l'aménagement et au développement durable du territoire.
- Loi n°03-10 du 19/07/2003 relative à la protection de l'environnement dans le cadre du développement durable.
- Loi n°04-20 du 24/12/2004 relative à la prévention et à la gestion des risques dans le cadre du développement durable.
- Loi n°05-12 du 04/08/2005 relative à l'eau.

L'étude d'impact d'un projet d'infrastructure portuaire en Algérie tel que projets de réalisation et d'aménagement de ports industriels, de pèche et de plaisance, se fait conformément au Décret exécutif n°07 145 du 2 Joumada el Oula 1428 correspondant au 19 mai 2007.

Une telle étude doit comprendre :

- Une analyse détaillée du projet.
- Une analyse de l'état initial du site et de son environnement.
- Une analyse des conséquences prévisibles, directes et indirectes à court, moyen et long terme du projet sur l'environnement.

III. DESCRIPTION DU PROJET

- **Promoteur du projet** : Direction des Travaux Publics de la Wilaya d'Annaba ;
- **Entreprise de réalisation :** l'entreprise portuaire d'Annaba **;**
- **Bureau d'études** : Laboratoire des Études Maritimes (LEM), établissement agréé par le Ministère de l'Environnement ;

- **Contrôle et suivis** : Hydro Marine Ingénierie (HMI), établissement agréé par le Ministère de l'Environnement.
- **Choix de la zone** : Le projet de réalisation d'un quai minéralier dans la zone portuaire de Annaba a pour objectif de développer les mines de phosphates de la région de Tébessa de répondre aux nouvelles exigences et besoins de la région. Le lieu rassemble également toutes les conditions techniques qui permettent la construction d'un quai phosphatier.

IV. PHASES DE PROJET

On distingue deux phases de projet :

• **Phase de construction** : elle contient la prospection préliminaire, l'installation de chantier, les travaux de génie civil, les terrassements, les remblayages en plus de la remise en état initial des lieux et de la gestion des déchets ;

• **Phase d'exploitation :** elle comprend l'entretien du port et de ses infrastructures, les mesures d'hygiène et de sécurité sanitaire.

V. IMPACTS ET MESURES DE PRÉVENTION, D'ATTÉNUATION OU DE COMPENSATION

V.1 Phase de construction

Tableau 1. VII : Impacts et mesures de prévention et d'atténuation en phase de construction

Composante de l'environnement	Source d'impact	Impact	Mesures de prévention et d'atténuation
Impact sur le milieu physique			
Eau	Dragage	Contamination des eaux marines et des ruissèlement	Définissions des périodes de dragage
	Pénétration de déchet dans les eaux de ruissèlement		
Sol	Terrassement et installation de chantier	Altération et changement des propriétés	Limitation des décapages et excavations
	Dépôt des déblais		
Air	Manœuvre /activité de construction	Contamination de l'aire par les émissions	Arrosage
			Couverture des camions transporteurs de matériaux
Impact sur le milieu biologique			
Faune (benthique/terrestre)	Détérioration de la qualité de l'eau et changement des pressions	Migration des espèces se a forte mobile.	Respect des périodes de repos biologique

	Vibrations et effets sonores		
Flore (benthique/terrestre)	Circulation de véhicules lourds	Perte du couvert végétale	Limitation des zones de circulation d'engins et installation de panneaux de signalisation
	Déboisement et retrait du couvert végétal.		
	Dragage		
Impact sur le milieu humain			
Emploi	L'ensemble des activités du chantier	Propagation de maladie respiratoire	Favoriser les habitants de la région
Santé et Sécurité		Risques de déversement de substances dangereuses	Mise à jour régulière des plans d'urgence

V.2 Phase d'exploitation.

Tableau 2. VII : Impacts et mesures de prévention et d'atténuation en phase d'exécution

Composante de l'environnement	Source d'impact	Impact	Mesures de prévention et d'atténuation
Impact sur le milieu physique			
Eau	Navigation et manœuvres des navires	Pollution et contamination	Analyse chimique des eaux
Sol	Déchet de pêche et d'activité portuaire		Programme de gestion des déchets
Air	Transport et manutention		
Impact sur le milieu biologique			
Faune (benthique/terrestre)	Navigation, circulation de camions et présence d'infrastructures Immergées	Déplacement et perte de la biodiversité	Suivi de la recolonisation de la végétation
	Bruit et vibration		Mise au point de mesure de préservation de la qualité des eaux de surface
Impact sur le milieu humain			
Emploi	Présence du port	Boost de l'économie locale	-

VI. CONCLUSION

L'objectif principal à atteindre est celui d'intégrer le projet dans l'environnement qu'il traverse avec le minimum de nuisances économiques, environnementales et écologiques.

CONCLUSION GENERALE

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

En ce qui concerne le volet technique de l'étude, et à la fin de mon stage, j'ai pu comprendre la méthode de vérification de la stabilité externe (glissement, renversement, poinçonnement) et interne (dimensionnement et ferraillage) et cela pour les deux cas statique et dynamique.

- La collecte et l'analyse des données ;
- Hypothèses de calcul et choix des matériaux ;
- Calcul des contraintes et des sollicitations ;
- Vérification de stabilité des ouvrages ;
- Ferraillage des différentes sections.

Ce projet m'a permis d'approfondir mes connaissances théoriques et pratiques acquises lors de mon stage et les mettre en application dans le domaine des travaux maritimes qui est un domaine vaste touchant plusieurs branches des Travaux Publics telles que la RDM, la MDS, génie parasismique et le Béton Armé.

La résolution de ces problèmes était ma source de motivation. J'ai comme devise de résoudre toutes les difficultés et de faire de mon mieux pour l'établissement d'un travail correcte et conforme aux règles de l'art. Les recherches bibliographiques et les entretiens avec les professionnels du domaine (ENSTP, DTP et LEM) mont été très bénéfiques. Je me suis inspiré des notes de calcul traitant des ouvrages similaires et je me suis appuyé sur des documents et normes applicable (méthode proposée par la Société Générale de Technique et d'Etude initié par le Laboratoire Central d'Hydraulique de France).

BIBLIOGRAPHIE

Cours :

- **M. BENREDOUANE :** Cours de béton armé 4éme année. Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP), (Année 2018-2019).
- **M.BADAWI :** Cours de mécanique des sols 4ème année. Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP), (Année 2018-2019).
- **Mr. BOUHNICHE :** cours de travaux maritimes. Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP). Année (2019-2020).

Règlements :

- Règles BAEL 91 révisées 99 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites. Fascicule 62, titre 1er du CCTG – Travaux section 1 : béton armé. (Février 2000). Généré par i- Reef – Ed. S150 (Décembre 2007). IUP génie civil, faculté des sciences et technologie, La Rochelle. France.
- Règlement Parasismique Applicable aux domaines des bâtiments RPA (Année 2008).

Livres :

- J. CHAPON : Travaux Maritimes TOM I : Le milieu marin – Le navire – La navigation –Les côtes – Les ouvrages extérieures des ports maritimes (Année 1972). Ed. Eyrolles 1984, Paris, France[1]
- J. CHAPON : Travaux Maritimes TOM II : Les ouvrages intérieurs des ports maritimes –Dégagement des accès et plans d'eau des ports (Année 1974). Ed. Eyrolles 1975, Paris, France.[2]
- S. TIMOSHENKO : Résistance des matériaux deuxième partie (théorie développée et problèmes).[3]
- Photologie des ouvrages portuaire, notice n° P08-02. Edition centre étude technique maritime et fluviaux (2008).[4]
- Gestion technique des ouvrages portuaire en France revue parlai, éditions parlai CFL (2009)[5]

Logiciels :

- Autodesk Auto-cad 2013 ;
- Autodesk robot 2015 ;
- Microsoft Excel 2019.

Annexe 01

ANNEXE 01

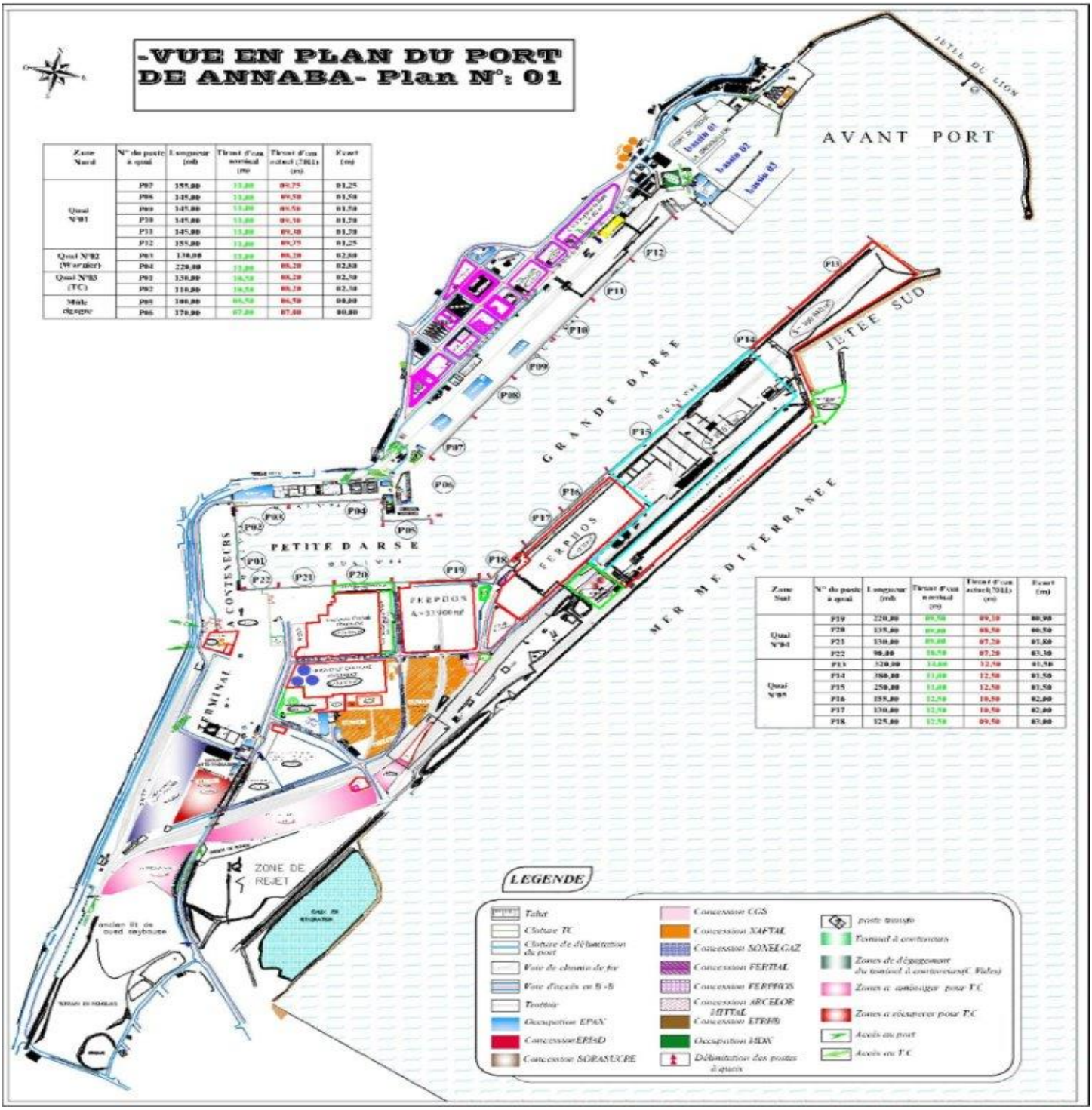


Figure 1.1 : plan de masse du port d'Annaba

Annexe 02

ANNEXE 02

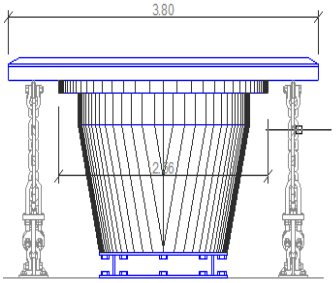


Figure 1.2 :vu en plan de Défense Tronconique inversée (S1600typeE2.9)

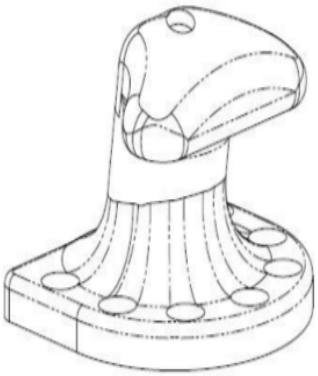


Figure 2.2 : Bollard 200 t

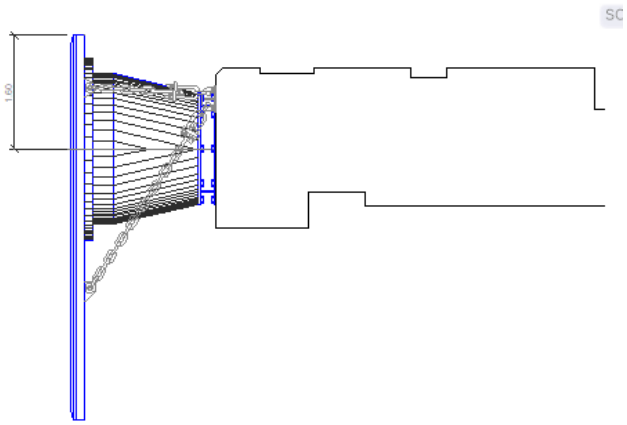


Figure 3.2 : vu verticale de Défense Tronconique inversée (S1600typeE2.9)

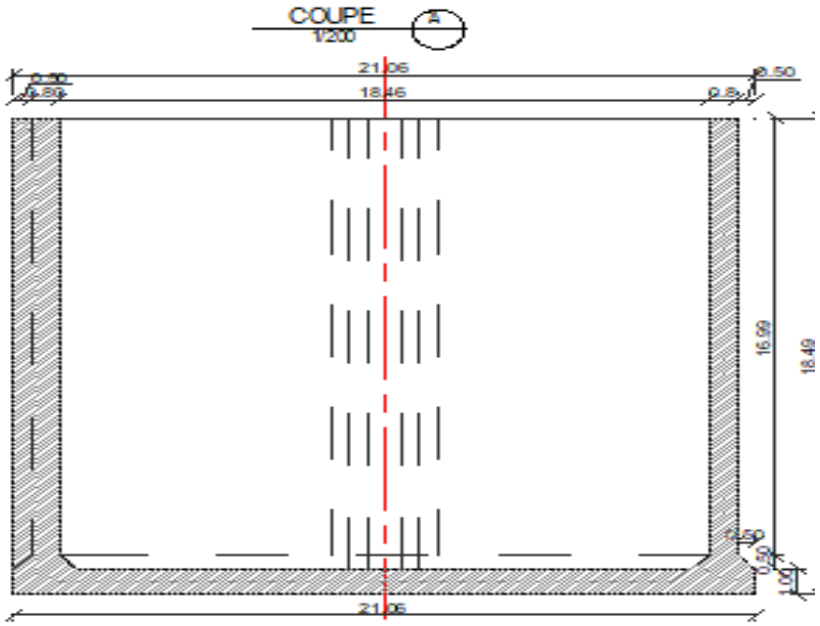


Figure 4.2 : Elévation du caisson

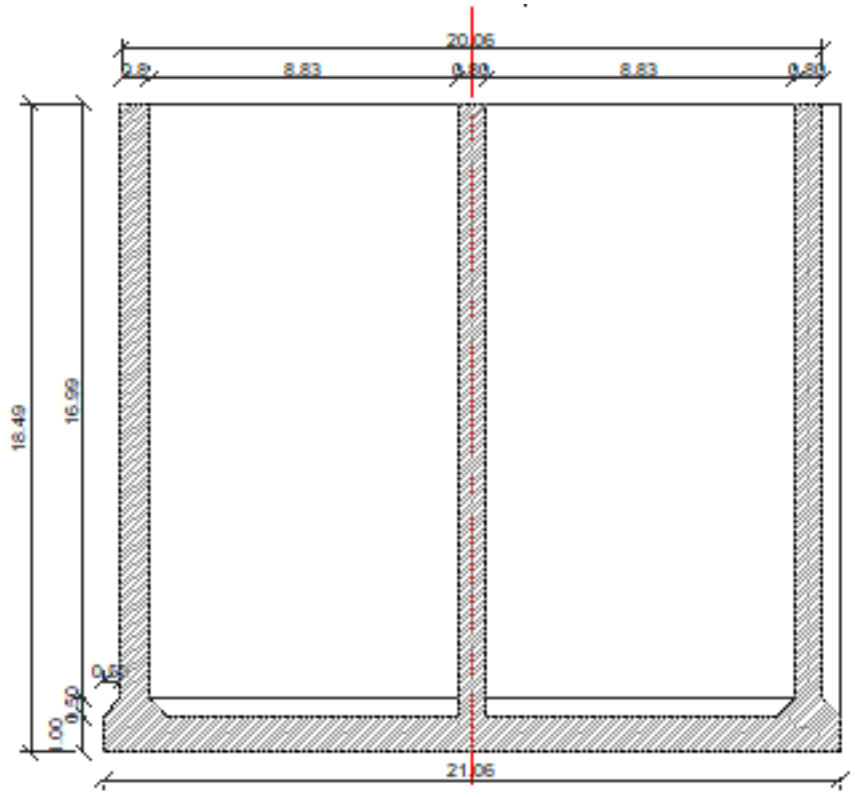


Figure 5.2 : Section 2-2 du caisson

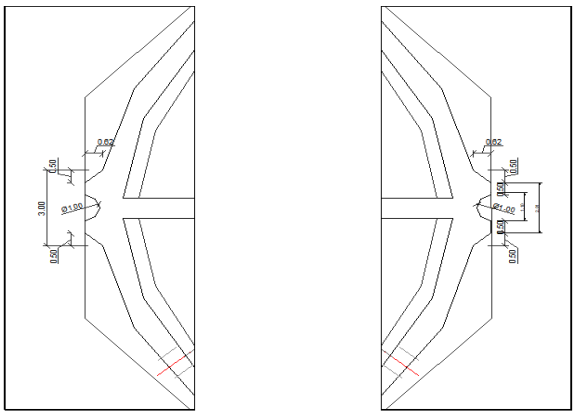


Figure 6.2 :sématisation de clé jenction

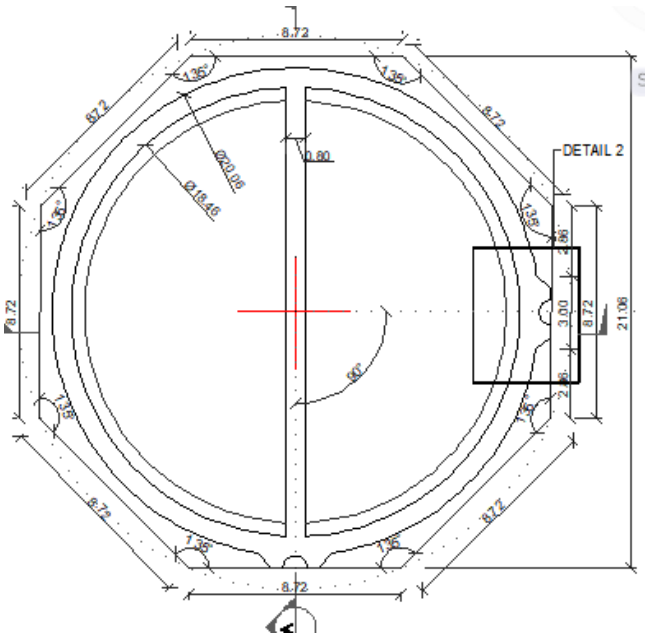


Figure 7.2 : Vue de dessus du caisson

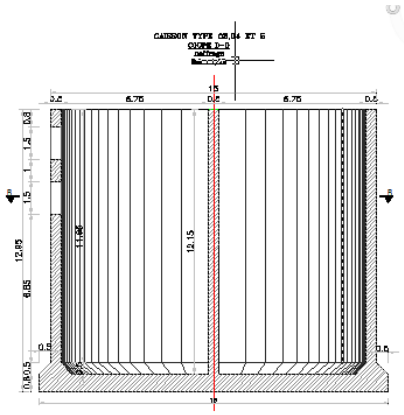


Figure 8.2 :sématisation du coffrage du caisson

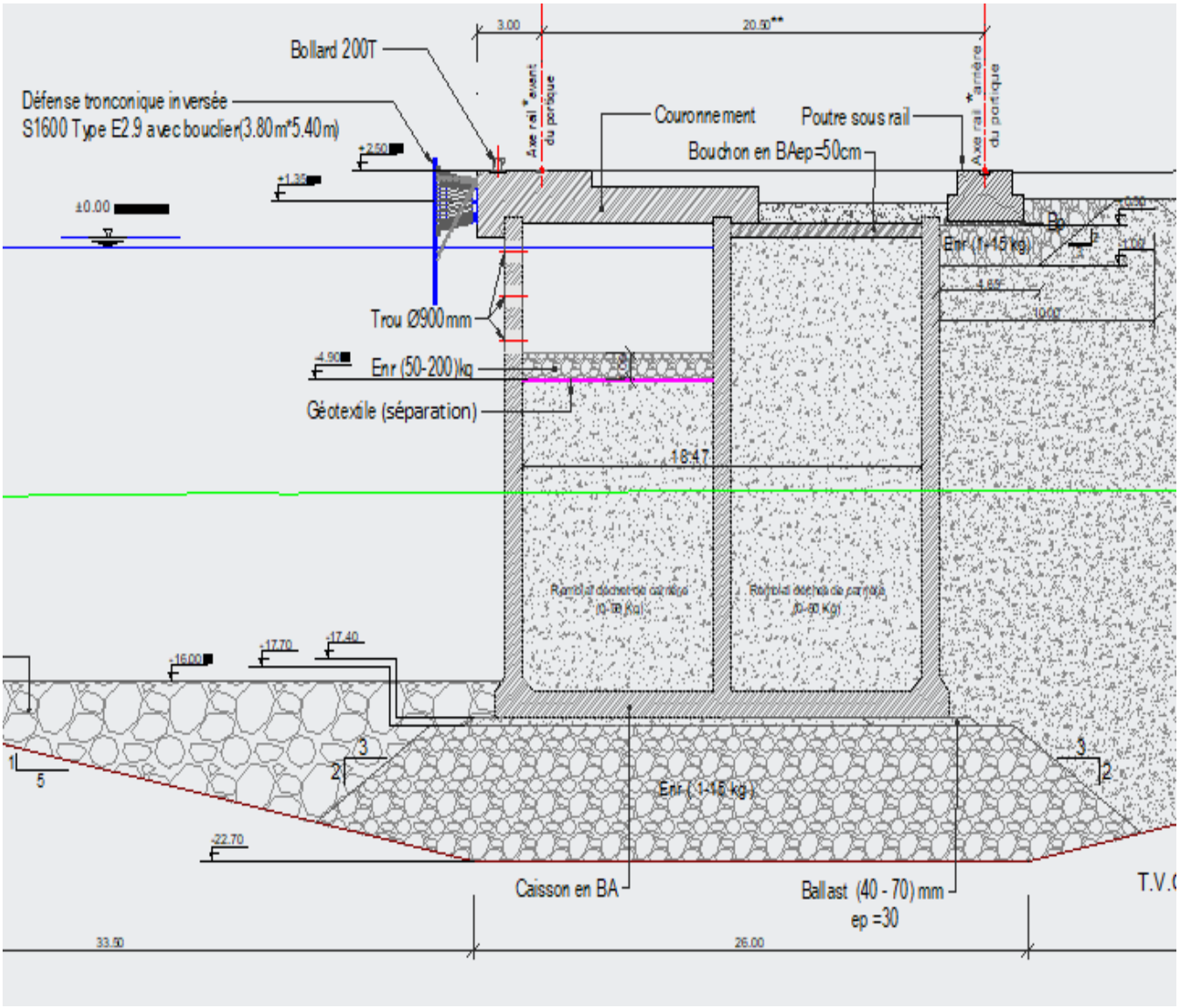


Figure 9.2 : vue générale du quai « caisson var 01 »

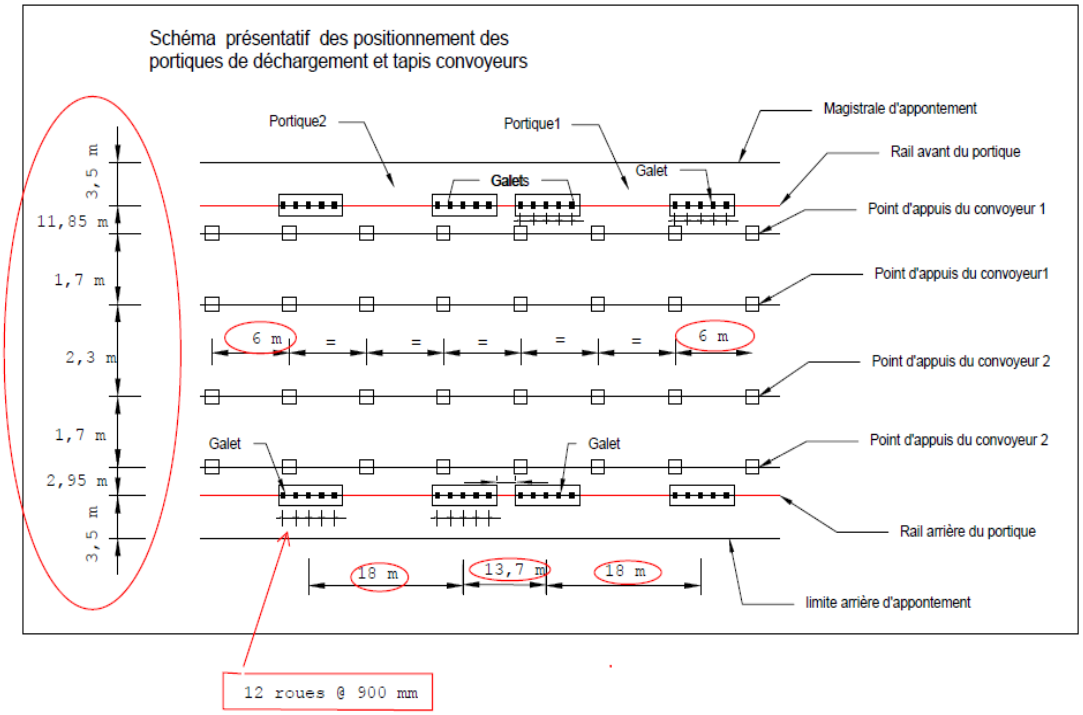
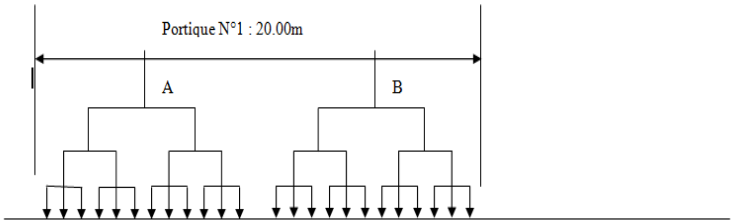


Figure 10.2 : présente les distances entre axes des rails des portiques et tapis convoyeurs

Répartition des galets sur la poutre côté avant d'appontement :



Répartition des galets sur la poutre côté arrière d'appontement :

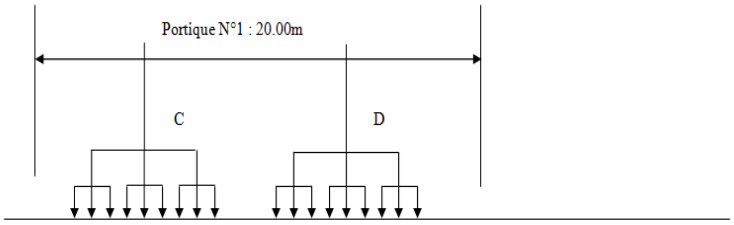


Figure 11.2 : coupe logitudinale du portique

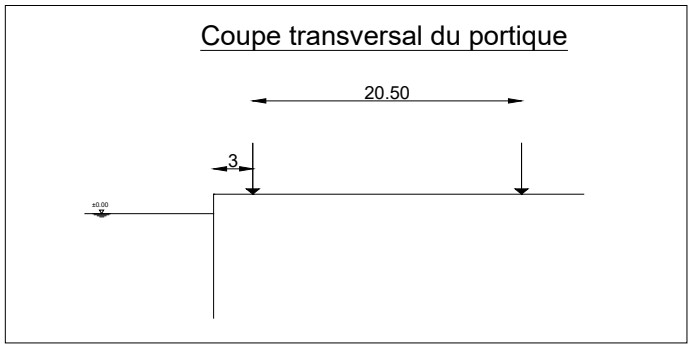


Figure 12.2 : coupe transversale du portique

Tableau 1.2 : Valeurs de N_γ,N_q et N_c en fonction de φ (d'après CAQUOT et KERISEL)

φ	N_γ	N_q	N_c	φ	N_γ	N_q	N_c
36	56.6	37.8	50.60	41	113	64.20	75.40
37	67.00	42.8	55.70	42	133	73.90	83.90
38	79.50	48.90	61.40	43	164	88.40	93.77
40	94.50	56.00	67.90	44	199	99.0	105.00

Annexe 03

ANEEXE 03

Tableau 1.3 : section nominale des barres

Diamètres nominal (mm)	Masse (kg/m)	Nombre des 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	**0.5**	**1.0**	**1.51**	**2.1**	**2.51**	**3.02**	**3.52**	**4.02**	**4.52**
10	0.631	**0.79**	**1.57**	**2.36**	**3.14**	**3.91**	**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**	**4.08**	**6.03**	**8.04**	**10.05**	**12.06**	**14.07**	**16.08**	**18.10**
20	2.45	**3.14**	**6.28**	**9.42**	**12.57**	**15.71**	**18.85**	**21.99**	**25.13**	**28.27**
25	3.82	**4.91**	**9.82**	**14.73**	**19.63**	**24.54**	**29.45**	**34.36**	**39.27**	**44.18**
32	6.27	**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**
		SECTION NOMINALES EN CM²								

Tableau 2.3 : Valeur de μ

Rapport de γ	**Résistance caractéristique du béton fc28 (MPa)**		
	30	**32**	**35**
1.35	0.3159	0.3236	0..3341
1.38	0.3229	0.3307	0.3413
1.40	0.3299	0.3378	0.3485
1.45	0.3476	0.3558	0.3668
1.50	0.3548	0.3652	0.3742

Tableau 3.3 : Symboles de charge pour le calcul du moment fléchisant du mur de sépration

Symboles de charge	Description de charge
P_S	Pouséé de sable
P_e	Pousée de l eau
P_H	Pousée hydrodynamique

Tableau 4.3 : Les combinaisons de charges pour le calcul du moment fléchisant du mur de sépration

Etat	Combinaison de charges
ELU	$1.35(P_S+ P_e)$
ELS	$P_S+ P_e+P_H$

- **Résultats de la modélisation du mur de séparation**

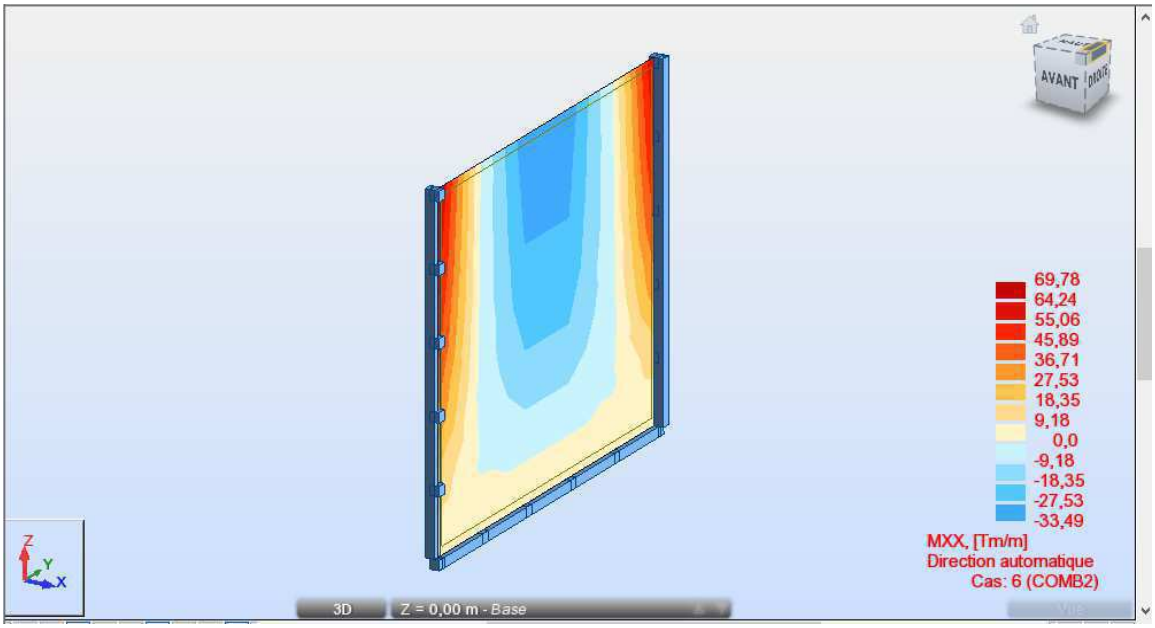


Figure 1.3 : moment fléchissant de mur de séparation selon x(ELS)

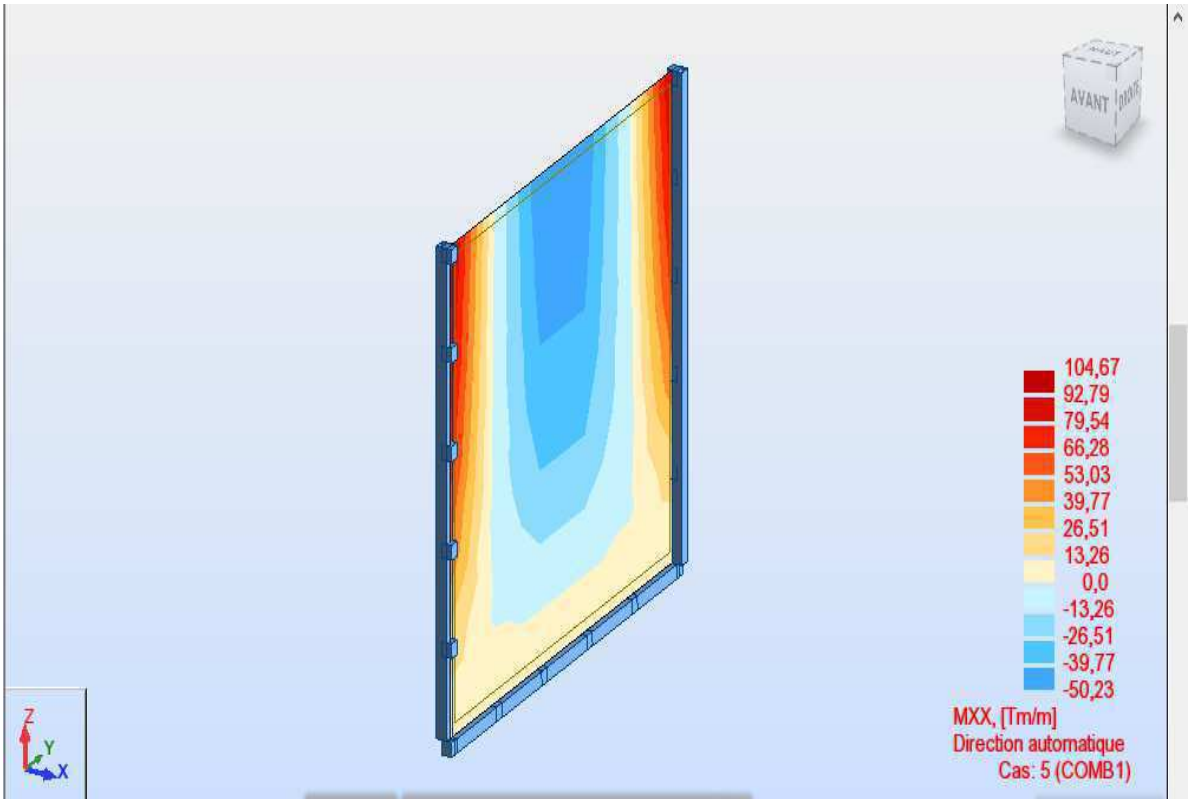


Figure 2.3 : Moment fléchissant de mur de séparation selon x (ELU)

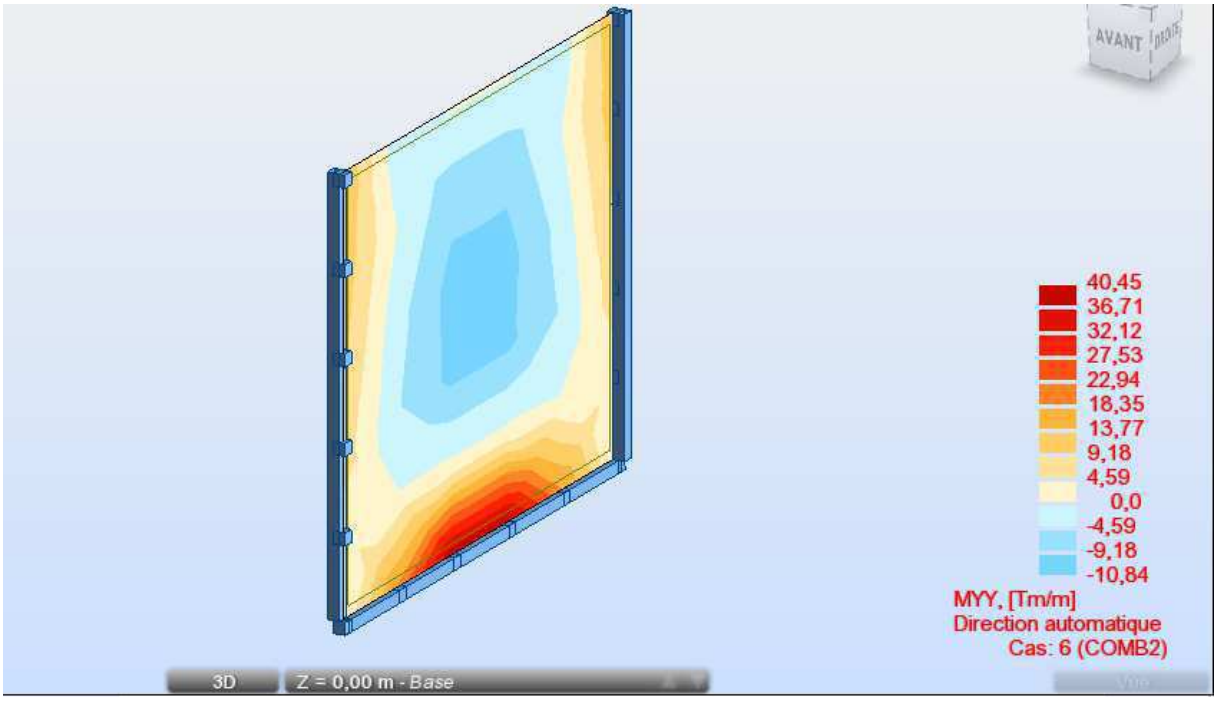


Figure 3.3 : Moment fléchissant de mur de séparation selon y (ELS)

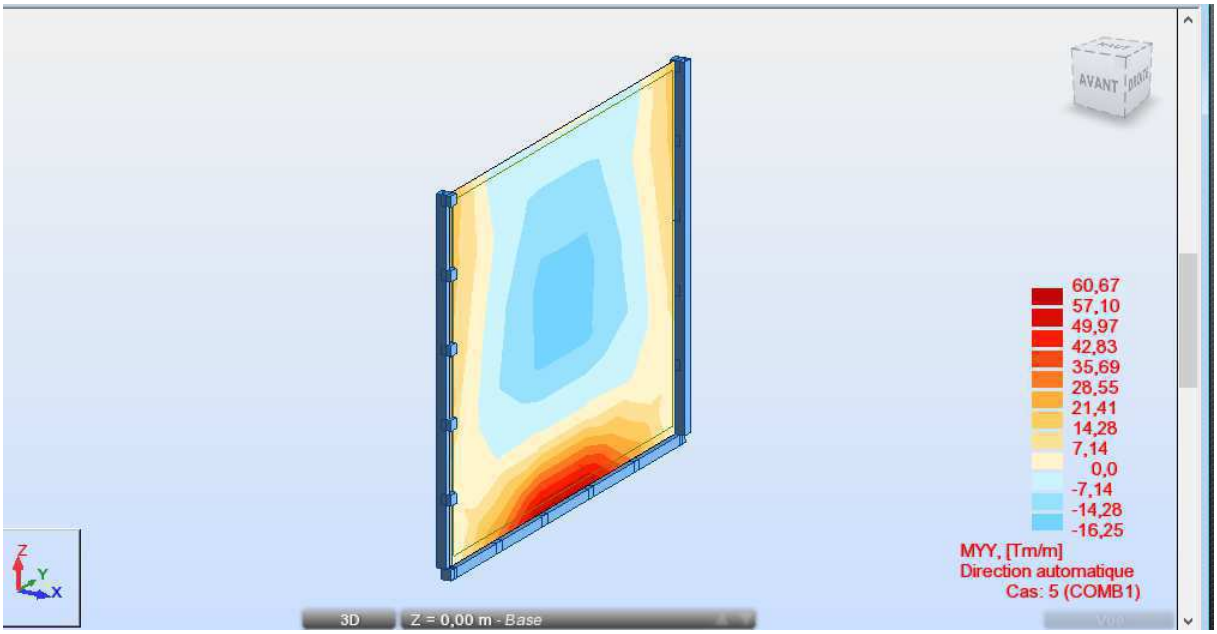


Figure 4.3 : Moment fléchissant de mur de séparation selon y (ELU)

- **Les combinaisons de charges pour le calcul du moment fléchisant du poutre de cournement**

Tableau 5.3 : Symboles de charge pour le calcul du moment fléchisant du poutre de cournement

Symboles de charge	Description de charge
PP	poides propre de cournement
S_C	surcharge
C_P	Charge de portique de déchargement
F_A	Force du au Accostage

Tableau 6.3: Combinaison de charges pour le calcul du moment fléchisant du poutre de cournement

Etat	Combinaison de charges	
E.L. U	Cas 1	1.35 PP+1.5($S_C + C_P + F_A$)
	Cas 2	1.35 PP+1.5 S_C
	Cas 3	1.35 PP+1.5 C_P
E.L. S	Cas 1	PP+ $S_C + C_P + F_A$
	Cas 2	PP+ S_C
	Cas 3	PP+C_P

Résultats de la modélisation

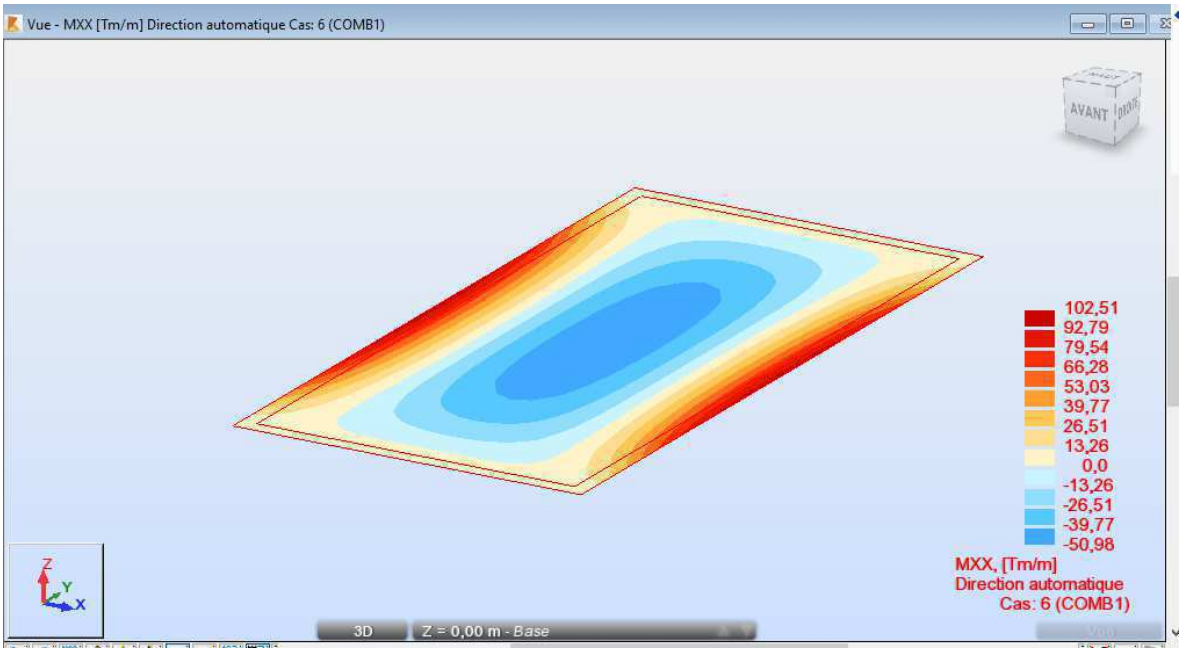


Figure 5.3 : Moment fléchissant du couronnement selon x (ELU) com (2)

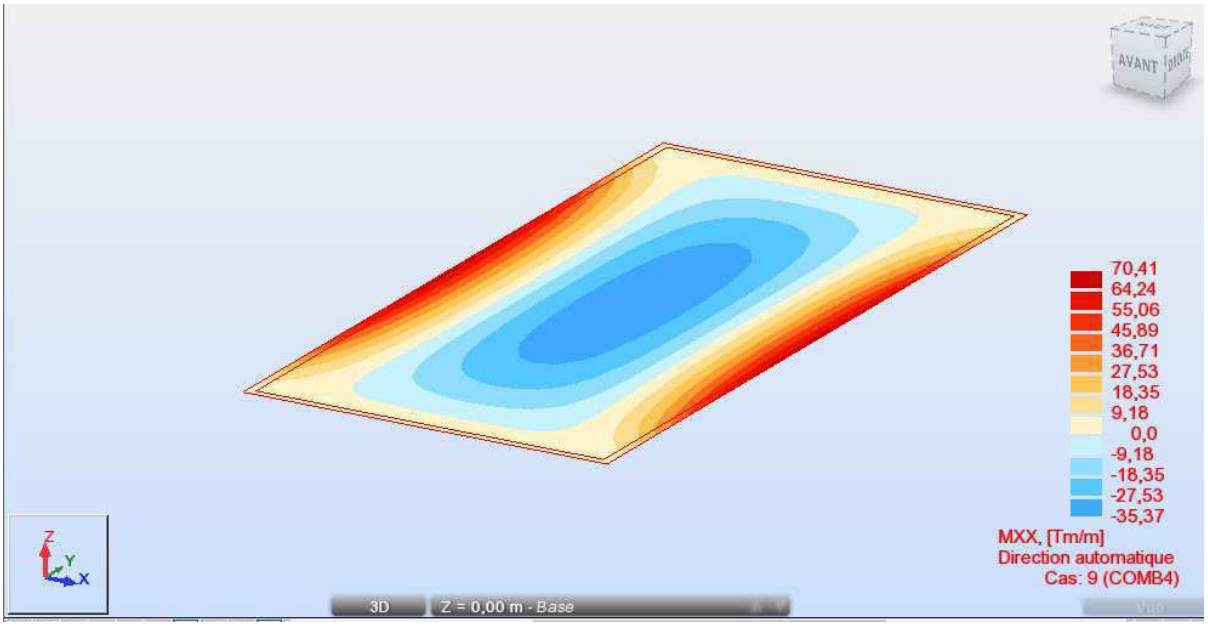


Figure 6.3 : Moment fléchissant du couronnement selon x (ELS) com2

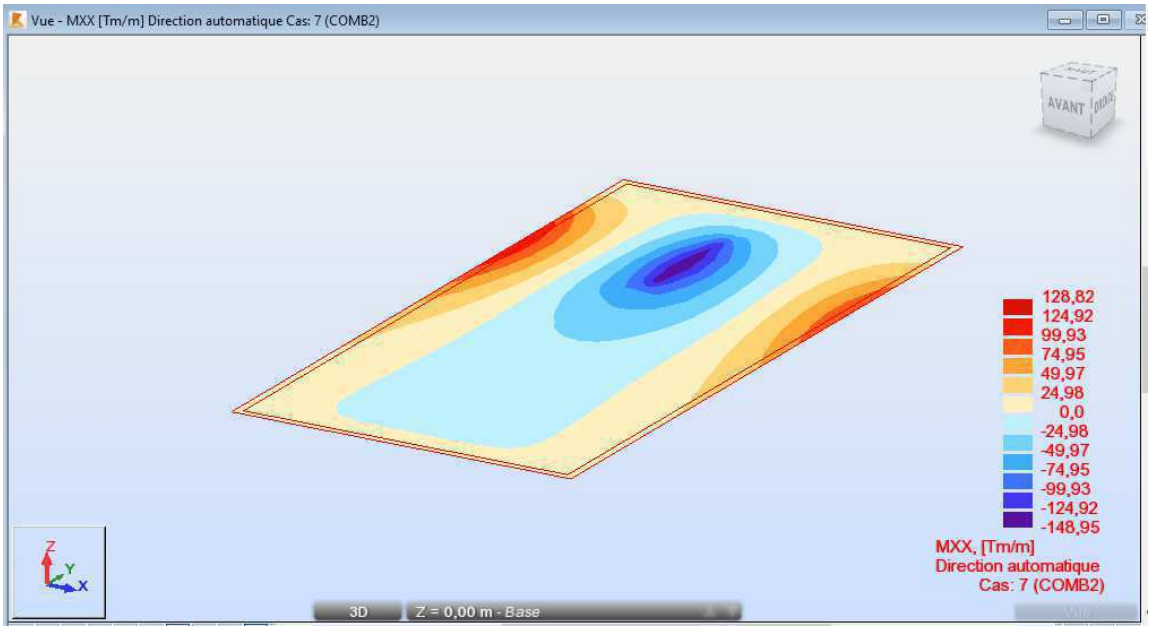


Figure 7.3 : Moment fléchissant du couronnement selon x (ELU) com (3)

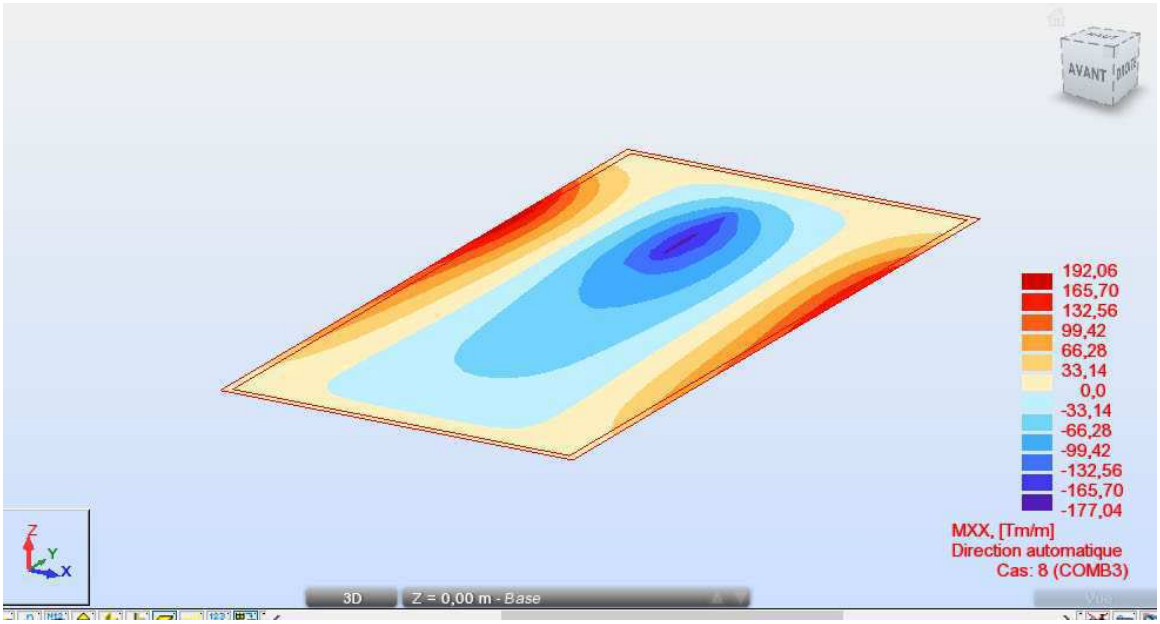


Figure 8.3 : Moment fléchissant du couronnement selon x (ELU) com (1)

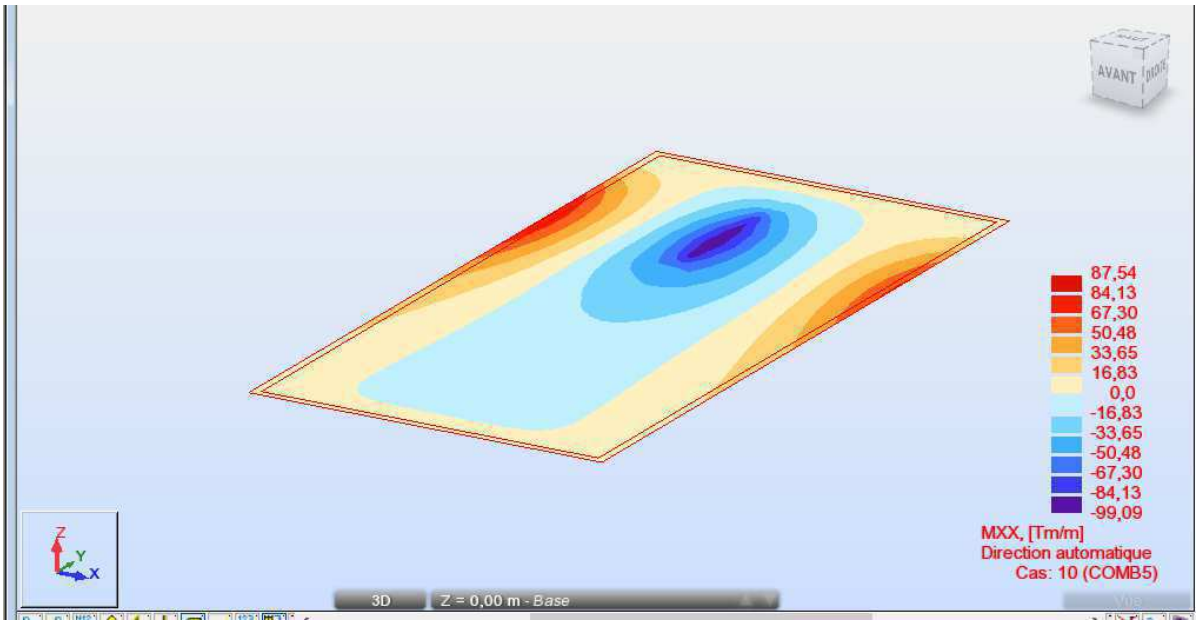


Figure 9.3 : Moment fléchissant du couronnement selon x (ELS) com (3)

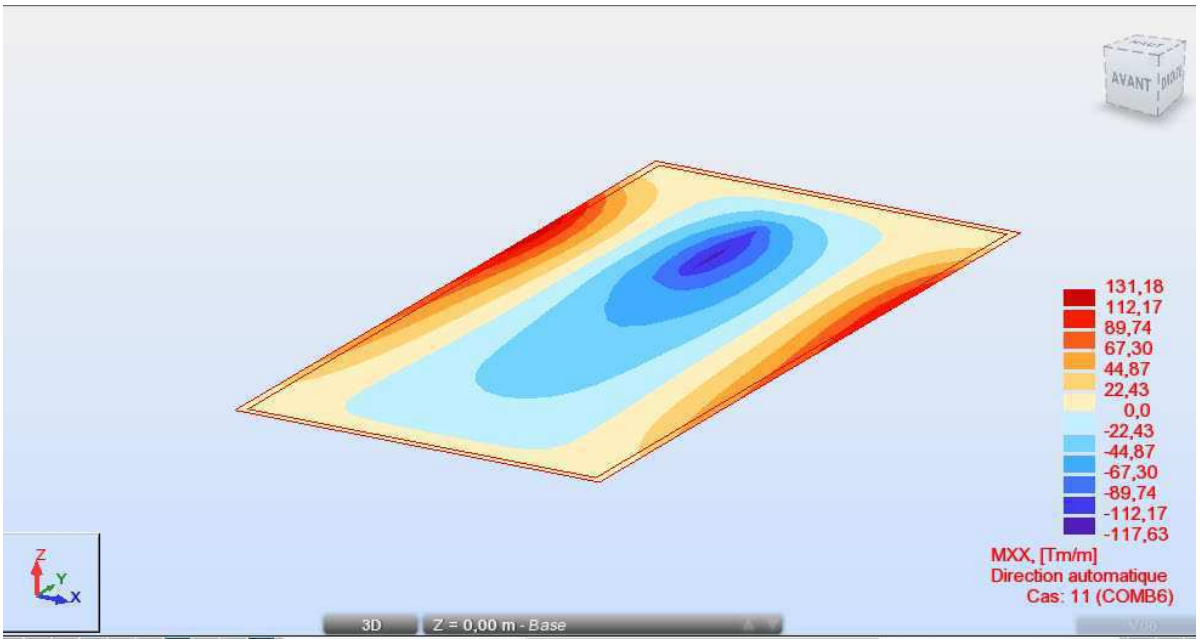


Figure 10.3 : Moment fléchissant du couronnement selon x (ELS) com (1)

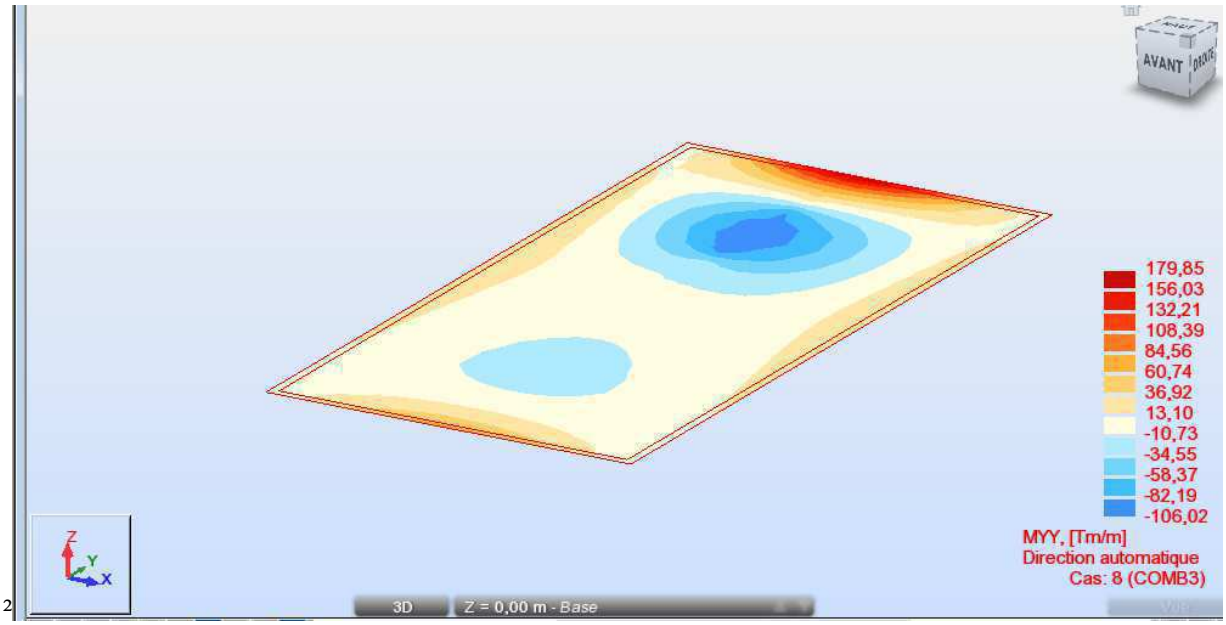


Figure 11.3 : Moment fléchissant du couronnement selon y (ELU) com (1)

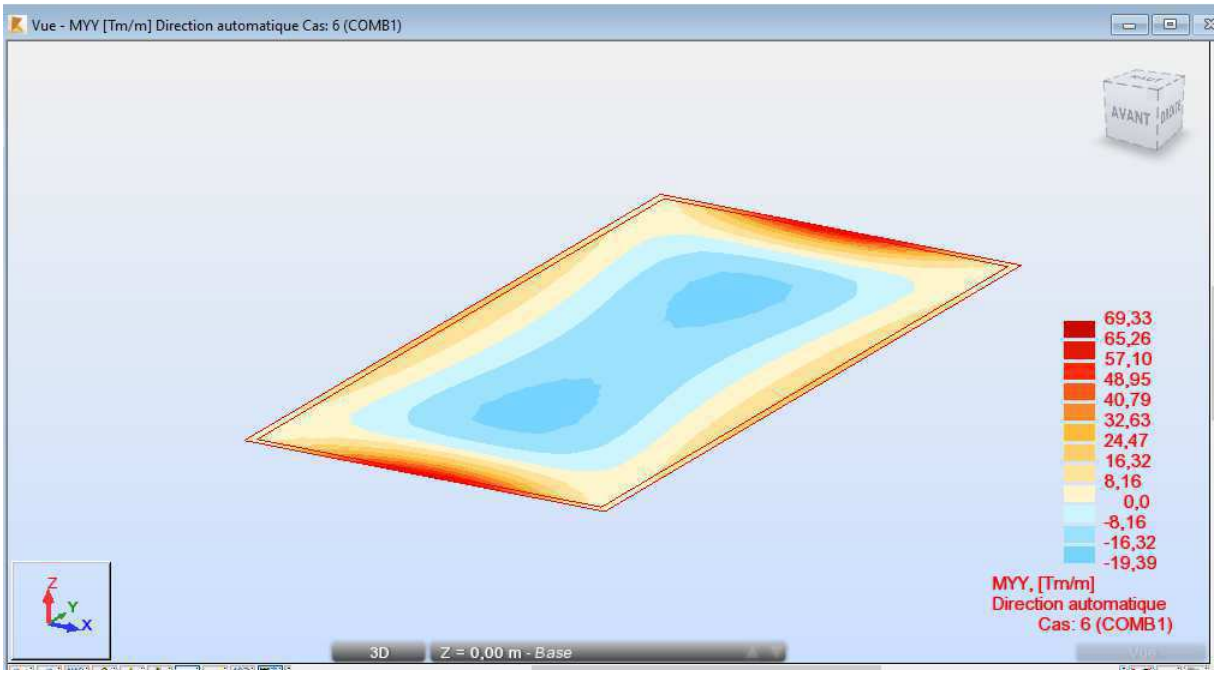


Figure 12.3 : Moment fléchissant du couronnement selon y (ELU) com (2)

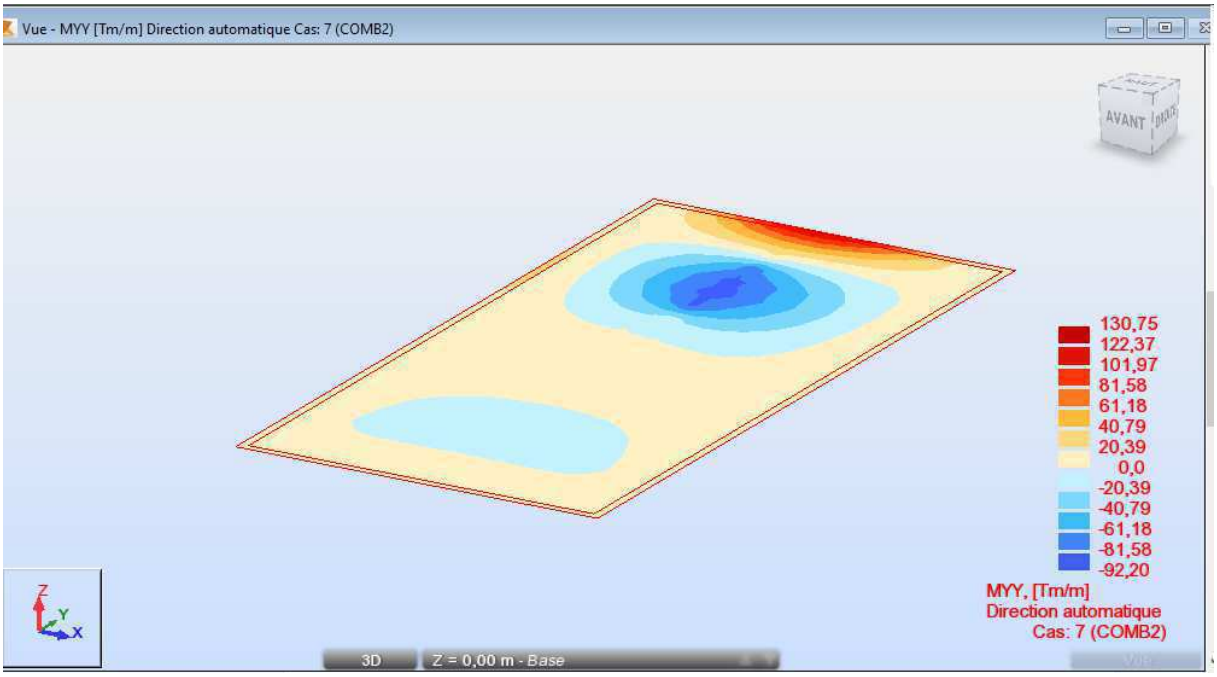


Figure 13.3 : Moment fléchissant du couronnement selon y (ELU) com (3)

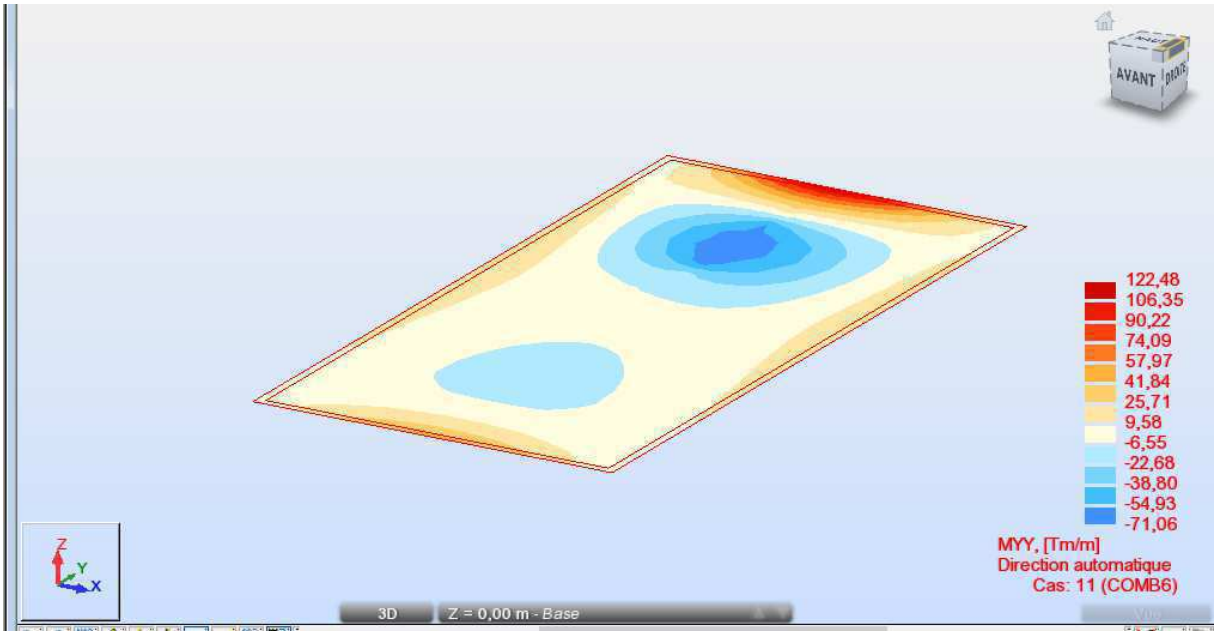


Figure 14.3 : Moment fléchissant du couronnement selon y (ELS) com (1)

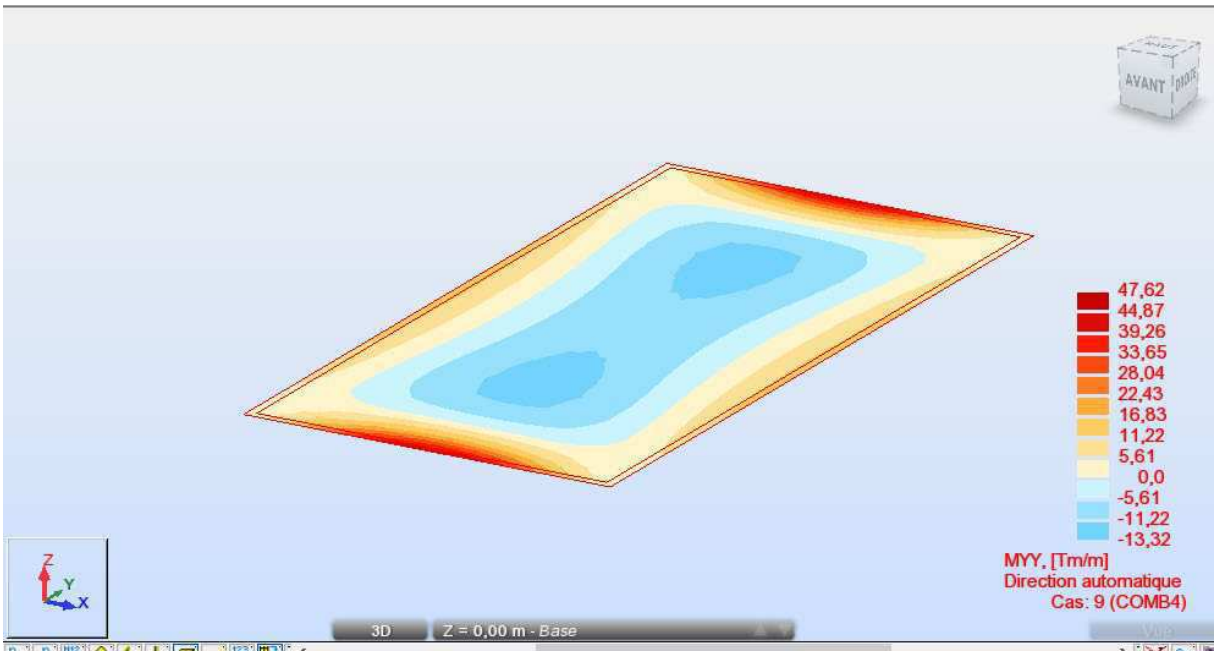


Figure 15.3 : Moment fléchissant du couronnement selon y (ELS) com (2)

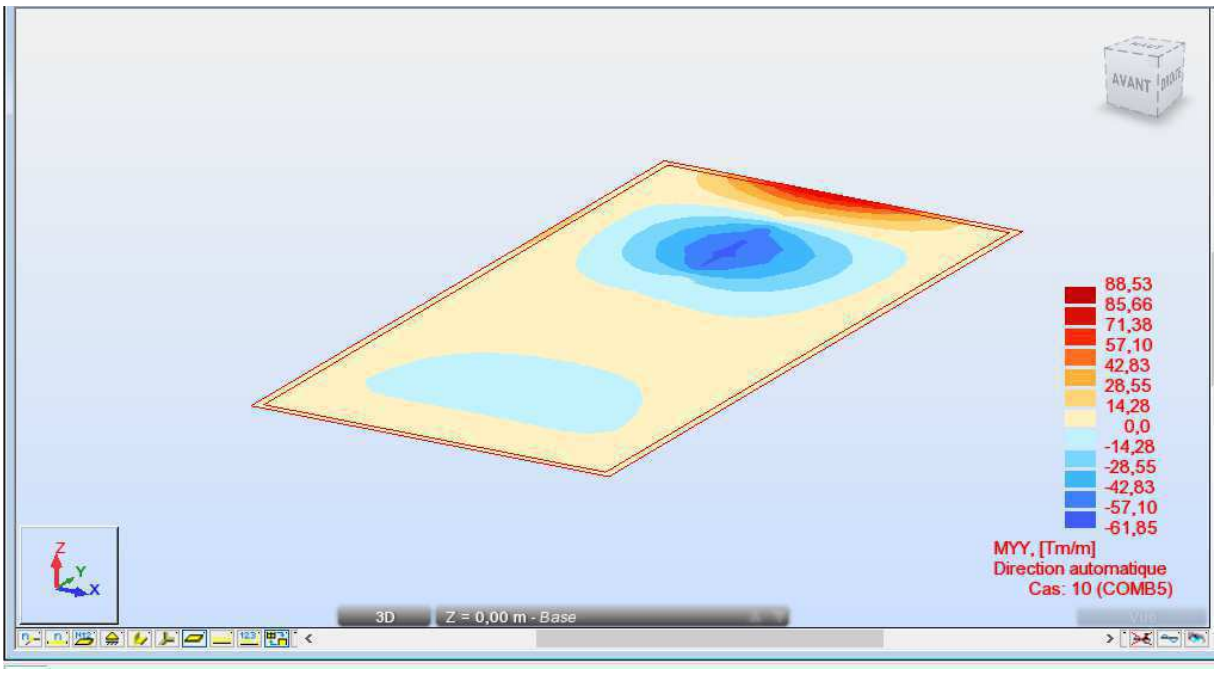
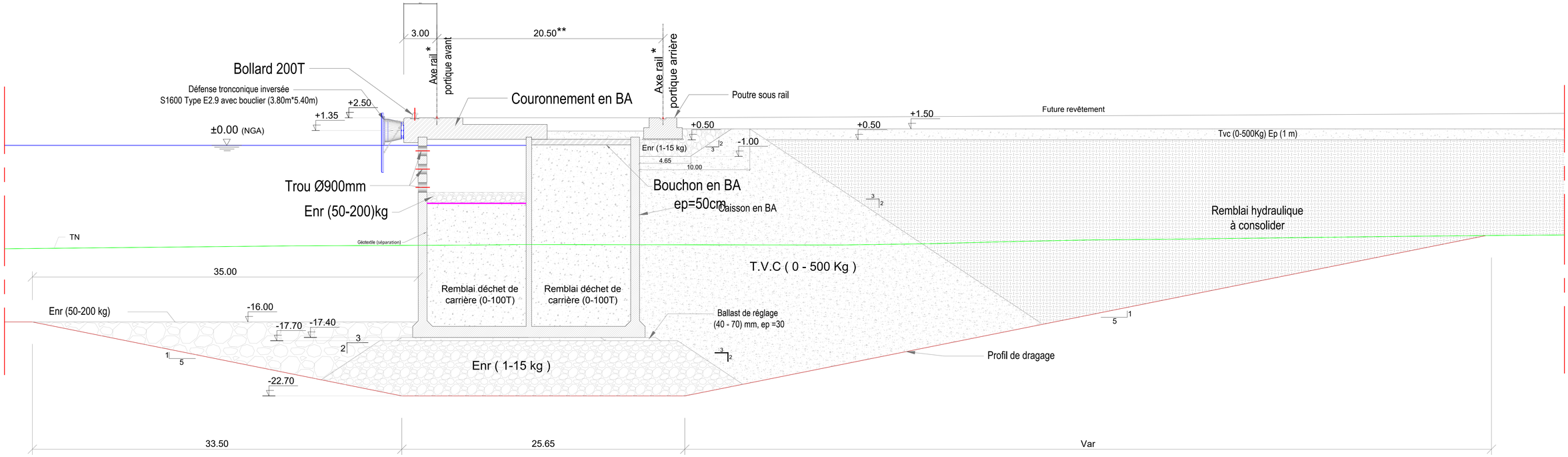
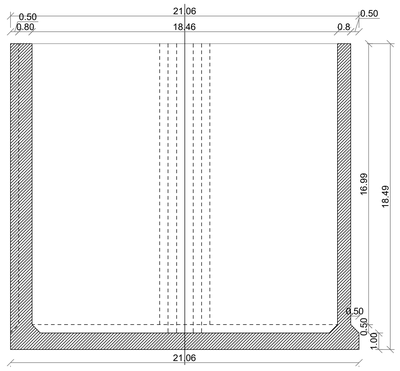


Figure 16.3 : Moment fléchissant du couronnement selon y (ELS) com (3)

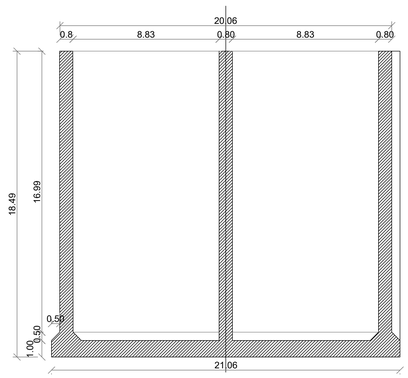
COUPE TRANSVERSALE DE QUAI Ech 1/150



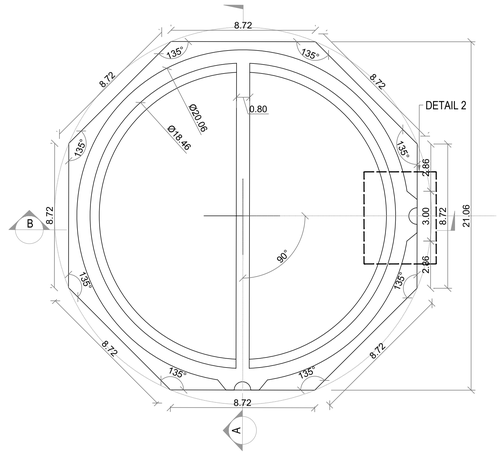
COUPE A-A Ech:1/150



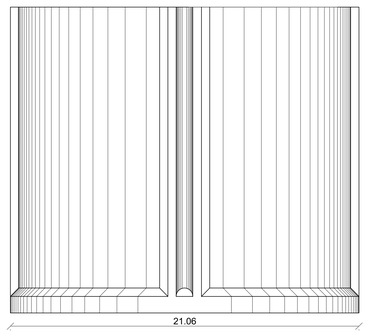
COUPE B-B Ech:1/150



VUE EN PLAN DE CAISSON Ech:1/150



VUE EN ELEVATION DE CAISSON Ech:1/150



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

National School of Built and Ground Works Engineering
Francis Jeanson

enstp
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
ÉCOLE NATIONALE SUPÉRIEURE DES TRAVAUX PUBLICS

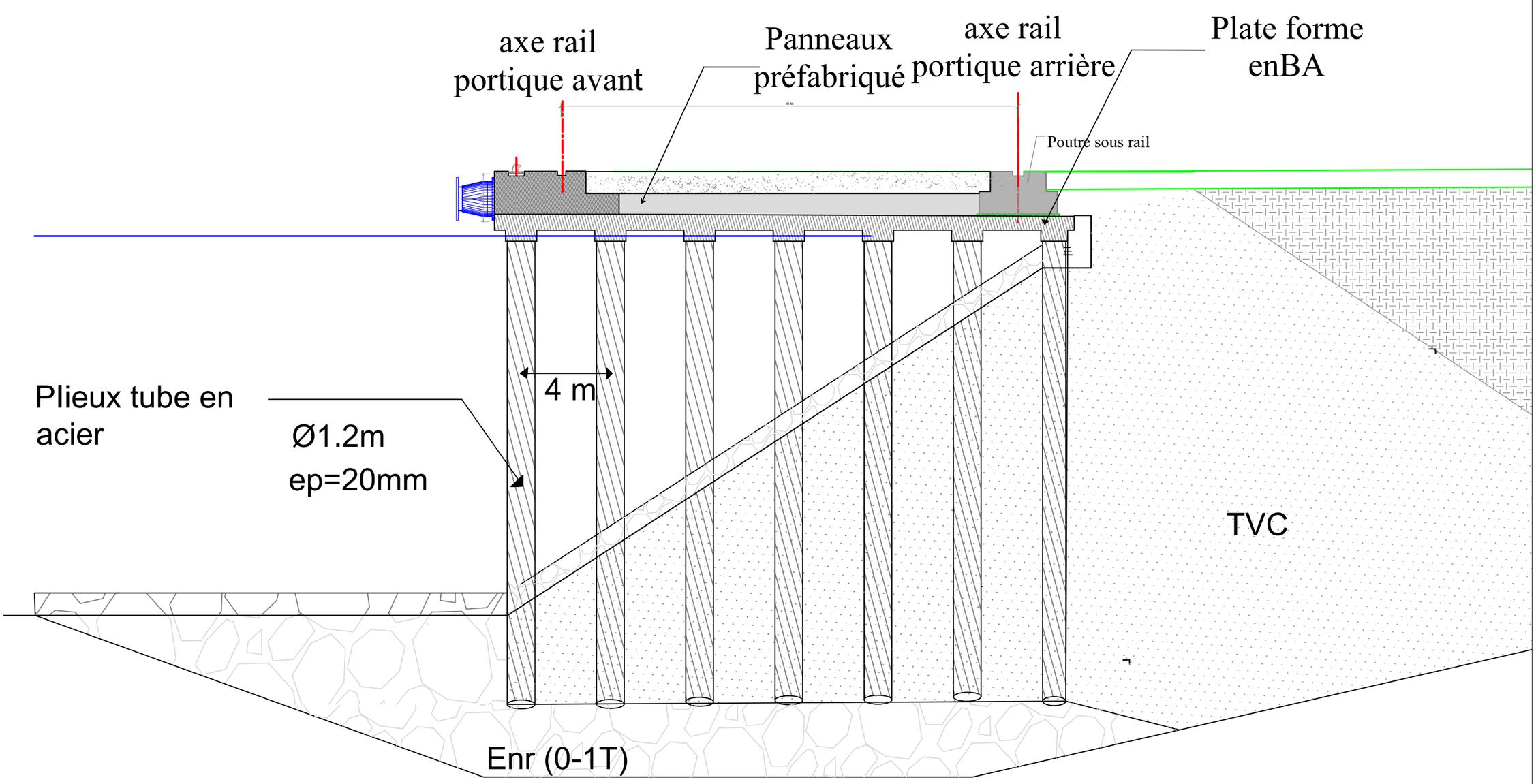
PROJET DE FIN D'ETUDES

INTITULE : ETUDE DE DIMENSIONNEMENT ET VERIFIER LA STABILITE DU QUAI

AUTEURS DE PROJET:	M : BOURBIA Amer
ENCADRE PAR :	M : LAKHDARI Boudjemaa
	M : RAHMANI Daouadi
PLANCHE N°01	QUAI EN CAISSON
ECHELLE	VOIR PLAN
ANNEE UNIVERSITAIRE	2019 / 2020

Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
Fax : (023) 70 19 38 **Site web :** www.enstp.edu.dz
Tel : (023) 70 19 04 **E-mail :** enstp@enstp.edu.dz

Coupe transversale de quai sur pieux



- variante 2 -