

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

W2729-19 2



المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

فرنسيس جانسون

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

## Mémoire

Pour l'Obtention du Diplôme d'Ingénieur d'Etat

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures



## Thème

ETUDE DE REALISATION D'UN QUAI  
CEREALIER DANS LE CADRE DU PROJET  
D'EXTENSION DU PORT MIXTE DE DELLYS

Présenté par :

OUKACI Nadhir  
SMAIL El Hadi

Encadré par :

Pr TAKI Mohamed  
Ing ADEL Ahmed

Promotion 2018 /2019

# Remerciements

*Après avoir rendu grâce à Dieu le Tout Puissant, il apparait opportun de commencer ce mémoire par des remerciements à tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à l'élaboration de ce projet de fin d'étude.*

*En premier lieu, nous tenons à remercier vivement Monsieur **ADEL Ahmed**, notre maitre de stage, pour son suivi et son énorme soutien qu'il nous a prodigué tout au long de la période du projet.*

*Nous présentons nos sincères gratitudes à notre Encadreur **Pr.TAKI Mohammed**, qui a mis à notre profit une qualité d'enseignement irréprochable et des conseils techniques d'une très grande valeur.*

*Aussi, nous tenons à remercier l'ensemble du personnel du LEM, notamment Monsieur **B.BELAID**, pour son aide et son orientations, et Mr **A.FERKOUZ**, Mr **I.KERROUM** et Mr **A.BOUCKETTA** ainsi que Mme **N.I. MOUHOUBI** pour l'accueil qu'ils nous ont réservé et les explications qu'il nous ont donné sur le domaine maritime.*

*Nous remercions aussi par avance les respectables membres du jury pour bien vouloir nous accorder de leur temps précieux pour commenter, discuter et juger notre travail.*

*Enfin, nous exprimons notre gratitude à tout l'ensemble de l'**ENSTP**.*

55178/10

## *Dédicaces*

*A mes chers parents, pour tous leurs sacrifices, leur amour, leur tendresse, leur soutien et leurs prières tout au long de mes études,*

*A ma sœur pour ses encouragements permanents, et son soutien moral,*

*A mon beau-frère*

*A ma chères nièces « Maria »*

*Aucun mot, ni aucun signe ne pourront décrire votre implication dans mon épanouissement.*

*Que ce travail soit l'accomplissement de vos vœux tant allégués, et le fruit de votre soutien infailible.*

*Merci d'être toujours là pour moi.*

*A mon binôme « Lhadi » pour le frère qu'il était, et qu'il restera pour moi*

*A tous mes amis*

*Pour une sincérité si merveilleuse... jamais oubliable, en leur souhaitant tout le succès... tout le bonheur*

*A toute personne*

*Qui m'a aidé à franchir un horizon dans ma vie...*

*A ceux qui m'aiment.*

*Nadhir*

## *Dédicaces*

*A ceux qui m'ont mis au monde et qui ont toujours été à mes côtés, qui m'ont soutenu et encouragé durant mon parcours d'étude, qui m'ont guidé sur le chemin du bonheur, puisse le tout puissant vous préserver et vous donner santé et longue vie mes chers parents.*

*A ma sœur Amel et son mari Lamine.*

*A mon frère Lotfi.*

*A mon cousin Mohamed qui me déposait chaque matin à l'école.*

*A mon binôme Nadir et à toute sa famille.*

*A tous mes amis et camarades de classe.*

*A la mémoire de mes défunts grands-parents paternels Kebir et Oum el kheir et mes grands-parents maternels Mohamed et Zahra.*

*A ceux qui m'aiment.*

*Dieu merci.*

*Elhadi*

## ملخص

في إطار اعداد مشروعنا لنهاية المشوار الدراسي هذا المشروع يهدف الى تطبيق جميع المعارف المكتسبة خلال السنوات الدراسية في المدرسة كما يهدف الى دمجنا في الحياة المهنية.

الموضوع المعالج المقترح من طرف مخبر الدراسات البحرية و يتعلق بدراسة انشاء رصيف حبوبي في إطار توسيع الميناء المختلط لمدينة دلس.

لتطوير هذا العمل المتواضع نبدأ بجمع المعلومات و البيانات المتعلقة بالمشروع و المتمثلة في :

- معطيات حول الارصاد الجوية، علوم المحيطات، فيزيائية و هيدرولوجية.
- معطيات حول الموارد السمكية لتحديد المتطلبات الخطية لرسو السفن و كذا المساحات الخاصة.

بعد تحليل كل المعطيات، تمكنا من إقتراح شكلين هيكليين و بفضل التحليل المتعدد المعايير تمكنا من اختيار الشكل الأمثل و الأكثر ملائمة لهذا المشروع.

بعد هذا قمنا من جهة بتحديد قيم القوى المؤثرة على الرصيف ثم التحقق من التوازن الخارجي (الإنزلاق، الانقلاب و اختراق التربة)، و من جهة أخرى التحقق من التوازن الداخلي (حساب مساحات التسليح) بإستعمال النمذجة الرقمية.

الكلمات المفتاحية منشآت بحرية ، أمواج، منشآت الحماية، قوى، رصيف، منشآت لركن السفن.

## RESUME

Dans le cadre de la préparation de notre projet de fin d'études, ce projet a pour vocation de mise en application de l'ensemble des connaissances acquises au cours des années d'études à l'école et vise à nous intégrer dans la vie professionnelle.

Le thème traité est proposé par le Laboratoire d'Etudes Maritimes (LEM) et il s'agit de l'étude de réalisation d'un quai céréalier dans le cadre du projet d'extension du port mixte de Delys.

Pour l'élaboration de ce modeste travail on débute par la collecte d'informations et des données sur le projet qui sont :

- Les données météorologiques, océanographiques, physiques et hydrologiques,
- Les données relatives aux ressources halieutiques pour définir les besoins en linéaire (ouvrage d'accostage) et en surface de terre-plein.

Après avoir analysé toutes les données nous avons pu proposer deux variantes d'aménagement, et grâce à l'analyse multicritères on a pu choisir la variante la plus optimale et la plus adaptée à ce projet.

Ensuite nous avons procédé d'une part à l'évaluation des efforts et les sollicitations agissantes sur le caisson, afin de vérifier la stabilité externe (glissement, renversement et poinçonnement), et d'autre part vérifier la stabilité interne (calcul des sections d'armatures) en s'appuyant sur la modélisation numérique.

**Mots clés :** ouvrage maritime, houles, digue, sollicitations, quai, ouvrages d'accostages.

## ABSTRACT

As part of the preparation of our graduation project, this project aims to apply all the knowledge acquired during the school years and to integrate us into professional life.

The theme is proposed by the laboratory of maritime studies and it is about the study of realization of a cereal quay on the project of extension of the mixt port in Dellys.

For the development of this modest work, we started with gathering informations and data about the project, which are:

- Meteorological, oceanographic, physical and hydrological data.
- The data relative to the halieutic resources to define needs in linear space (work of accosting) and on surface.

Then we proceeded to the evaluation of efforts and sollicitations on the caisson, in order to verify the external stability (sliding, inversion and punching). On the ather, hand the verification of the internal stability (calculating the reinforcement sections) and numérical modeling.

***Keywords:*** maritime structures, swells, breakwater, quay, quay work.

## LISTE DES ABREVIATIONS, NOTATIONS ET INDICES

*S.S.M.O*: The Sudanese Standards and Metrology Organization.

*SWAN*: Simulating Waves Nearshore développé par l'université de DELFT.

$R_{int}$ : Rayon intérieur du caisson.

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

$\gamma$ : Poids volumique du matériau.

$\gamma'$ : Poids volumique déjaugé.

$\gamma_b$ : Poids volumique du béton.

$C$ : Cohésion.

$\varphi$ : Angle de frottement interne.

$\gamma_w$ : Densité de l'eau de mer.

$\eta$ : Coefficient de fissuration.

$F_{c28}$ : Résistance à la compression du béton à 28 jours.

$F_{t28}$ : Résistance à la traction du béton à 28 jours.

$Q_s$ : Surcharge uniforme.

$F$ : Effort d'amarrage.

$G$ : Charges permanentes.

$Q_i$ : Charges d'exploitations.

$q1$ : Surcharge sur terre-plein.

$q2$ : Effort d'amarrage.

$q3$ : Surcharge sur le caisson.

$q4$ : Portique de déchargement sur caisson.

$SI$ : Force d'inertie du séisme.

$K_h$ : Accélération horizontal de séisme

$K_v$ : Accélération verticale de séisme

$F_r$ : Coefficient de sécurité au renversement.

$F_g$ : Coefficient de sécurité au glissement.

$F_p$ : Coefficient de sécurité au poinçonnement.

$\delta$ : Angle d'inclinaison de la charge.

$K_a$ : Coefficient de poussée de Mononobé Okabé.

$K_q$ : Coefficient de poussée due aux surcharges.

$P_{ex}$ : poussée des terres extérieures.

$P_{rem}$ : poussée de remplissage sur les parois internes.

$P_{hs}$ : poussée hydrostatique du marnage.

$P_{hd}$ : Poussée hydrodynamique.

$P_q$ : poussée due aux surcharges.

$\sigma$ : Contrainte.

$M_r$ : Moment renversant.

$M_s$ : Moment stabilisant.

$S$ : Section.

$V$ : Volume.

$E_x$ : Séisme horizontale direction x

$E_y$ : Séisme horizontale direction y

$ELS$ : État limite de service.

$ELU$ : État limite ultime.

$ELA$ : État limite accidentel.

$SSAC$ : Section sans acier comprimé.

$A_s$ : Section d'armatures.

# TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE.....	1
<b>CHAPITRE I ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE « VALORISATION DES SEDIMENTS ISSUS DU DRAGAGE »</b>	
I.1. PROBLEMATIQUE.....	2
I.2. GENERALITE.....	2
I.3. DRAGAGE.....	3
I.3.1. Technique de dragage.....	3
I.4. TRANSPORT ET DEPOT DES SEDIMENTS.....	4
I.5. SOURCE DES SEDIMENTS MARIN.....	5
I.6. COMPOSITION DES SEDIMENTS MARIN.....	5
I.6.1. Eau interstitielle.....	6
I.6.2. Phase minérale.....	6
I.6.3. Phase organique.....	6
I.7. TRAITEMENT DES SEDIMENTS.....	6
I.7.1. Procédés mécaniques de séchage.....	7
I.7.1.1 La filtration.....	7
I.7.1.2 La centrifugation.....	8
I.7.1.3 Procédés physico-chimiques de déshydratation.....	9
I.7.1.4 La sédimentation-décantation.....	9
I.7.1.5 L'évaporation.....	9
I.8. VALORISATION ET EXPLOITATION DES SEDIMENT.....	9
I.8.1. En technique routière.....	9
I.8.1.1 Classification des matériaux et exigences de leur emploi en remblai.....	10
I.8.1.2 Traitements préalables des sédiments.....	12
I.8.2. Dans le secteur de la briqueterie.....	13
I.9. CONCLUSION.....	14
<b>CHAPITRE II NOTIONS SUR LES OUVRAGES MARITIMES</b>	
II.1. INTRODUCTION.....	15
II.2. DEFINITION D'UN PORT.....	15
II.3. LES TYPES DE PORTS.....	15
II.3.1. Selon la situation géographique.....	15

II.3.1.1. Ports maritimes.....	15
II.3.1.2. Ports fluviaux.....	16
II.3.1.3. Ports lacustres.....	16
II.3.1.4. Ports secs.....	17
II.3.2. Selon l'activité dominante.....	17
II.3.2.1. Ports de commerce.....	17
II.3.2.2. Ports de pêche.....	18
II.3.2.3. Port de plaisance.....	18
II.3.2.4. Port militaire.....	19
II.4. LE ROLE DES PORTS.....	19
II.4.1. Le rôle économique.....	19
II.4.2. Le rôle physique.....	19
II.5. LES PRINCIPAUX TYPES D'OUVRAGES MARITIMES.....	20
II.5.1. Les ouvrages de protections.....	20
II.5.1.1. Digue à talus.....	20
II.5.1.2. Digue verticale.....	20
II.5.1.3. Digue Mixte.....	21
II.5.1.4. Les jetées.....	22
II.5.2. LES OUVRAGES D'ACCOSTAGE ET D'AMARRAGE.....	22
II.5.2.1. Les quais.....	22
II.5.2.2. Les appontements.....	23
II.5.2.3. Les ducs d'Albe.....	23
II.6. LES PHENOMENES DU MILIEU MARIN.....	23
II.6.1. Les vents.....	23
II.6.2. Les dépressions.....	23
II.6.3. L'anticyclone.....	23
II.6.4. Fetch.....	23
II.6.5. La houle.....	24
II.6.5.1. Caractéristiques de la houle.....	24
II.6.5.2. La réfraction de la houle.....	24
II.6.5.3. La réflexion de la houle.....	25
II.6.5.4. Le déferlement de la houle.....	25
II.6.5.5. La diffraction de la houle.....	25

## CHAPITRE IV AVANT-PROJET SOMMAIRE

IV.1. INTRODUCTION .....	42
IV.2. ETABLISSEMENT ET DESCRIPTION DES VARIANTES D'AMENAGEMENT ...	42
IV.2.1. Variante n°1 .....	42
IV.2.1.1. Description de la variante .....	42
IV.2.1.2. Exposition à la houle.....	43
IV.2.1.3. Conditions de dragage .....	43
IV.2.1.4. Possibilité d'extension .....	43
IV.2.1.5. Exploitation des installations existantes .....	43
IV.2.2. Variante n°2.....	43
IV.2.2.1. Description de la variante .....	44
IV.2.2.2. Exposition à la houle.....	44
IV.2.2.3. Conditions de dragage .....	45
IV.2.2.4. Possibilité d'extension .....	45
IV.2.2.5. Exploitation des installations existantes .....	45
IV.3. ELEMENTS DE COMPARAISON ENTRE LES DEUX VARIANTES.....	45
IV.4. CRITERES DE COMPARAISON .....	46
IV.5. CONCLUSION .....	47

## CHAPITRE V VERIFICATION DE LA STABILITE EXTERNE DU QUAI

V.1. INTRODUCTION.....	48
V.2. OBJET DE LA NOTE DE CALCUL .....	48
V.3. HYPOTHESE DE CALCUL .....	48
V.3.1. Caractéristiques du navire céréalier.....	48
V.3.2. Choix de la structure du quai .....	48
V.3.3. Géométrie de la structure du caisson .....	48
V.3.3.1. Le radier .....	48
V.3.3.2. Le voile .....	49
V.3.3.3. La poutre de couronnement.....	49
V.3.3.4. La dalle.....	49
V.3.4. Caractéristique des matériaux de construction .....	50
V.3.5. Charges de calcul .....	51
V.3.5.1. Les charges permanentes G.....	51
V.3.5.2. Les charges d'exploitations Q.....	52

V.3.5.3. L'effort sismique SI .....	52
V.3.5.4. Détermination de l'accélération sismique.....	52
V.3.6. Les combinaisons de charge .....	52
V.4. METHODE DE CALCUL .....	53
V.4.1. Détermination des caractéristiques géométriques .....	53
V.4.2. Calcul des sollicitations .....	54
V.4.2.1. Poussée des terres.....	54
V.4.2.2. Poussées due aux surcharges.....	55
V.4.2.3. Poussée hydrostatique .....	55
V.4.2.4. Effort d'amarrage.....	56
V.4.2.5. Poussée hydrodynamique.....	56
V.4.2.6. Charge du portique sur caisson .....	56
V.4.2.7. Force du séisme.....	57
V.5. VERIFICATION DE LA STABILITE EXTERNE DU QUAI .....	58
V.5.1. Stabilité au glissement .....	58
V.5.2. Stabilité au renversement.....	58
V.5.3. Stabilité au poinçonnement.....	58
V.5.4. Application aux calculs des charges et surcharges .....	60
V.5.4.1. Détermination du poids propre .....	60
V.5.4.2. Poussée des terres.....	60
V.5.4.3. Poussée due aux surcharges .....	62
V.5.4.4. Poussée hydrostatique de marnage .....	62
V.5.4.5. Effort d'amarrage.....	62
V.5.4.6. Poussée hydrodynamique.....	63
V.5.4.7. Force du séisme.....	63
V.5.5. Vérification au glissement et au renversement .....	63
V.5.6. Vérification au poinçonnement.....	65
V.6. CONCLUSION .....	68
<b>CHAPITRE VI FERRAILLAGE DES ELEMENTS DU CAISSON</b>	
VI.1. INTRODUCTION .....	69
VI.2. DETERMINATION DES SOLLICITATIONS ET COMBINAISONS D' ACTIONS..	69
VI.2.1. Détermination des sollicitations .....	69
VI.2.1.1. La poussée des terres .....	69

VI.2.1.2. La pression de l'eau .....	70
VI.2.1.3. Le portique .....	70
VI.2.1.4. L'accélération du séisme .....	71
VI.2.2. Détermination des combinaisons d'actions .....	71
VI.3. FERRAILLAGE DES PAROIS DU CAISSON .....	72
VI.3.1. Calcul des moments par le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis 2019.....	72
VI.3.2. Ferrailage longitudinal à l'ELS .....	74
VI.3.3. Ferrailage longitudinal à l'ELU .....	75
VI.3.4. Calcul des sections d'armatures par le logiciel Expert BA .....	75
VI.4. FERRAILLAGE DU RADIER .....	76
VI.4.1. Calcul des moments par le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis 2019.....	76
VI.4.2. Ferrailage longitudinal à l'ELS .....	77
VI.4.3. Ferrailage longitudinal à l'ELU .....	78
VI.4.4. Calcul des sections d'armatures par le logiciel Expert BA .....	79
VI.5. FERRAILLAGE DE LA POUTRE DE COURONNEMENT .....	80
VI.5.1. Efforts agissant sur la poutre de couronnement .....	80
VI.5.1.1. Efforts horizontaux .....	80
VI.5.1.2. Efforts verticaux .....	80
VI.5.1.3. Combinaison de charge.....	82
VI.5.2. Calcul du ferrailage longitudinal de la poutre de couronnement .....	82
VI.5.2.1. Ferrailage sous le chargement vertical de la poutre de couronnement en service.....	83
VI.5.2.2. Ferrailage sous le chargement vertical de la poutre de couronnement dans le cas d'un tassement d'un caisson au niveau du joint .....	85
VI.5.2.3. Ferrailage sous chargement horizontal .....	87
VI.5.3. Calcul du ferrailage transversal .....	88
VI.6. FERRAILLAGE DE LA DALLE .....	89
VI.7. FERRAILLAGE ADOPTE POUR LES ELEMENTS DU CAISSON.....	91
VI.8. CONCLUSION .....	91
CONCLUSION GENERALE.....	92

## LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Mode d'exécution d'une benne preneuse lors d'un dragage mécanique.....	03
Figure I.2 : mode d'exécution d'une drague lors d'un dragage hydraulique.....	03
Figure I.3. Exemple d'un filtre presse [Colin, 2003].....	07
Figure I.4. Schéma de fonctionnement d'un filtre à bandes presseuses [Colin, 2003].....	08
Figure I.5. Principe de fonctionnement général d'une centrifugeuse.....	09
Figure I.6. Classification des matériaux [GTR, 2000].....	11
Figure I.7. Chaîne de production de briques avec substitution de sédiments de dragage à 35%.....	13
Figure II.1. Le port maritime de Dellys (Prise lors de la visite).....	15
Figure II.2. Le port fluvial de Vienne au Danube (Google image).....	16
Figure II.3. Le port lacustre de lac Vouglans, France (Google image).....	16
Figure II.4. Port sec de Sydney, Australie (Google image).....	17
Figure II.5. Port commercial de Shanghai, Chine (Google image).....	17
Figure II.6. Port de pêche de Cherchell, Algérie (Google image).....	18
Figure II.7. Port de plaisance de Rimini, Italie (Google image).....	18
Figure II.8. Port militaire de Norfolk, USA (Google image).....	19
Figure II.9. Vue en coupe d'une digue à talus.....	20
Figure II.10. Vue en coupe d'une digue verticale.....	21
Figure II.11. Vue en coupe d'une digue mixte.....	22
Figure II.12. Les jetées du port de Madagh, Ain Témouchent .....	22
Figure II.13. Illustration de la réfraction de la houle.....	25
Figure II.14. Illustration de diffraction de la houle.....	26
Figure III.1. Image satellite du site du projet (source google Earth).....	28
Figure III.2. Image satellite du port existant de Dellys (Google earth).....	29
Figure III.3 : Rose de Medatlas (1999-2004).....	30
Figure IV.1. Plan de masse variante n°1 .....	42
Figure IV.2. Plan de masse variante n°2.....	44
Figure V.1 Coupe transversale du caisson.....	49
Figure V.2. Vue de face et en élévation du portique.....	57
Figure V.3. Surface de contact structure – enrochement.....	66
Figure V.4. Surface de contact structure + enrochement sur sol de fondation.....	67
Figure VI.1 Répartition des forces appliquées par le portique.....	70
Figure VI.2. Le moment extrême à l'ELU.....	73
Figure VI.3. Le moment extrême à l'ELS.....	73

Figure VI.4. Le moment extrême à l'ELA.....	73
Figure VI.5. Le moment extrême à l'ELU.....	76
Figure VI.6. Le moment extrême à l'ELS.....	77
Figure VI.7. Schéma de Ferrailage du caisson.....	79
Figure VI.8. Schéma de ferrailage de la poutre de couronnement.....	89
Figure VI.9. Schéma de ferrailage de la dalle.....	90

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau III.1. Houles au large.....	32
Tableau III.2. Les moyennes des résultats obtenus par direction et par période de la houle annuelle à -10m.....	33
Tableau III.3 : Les moyennes des résultats obtenus par direction à différentes profondeurs pour la houle centennale.....	34
Tableau III.4 : Nombre et caractéristiques des embarcations de pêche .....	36
Tableau III.5. Synthèse des besoins de commerce.....	36
Tableau III.6. Les profondeurs liées aux embarcations du projet.....	37
Tableau III.7. Linéaire des différents quais pour les embarcations du projet.....	38
Tableau III.8. Besoin en surface utile pour la pêche.....	40
Tableau III.9. Besoins en surface de terre-pleins pour le commerce.....	40
Tableau IV.1. Eléments de comparaison entre les deux variantes.....	48
Tableau IV.2. Critère de comparaison entre les deux variantes .....	46
Tableau V.1. Les caractéristiques du navire céréalier.....	45
Tableau V.2. Tableau récapitulatif de la géométrie du caisson.....	50
Tableau V.3. Valeur des caractéristiques des matériaux.....	51
Tableau V.4. Coefficient d'accélération de zone A .....	52
Tableau V.5. Description du chargement.....	53
Tableau V.6. Poids et capacité de levage du portique.....	57
Tableau V.7. Les charges appliquées sur le quai par le portique.....	57
Tableau V.8. Relations $N_\gamma$ , $N_q$ , $N_c$ .....	59
Tableau V.9. Calcul du poids propre.....	60
Tableau V.10. Récapitulation des force, bras de levier et moment stabilisant et renversant qui agissent sur le caisson dans le cas statique .....	63
Tableau V.11. Récapitulation des forces, bras de levier et moments stabilisant et renversant qui agissent sur le caisson dans le cas dynamique descendant.	64
Tableau V.12. Récapitulation des force, bras de levier et moment stabilisant et renversant qui agisse sur le caisson dans le cas dynamique ascendant.....	65
Tableau V.13. Caractéristiques de la résultante des sollicitations.....	65
Tableau V.14. Caractéristiques géotechniques des enrochements.....	66
Tableau V.15. Caractéristiques du sol de fondation.....	67
Tableau VI.1. Désignation des symboles.....	71
Tableau VI.2 les combinaisons d'actions préconisées.....	72
Tableau VI.3 Moments max obtenus par les différentes combinaisons d'actions.....	72

Tableau VI.4. Caractéristiques de la section à ferrailer et nuance d'acier.....	74
Tableau VI.5 Sections d'armatures et choix des barres obtenus par le logiciel Expert-BA.....	75
Tableau VI.6 Moments max obtenus par les différentes combinaisons d'actions.....	76
Tableau VI.7. Caractéristiques de la section à ferrailer et nuance d'acier.....	77
Tableau VI.8 Sections d'armatures et choix des barres obtenus par le logiciel Expert-BA.....	79
Tableau VI.9. Récapitulatif des efforts internes de la poutre de couronnement.....	82
Tableau VI.10. Caractéristiques de la section à ferrailer et nuance d'acier.....	83
Tableau VI.11. Caractéristiques de la section à ferrailer et nuance d'acier.....	84
Tableau VI.12. Caractéristiques de la section à ferrailer et nuance d'acier.....	85
Tableau VI.13. Caractéristiques de la section à ferrailer et nuance d'acier.....	86
Tableau VI.14. Caractéristiques de la section à ferrailer et nuance d'acier.....	87
Tableau VI.15. Récapitulatif des armatures adoptées pour la poutre de couronnement.....	89
Tableau VI.16. Les efforts interne de la dalle.....	89
Tableau VI.17. Caractéristique de la section à ferrailer et nuance d'acier.....	90
Tableau VI.18. Sections d'armatures et choix des barres obtenus par le logiciel Expert-BA.....	90
Tableau VI.19: Tableau récapitulatif des sections d'armatures retenues.....	91

---

# **INTRODUCTION GENERALE**

---

## INTRODUCTION GENERALE

L'Algérie jouit d'une position géographique privilégiée, elle occupe une place de carrefour entre le monde européen et africain via la mer méditerranée, dont les ports sont des escales logiques des routes maritimes que ça soit en matière de commerce, de pêche, de plaisance ou même navale, pour lesquels les pouvoirs publics accordent un intérêt particulier.

La sédimentation dans les ports est un problème de premier ordre du fait des enjeux socioéconomiques et environnementaux. Pour y remédier, des opérations de dragage sont indispensables. Chaque année, des milliers de tonnes de sédiments sont accumulés dans les dépôts terrestres ou enfuis dans la mer. Pour cela notre volet master traitera la valorisation et la réutilisation de ces boues de dragage.

L'étude de réalisation d'un port est une opération complexe qui nécessite une expertise spécifique et une parfaite maîtrise des méthodes de dimensionnement de l'ensemble de ses ouvrages extérieurs et intérieurs.

Cette mission relève du domaine de l'ingénieur qui doit assurer le service auquel est destiné l'ouvrage moyennant un coût raisonnable tout en respectant le principe de l'optimisation de la matière dans toutes ses normes et ses règles d'éthiques.

L'extension du port mixte de Dellys, dont l'étude est confiée au Laboratoire d'Etudes Maritimes (LEM), a été lancée pour le développement du commerce et de la pêche dans la wilaya de Boumerdes.

Le présent travail a pour objet de proposer une variante d'aménagement qui répond aux exigences technico-économiques. Par la suite, une étude détaillée sera faite concernant la réalisation d'un quai céréalier (stabilité, ferrailage).

Notre projet comprend donc six chapitres :

- Chapitre I : Etude bibliographique pour le volet master (Valorisation des sédiments issus du dragage).
- Chapitre II : Notions sur les ouvrages maritimes.
- Chapitre III : Présentation du projet et collecte des données.
- Chapitre IV : Avant-projet sommaire.
- Chapitre V : Vérification de la stabilité externe du caisson.
- Chapitre VI : Ferrailage des éléments du caisson.

---

# CHAPITRE I

---

## ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE « VALORISATION DES SEDIMENTS ISSUS DU DRAGAGE »

✓

## CHAPITRE I

### ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

#### « VALORISATION DES SEDIMENTS ISSUS DU DRAGAGE »

#### I.1. PROBLEMATIQUE

Les ports, comme les fleuves, canaux ou bassins d'assainissement pluvial, sont des lieux privilégiés pour la sédimentation.

La sédimentation dans les ports est un problème de premier ordre du fait des enjeux socioéconomiques et environnementaux qui en découlent. De plus une certaine profondeur doit être maintenue pour l'entretien et le bon fonctionnement des ports et la sécurité des navires et de leurs équipages, et cela en respectant le mieux possible la sensibilité de l'environnement. Ces opérations d'entretien indispensables entraînent le dragage de millions de tonnes de sédiments chaque année. De ce fait, la valorisation de ces boues de dragage devient une problématique importante.

#### I.2. GENERALITE

Les notions liées à la valorisation des sédiments issus du dragage sont expliquées comme suit :

- a) **Dragage** : c'est une opération qui consiste à dégager les couches superficielles situées sur le fond d'un plan d'eau pour rétablir une profondeur suffisante permettant la navigation des navires. Il peut également être réalisé pour enlever des sédiments considérés comme contaminés. Le dragage des sédiments constitue l'une des activités d'entretien les plus courantes car elle est indispensable pour assurer le bon fonctionnement des ouvrages concernés.
- b) **Sédiments** : La définition couramment acceptée des sédiments est celle d'un dépôt de particules provenant soit de l'altération ou de la désagrégation de roches, soit de la précipitation de matières, ou soit par accumulation au fond des océans des débris minéraux des animaux ou végétaux.
- c) **Ensablement** : Lorsque les grains de sable, transportés par les vents ou par les eaux, s'accumulent quelque part, sur le littoral, au bord d'un cours d'eau, sur des terres cultivées plantées ou incultes, on dit qu'il y a ensablement.
- d) **Tirant d'eau** : Le tirant d'eau est la hauteur de la partie immergée du bateau qui varie en fonction de la charge transportée. Il correspond à la distance verticale entre la flottaison et le point le plus bas de la coque.
- e) **Chenal** : Passage navigable entre un port, une rivière, un étang et la mer, entre des rochers, ou dans le lit d'un fleuve, où le navire disposera d'une profondeur suffisante lui permettant de progresser en toute sécurité.

### I.3. DRAGAGE

Chaque année, environ 5 à 20 millions de m<sup>3</sup> de sédiments sont dragués en Algérie pour des opérations d'entretien. Face à ces enjeux économiques et environnementaux, le choix de la technique de dragage est essentiel. Il est essentiel de trouver un juste compromis entre coût, efficacité, et impact environnemental.

#### I.3.1. Technique de dragage

De nos jours, plusieurs techniques de dragage sont utilisées, comme : (Couvidat, 2015) :

- a) **Dragage mécanique** : Ce dragage, effectué à partir d'engins à godets qui opèrent soit depuis les berges (pelle mécanique) soit depuis la surface (benne preneuse, dragues à godets...) comme est représentée dans la **figure I.1**. Il est employé dans la majorité des cas pour l'extraction de sédiments pollués.

Le dragage mécanique peut engendrer, dans certains cas, une grande remobilisation des sédiments en place. Si tout ou partie de ces sédiments est polluée, les polluants peuvent se trouver à nouveau en suspension.

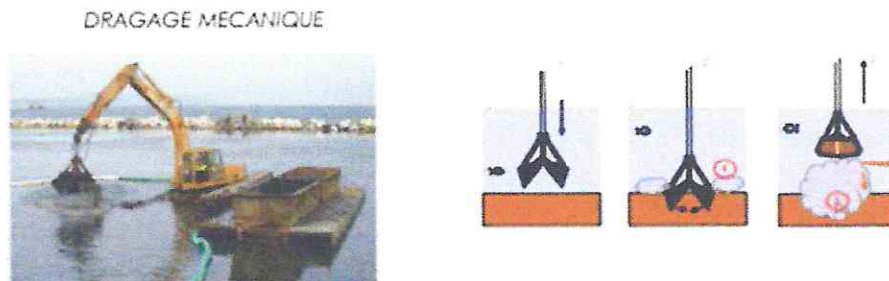


Figure I.1 : Mode d'exécution d'une benne preneuse lors d'un dragage mécanique

- b) **Dragage hydraulique** : (aspiration à travers un tube) technique utilisant des pompes centrifuges. Toutes les dragues à cutter sont pourvues d'une énorme fraise (disque désagrégateur ou cutter) qui sert à couper et à détacher mécaniquement à petite vitesse, la couche à draguer, comme le représente la **figure I.2**. Les matériaux de dragage sont ensuite pompés et évacués par des conduites spéciales. L'installation de stations de pompage permet d'évacuer les matériaux de dragage sur des kilomètres.

Le dragage hydraulique est la technique la plus respectueuse de la flore et de la faune sur place. Avec une drague à cutter, les boues de dragage peuvent être éliminées avec beaucoup de précision

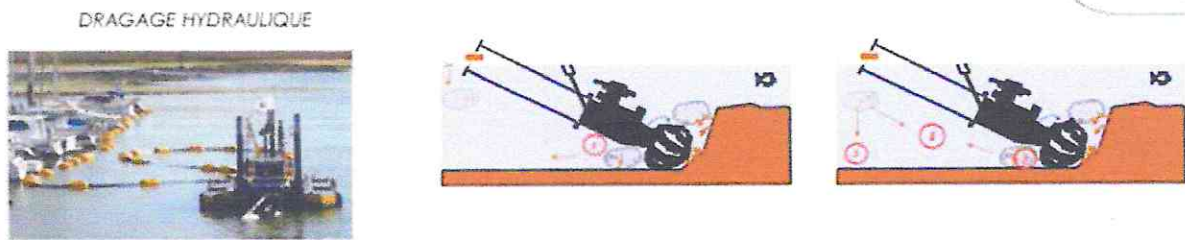


Figure I.2 : mode d'exécution d'une drague lors d'un dragage hydraulique

- c) **Déroctage** : C'est une opération de dragage dans le cas d'un sol marin rocheux, il s'agit de fragmenter les roches avant extraction.
- d) **Dragage hydrodynamique** (utilisation des courants comme moyen de transport des sédiments) Le dragage hydrodynamique permet un arrachage des sédiments en place et leur dispersion en tirant partie d'un courant existant (courant de marée, d'un fleuve littoral, ou encore d'un effet de chasse provoqué) ou volontairement créé. Plusieurs techniques existent en ce sens :
- Injection d'eau à haute pression pour déstructurer la vase et l'orienter vers le courant.
  - Création d'un courant érosif (hélice) orienté vers le courant.
  - Désagrégation mécanique, aspiration, puis rejet dans une zone de courant à l'aide d'une conduite.
- e) **Dragage pneumatique** (par pompe à air comprimé) : Ces dragues fonctionnent par aspiration avec un système à air comprimé. Le mécanisme agit de la façon suivante :
- Un vide d'air est créé dans un cylindre, provoquant une arrivée de sédiments. Une fois le cylindre plein, les valves sont inversées, l'air comprimé y pénètre alors et expulse les sédiments. Ces dragues sont utilisées notamment sur des chantiers de décontamination.

**Remarque :**

- ❖ Certaines opérations ont nécessité l'utilisation d'une technique de dragage dite mixte, associant dragues mécaniques et hydrauliques.
- ❖ Parmi ces techniques, le dragage hydraulique et le dragage mécanique sont les deux moyens les plus souvent utilisés.

#### I.4. TRANSPORT ET DEPOT DES SEDIMENTS

La sédimentation est provoquée par l'érosion. Les agents qui provoquent l'érosion (vent, pluie, gel) arrachent de fines particules ou de fragments entiers de roches. Une fois détachés, ces éléments sont déplacés par des agents de transport (glacier, vent, eau). Lorsque ce transport s'effectue par l'eau, on parle de transport fluvial ou marin (Song, 2016).

La gravité joue aussi un rôle primordial dans cette dynamique.

Plus la vitesse du cours d'eau est grande, plus sa capacité de transport est élevée. En parvenant des plaines puis les lacs et les océans, le débit ralentit et les sédiments s'immobilisent et s'accumulent.

Un fleuve peut transporter jusqu'à 10 millions de tonnes de sédiments par année.

L'érosion - le transport - l'accumulation sont trois maillons essentiels du cycle sédimentaire.

### I.5. SOURCE DES SEDIMENTS MARIN

D'un point de vue géologique, on considère le sédiment comme un matériau issu de l'érosion des roches, transporté par un cours d'eau ou par les vents, qui s'accumule dans des bassins de sédimentation et qui à la suite d'une transformation diagénétique devient une roche sédimentaire. Les particules qui le composent peuvent provenir de deux (02) principales sources :

- **Une source exogène** : vient d'un apport de matières allochtones. Celles-ci sont issues de ruissellement des fleuves, des effluents ou de l'atmosphère. Cet apport peut être d'origine naturelle (érosion des sols, décomposition de la matière végétale), ou anthropique (apport de matière en suspension, de matière organique, de nutriments ou de micropolluants en raison des rejets agricoles, industriels et domestiques).
- **Une source endogène** : soit des particules issues du milieu où s'effectue la sédimentation, c'est notamment le cas des débris organiques ou inorganiques de la faune et de la flore autochtone.

### I.6. COMPOSITION DES SEDIMENTS MARIN

Les sédiments naturels présentent une matrice hétérogène constituée en général : d'une fraction minérale, d'une fraction organique et d'une quantité d'eau (Miraoui,2010).

Ils sont classés selon leur taille (granulométrie) et selon la nature de leurs constituants (phase liquide et phase solide).

La répartition des volumes des particules des sédiments est différente selon leurs origines :

- La fraction supérieure à 80  $\mu\text{m}$ , engendre les cailloux, les graviers, les gros sables et les sables fins, sont des sédiments terrigènes. C'est-à-dire des matériaux d'érosion.
- La fraction fine, relative aux particules inférieures à 80  $\mu\text{m}$ , est issue du processus de la sédimentation. Cette fraction est constituée de minéraux argileux ayant un diamètre compris entre 0.2 et 2  $\mu\text{m}$  et de silt ayant un diamètre compris entre 2  $\mu\text{m}$  et 80  $\mu\text{m}$ . Cette fraction engendre généralement des comportements complexes provoqués par les interactions entre les particules.

### I.6.1. Eau interstitielle

L'eau qui occupe l'espace entre les particules sédimentaires représente une fraction importante du sédiment avec généralement plus de 50% de son volume.

L'eau interstitielle peut être divisée en quatre catégories:

- L'eau libre : c'est la quantité d'eau circulant librement entre les particules. L'eau libre est séparable des grains solides par une simple décantation ou un séchage.
- L'eau capillaire : c'est la quantité d'eau liée aux fines par des forces de capillarité ; elle occupe les pores interconnectés très fins (quelques microns).
- L'eau colloïdale, c'est la partie d'eau qui forme les hydrates en réagissant avec les différents éléments présents dans le sol (eau entre les feuillets d'argile ou dans le gypse)
- L'eau intercellulaire, qui est liée chimiquement à la surface des particules, et constitue un film autour d'elles.

### I.6.2. Phase minérale

La phase minérale est formée de minéraux provenant de l'érosion de l'écorce terrestre et de débris coquilliers. Ses composés sont principalement, les argiles, les carbonates et les silicates. Les particules inorganiques sont généralement enrobées d'hydroxyde de fer, de manganèse et de substances organiques qui leur confèrent une grande capacité d'adsorption vis-à-vis des polluants.

### I.6.3. Phase organique

La phase organique représente les débris végétaux et des ensembles de rejets représentant des contaminants. Ces éléments sont souvent très toxiques, solubles ou adsorbés sur matière en suspension. Les matières organiques du sol, en général, sont réparties en quatre (04) classes :

- La matière organique vivante (biomasse active)
- La matière organique fraîche (débris végétaux, cadavre, excréments).
- Les composés en cours d'évolution dits transitoires.
- Les composés organiques stabilisés.

## I.7. TRAITEMENT DES SEDIMENTS

Les sédiments sont généralement fins et à fortes teneurs en eau. Ainsi, le séchage constitue un aspect important.

La séparation des phases solide-liquide est une préoccupation récurrente pour les industriels et les collectivités dans divers secteurs d'activité. Dans ce qui suit, seuls les procédés essentiellement utilisés seront abordés.

I.7.1. Procédés mécaniques de séchage

I.7.1.1 La filtration

La filtration est considérée comme un procédé mécanique de déshydratation des boues résiduelles. Elle est très utilisée dans le prétraitement des sédiments. Son principe repose sur le passage d'une phase liquide (filtrat) d'un mélange solide-liquide à travers un milieu poreux (filtre) qui retient les particules solides (gâteau).

Pour la réalisation de la filtration, on a recours à des systèmes de filtrations comme le filtre presse ou le filtre à bandes presseuse.

Par définition, deux grandeurs caractéristiques permettent de définir l'aptitude à la filtration d'une suspension, à savoir :

- La résistance spécifique à la filtration ( $\alpha$ ) : c'est la résistance d'une quantité de gâteau à la filtration contenant 1 g de matière sèche sur une surface de 1 cm<sup>2</sup>.
- La compressibilité du gâteau qui caractérise l'évolution de filtrabilité en fonction de la pression appliquée.

Le filtre presse **Figure I.3** où le liquide est extrait d'une matrice solide poreuse par déformation (pressage) de la matière entre une plaque et un filtre textile. En pratique, pour les boues, on utilise le pressage sur tapis roulant. Le pressage sur plateau est d'usage général.

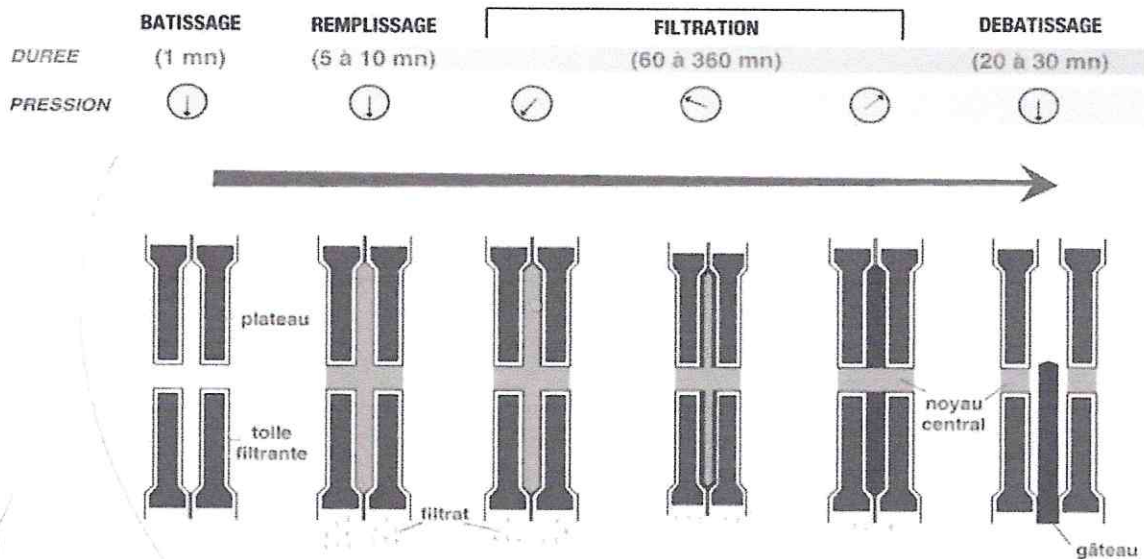


Figure I.3. Exemple d'un filtre presse.

*obtene une explication.*

- Le filtre à bandes presseuses **Figure I.4** où le mélange des boues dans le réservoir alimente le filtre par débordement. Le matériau comprimé entre deux bandes, est alors pressé en passant par une succession de rouleaux.

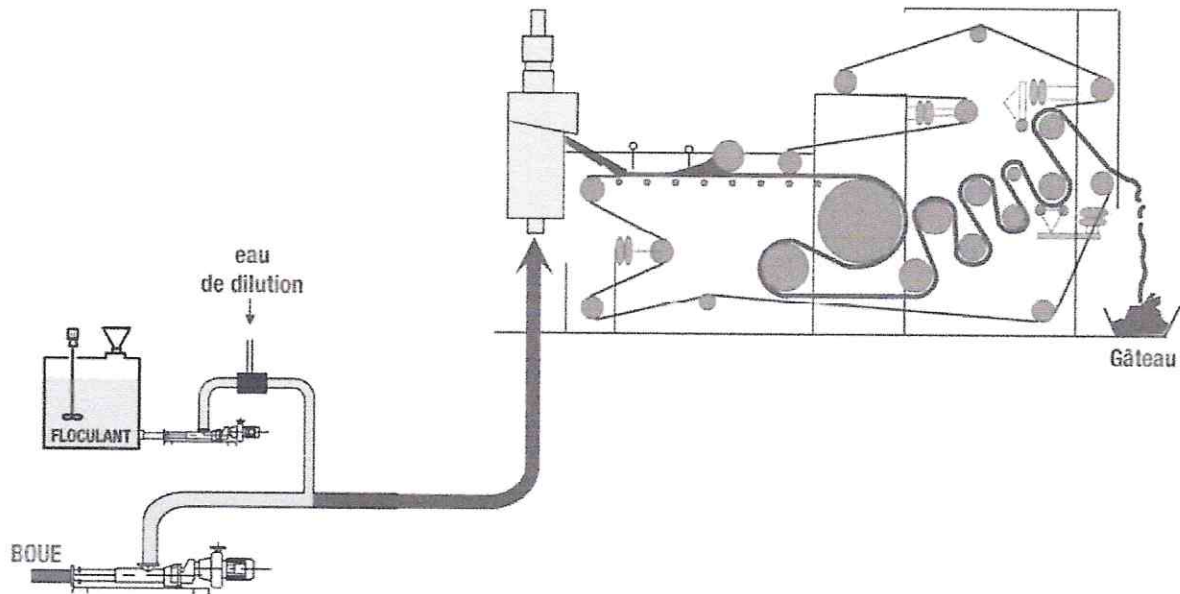


Figure I.4. Schéma de fonctionnement d'un filtre à bandes presseuses.

### I.7.1.2 La centrifugation

La centrifugation est une technique permettant d'isoler des éléments solides en suspension dans une boue en la faisant tourner à grande vitesse. Ce procédé utilise la force centrifuge.

L'appareil est généralement composé d'un bol cylindro-conique en rotation autour d'un axe horizontal **Figure I.5**.

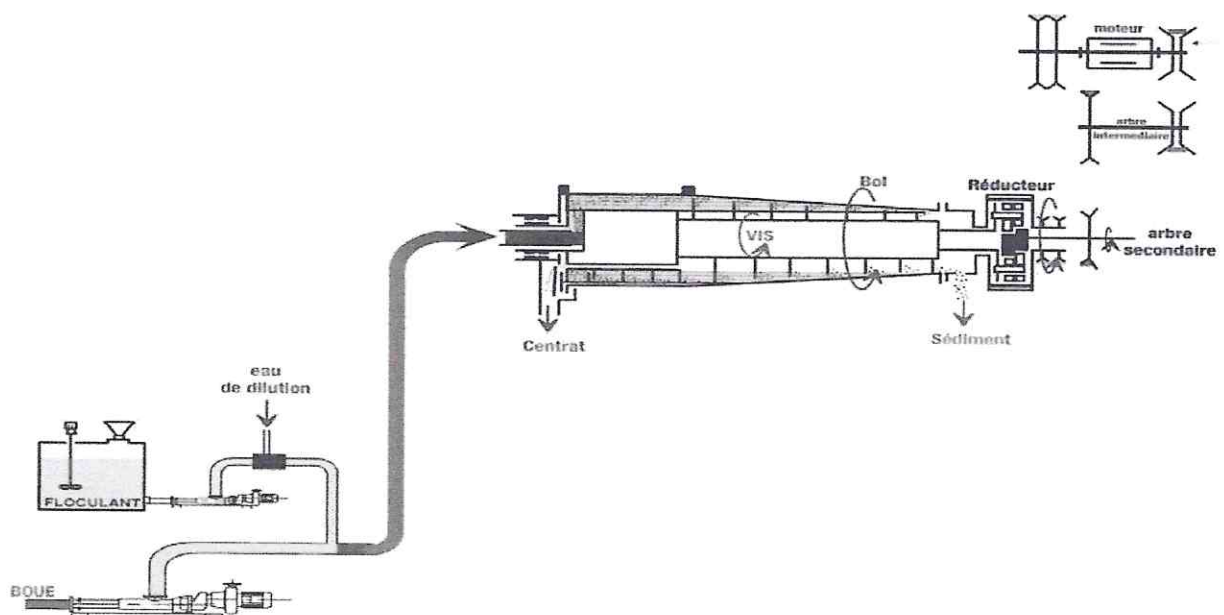


Figure I.5. Principe de fonctionnement général d'une centrifugeuse

La partie cylindrique du bol sert à la clarification tandis que la partie conique correspond à la phase finale de la déshydratation.

Cette technique est à la base utilisée dans l'industrie alimentaire, par exemple pour séparer la crème du lait, ou au laboratoire pour récupérer un précipité, ou pour séparer les éléments figurés du sang.

Dans le cas des sédiments, la centrifugeuse n'est rentable qu'avec les boues non abrasives. En effet, la présence en excès de quartz contribue considérablement à l'usure de ces machines et le coût de maintenance devient prohibitif.

### **I.7.1.3 Procédés physico-chimiques de déshydratation**

Plusieurs phénomènes interviennent lors des opérations de déshydratation. Les deux principaux sont la coagulation-floculation et la décantation.

### **I.7.1.4 La sédimentation-décantation**

La sédimentation-décantation est une opération de séparation des phases solide-liquide par différence de gravité. Sous l'effet de leur poids propre, les particules tendent à tomber et à se déposer au fond. La décantation est marquée par la clarification du liquide et la formation d'une boue concentrée au fond. La sédimentation-décantation paraît être le moyen le plus économique d'un point de vue énergétique pour séparer les grains solides en suspension dans un liquide. Néanmoins, ce procédé peut s'avérer long.

L'utilisation des flocculants est généralement associée à la sédimentation-décantation.

### **I.7.1.5 L'évaporation**

L'évaporation résulte d'une agitation moléculaire des molécules d'un liquide donné.

Dans une masse M d'eau à l'état liquide, les molécules circulent d'une manière désordonnée et à une vitesse proportionnelle à la température: plus elle est élevée, plus le mouvement est amplifié et plus l'énergie associée est suffisante pour permettre à certaines molécules de s'échapper et d'entrer dans l'atmosphère. Plusieurs recherches se sont intéressées au séchage des boues et des sols.

## **I.8. VALORISATION ET EXPLOITATION DES SEDIMENT**

### **I.8.1. En technique routière**

En matière de valorisation de la vase marine seule dans le génie civil, de nombreuses recherches se rapportent à son emploi pour les sous-couches de route. Cependant, les études sont très limitées au niveau industriel. La valorisation de la vase marine dans les matériaux de construction est une autre voie possible (briques, bétons expansés, ciment à basse résistance). Depuis trente (30) ans, beaucoup de recherches ont été menées dans cette voie, mais leur valorisation à l'échelle industrielle reste également limitée.

Le principal obstacle à la valorisation des sédiments fins dans les couches de chaussées, est le caractère organique des sédiments. Aussi, l'existence des métaux lourds et des éléments toxiques peut causer un problème environnemental incompatible avec leur emploi.

Dans ce qui suit, on décrira les différentes études menées dans le but de valorisation des sédiments en technique routière, en fabrication de matériaux seront décrites.

#### **I.8.1.1 Classification des matériaux et exigences de leur emploi en remblai**

L'utilisation d'un matériau en remblai ou terrassement routier nécessite la connaissance de ses propriétés physiques et géotechniques.

Pour une classification selon le Guide des Terrassements Routier (GTR, 2000), les paramètres d'entrées sont comme illustrés dans la **Figure I.6**. Ils sont essentiellement les caractéristiques physiques du matériau. Ces paramètres sont la granulométrie, l'activité argileuse et la plasticité du matériau.

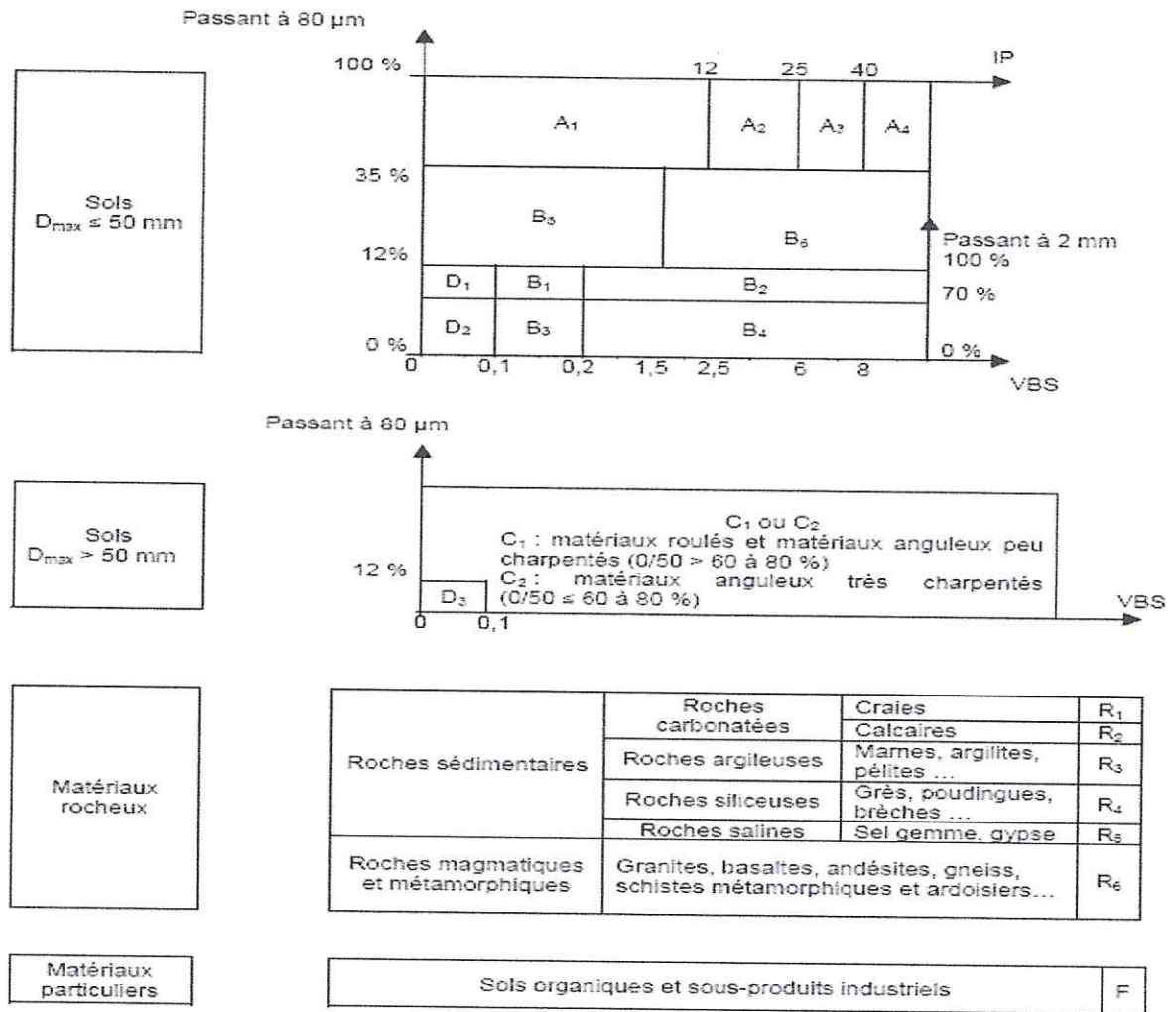


Figure I.6. Classification des matériaux [GTR, 2000]

Les sédiments de dragage sont essentiellement des sols fins très humides à l'extraction.

Leur teneur en eau comprise entre 100 et 300 %, souvent supérieure à leur limite de liquidité, leur donne l'apparence d'une boue ou d'une vase. La granulométrie de ces matériaux, à l'exception de quelques sédiments sableux, montre une forte dominance de la fraction inférieure à 80 µm. De plus, les indices de plasticité IP sont généralement supérieurs à 12.

La variation des paramètres physiques peut affecter la classification du matériau.

### I.8.1.2 Traitements préalables des sédiments

Avant d'envisager l'utilisation dans l'infrastructure routière des sédiments de dragage, ces derniers doivent avoir certaines caractéristiques géotechniques. Ces dernières peuvent concerner une augmentation de la résistance à la compression et au cisaillement, de l'indice de portance immédiat ou du CBR. Pour ce faire, des traitements aux liants peuvent être nécessaires. Le traitement des sédiments de dragage par des liants hydrauliques ou aériens ne peut être effectué qu'après réduction des teneurs en eau par un processus de déshydratation.

#### a) Traitements à la chaux

La chaux utilisée dans le traitement des sédiments est la chaux vive CaO. L'ajout dans les sédiments permet l'assèchement du matériau, une floculation des argiles, ainsi que l'amélioration des caractéristiques mécaniques du sédiment.

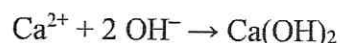
La présence de la chaux génère une réaction chimique exothermique entraînant une évaporation d'une partie d'eau présente. En plus, la chaux, par l'intermédiaire des ions de calcium ( $\text{Ca}^{2+}$ ) réagit avec les molécules d'argiles. Les ions de calcium vont remplacer les ions de sodium ( $\text{Na}^{2+}$ ) dans la formation argileuse. Ces formations vont accroître la stabilité structurale du sol en assurant l'agglomération des particules d'argiles. Mais aussi l'état basique du sol altère certains matériaux et une partie des éléments organiques.

Enfin, la chaux peut contribuer à l'amélioration de l'état de pollution du sédiment. En effet, la chaux permet de détruire les germes pathogènes existants initialement dans l'eau.

#### b) Traitements au ciment

Le ciment utilisé dans le traitement des sols fins, et les sédiments en particulier, est en général un ciment Portland. Le ciment Portland est polyphasique issu de la cuisson d'un mélange de calcaire et d'argile. Il contient 4 phases obligatoires à la réaction d'hydratation : les silicates tricalciques C3S et silicates bicalciques C2S, d'aluminate tricalcique C3A et d'aluminate tétracalcique C4AF.

La dissolution des différentes phases du clinker déclenche la formation des hydrates à la surface des grains du sol ou du sédiment traité en augmentant la cohésion des grains du sol. Les premiers hydrates formés sont des silicates de calcium hydratés C-S-H présents jusqu'à 70% du volume de la pâte de ciment totalement consommée. Au bout d'un certain temps, la solution devient vite saturée en C-S-H. De ce fait, en se dissolvant le silicate tricalcique libère plus d'ions de calcium et hydroxyde ( $\text{OH}^-$ ) que le C-S-H n'en consomme, la solution s'enrichit en ces ions et devient sursaturée par rapport à l'hydroxyde de calcium qui précipite sous forme de Portlandite :



Une chute de plasticité est également observée, cette évolution rhéologique revient à la formation d'hydrates, essentiellement les silicates de calcium hydratés C-S-H et des aluminates de calcium hydratés C-A-H.

Si la chaux présente des privilèges dans le traitement des sols fins du fait des coûts moins onéreux, le ciment présente des avantages techniques pour être d'un effet plus rapide et de meilleures résistances mécaniques.

### c) Ajouts granulaires

Comme il a été discuté précédemment, les traitements aux liants hydrauliques et à la chaux peuvent être nécessaires pour la valorisation des sédiments de dragage en techniques routières. Cependant, pour atteindre des résistances mécaniques suffisantes pour la conception d'une couche de base, il peut être nécessaire de traiter à des pourcentages élevés. Le renforcement du squelette granulaire des sédiments fins combiné avec un traitement aux liants permet d'améliorer le comportement mécanique des sédiments mais également rendre la solution économiquement viable. Plusieurs méthodes peuvent être utilisées pour le dosage des ajouts granulaires d'une façon optimale. On peut se baser sur la distribution granulométrique, en recherchant la meilleure distribution en fonction des différentes proportions utilisées.

### I.8.2. Dans le secteur de la briqueterie

Le potentiel minéral des sédiments de dragage peut être valorisé pour la fabrication de briques par traitement thermique. Des travaux de faisabilité ont pu montrer que la fabrication des briques à partir de la substitution des sédiments marins est réalisable. Les sédiments sont optimisés pour produire des briques de qualité sans impact environnemental sur leur milieu. Cependant la fabrication de la brique émet beaucoup d'oxydes de soufre dans les gaz échappés pendant le processus de fabrication. Aussi, des traitements contre l'efflorescence par l'ajout de carbonate de baryum ( $\text{BaCO}_3$ ) au sédiment brut sont essentiels.

Dans la **Figure I.7**, on montre le schéma du cycle de synthèse des briques :

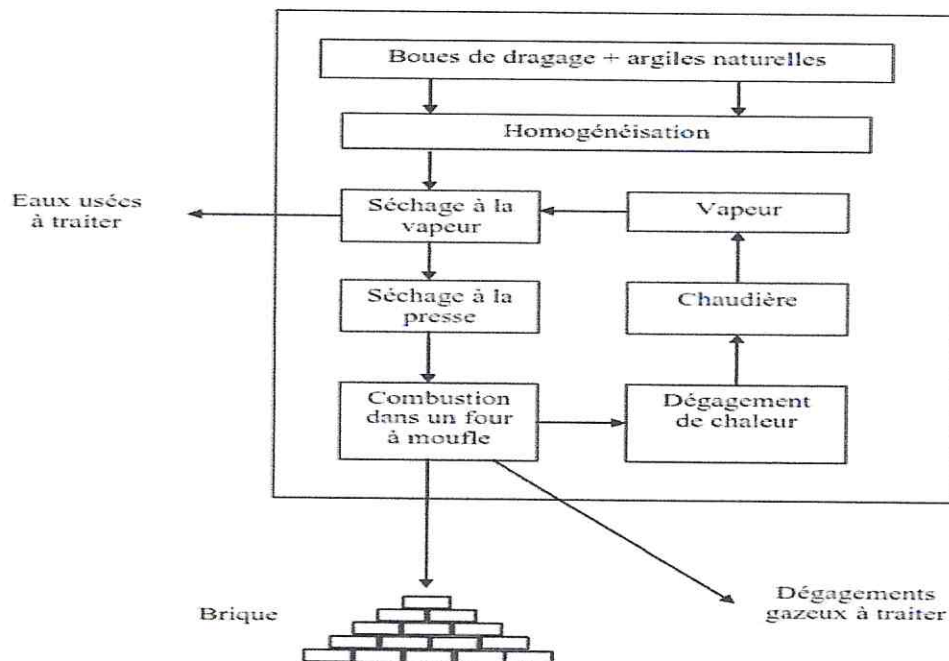


Figure I.7. Chaîne de production de briques avec substitution de sédiments de dragage à 35%.

## I.9. CONCLUSION

D'après les recherches effectuées par différents chercheurs à différents niveaux sur le thème de la valorisation des sédiments de dragage on peut conclure que ces sédiments peuvent être exploités dans le secteur routier par la réalisation de couche de forme et dans le secteur du bâtiment par la fabrication des briques.

L'utilisation des sédiments de dragage nécessite un traitement au préalable pour d'éventuelle utilisation.

Différents axes peuvent être ouverts en ce qui concerne la valorisation des sédiments de dragage comme l'éventuelle utilisation de ces boues dans le secteur agricole.

V. S.

---

# CHAPITRE II

---

## NOTIONS SUR LES OUVRAGES MARITIMES

## CHAPITRE II

### NOTIONS SUR LES OUVRAGES MARITIMES

#### II.1. INTRODUCTION

Dans le présent chapitre nous allons définir quelques notions pour servir de support à notre étude.

Notre recherche va parcourir les aspects fondamentaux du domaine maritime, notamment ce qui concerne les ports, les ouvrages de protection, les ouvrages d'accostages et amarrages et les phénomènes du milieu marin.

#### II.2. DEFINITION D'UN PORT

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

Un port peut remplir plusieurs fonctions, mais doit avant tout permettre d'abriter les navires, en particulier pendant les opérations de chargement et de déchargement. Il facilite aussi les opérations d'avitaillement et de réparation.

#### II.3. LES TYPES DE PORTS

On peut classer les ports selon leur situation géographique leur activité dominante comme suit :

##### II.3.1. Selon la situation géographique

###### II.3.1.1. Ports maritimes

Ils sont situés sur la côte d'une mer ou d'un océan. Ils permettent d'accueillir les plus grands tonnages. Ces ports ont besoin d'avantage de protection contre les houles et le vent en raison de leur forte exposition. Comme le montre la **figure II.1**:



Figure II.1. Le port maritime de Dellys (Prise lors de la visite du site)

### II.3.1.2. Ports fluviaux

Les ports fluviaux ou ports intérieurs, sont situés sur le bord d'un fleuve, d'une rivière ou d'un canal, souvent aménagés sur un bras mort, une dérivation ou un élargissement naturel du cours d'eau, afin d'éviter que le courant ne gêne les activités portuaires. Certains ports fluviaux sont créés artificiellement en creusant la terre pour créer des bassins accessibles depuis le fleuve ou situés sur le bord de canaux entièrement artificiels. Comme le montre la **figure II.2** :



Figure II.2. Le port fluvial de Vienne au Danube (image Google)

### II.3.1.3. Ports lacustres

Ils sont situés les bordures d'un lac. S'ils ne sont pas soumis aux aléas des marées, les vagues peuvent poser problème sur les grandes étendues d'eau. Les ports lacustres comprennent des petites marinas, mais également des ports de commerce. Comme le montre la **figure II.3** :



Figure II.3. Le port lacustre de lac Vouglans, France (Google image)

#### II.3.1.4. Ports secs

Relativement récents (apparus dans les années 1960 aux États-Unis), les ports secs permettent le stockage à terre des petites unités tels que les voiliers de plaisance et les yachts. Ces ports sont situés à proximité d'un port de plaisance ou au moins d'une cale de mise à l'eau. Comme le représente la **figure II.4**:



Figure II.4. Port sec de Sydney, Australie (Google image)

### II.3.2. Selon l'activité dominante

#### II.3.2.1. Ports de commerce

Les ports de commerce sont une plateforme pour charger ou décharger les marchandises en offrant les moyens appropriés pour l'accostage et l'amarrage des navires de commerce : ceci inclut le trafic de passagers sur les ferries et les paquebots, et le transport de marchandises pour les navires cargo. Comme le représente la **figure II.5** :



Figure II.5. Port commercial de Shanghai, Chine (Google image)

### II.3.2.2. Ports de pêche

Les ports de pêche sont les plus nombreux dans le monde, et sont souvent ceux dont les dimensions sont les plus réduites. Leurs dimensions varient selon les bateaux accueillis. On y trouve quelques quais ou pontons, une station d'avitaillement, des halles de ventes, fabriques de glaces etc... Comme le représente la **figure II.6** :



Figure II.6. Port de pêche de Cherchell, Algérie (image Google)

### II.3.2.3. Port de plaisance

Les ports de plaisance accueillent les bateaux de plaisance, de loisir et de compétition, à voile et à moteur. La plupart des bateaux sont de petite taille (inférieur à 20 m). Les places de port sont standardisées grâce à des pontons et des cat-ways, avec différentes techniques d'amarrage selon les endroits. On y trouve une capitainerie, différents services d'avitaillement, d'aire de mise à sec et de réparation et divers services pour les équipages. Ces ports sont souvent situés près du centre des villes pour des raisons touristiques et pratiques (facilité d'accès et d'avitaillement). Comme le représente la **figure II.7**:



Figure II.7. Port de plaisance de Rimini, Italie (image Google)

#### II.3.2.4. Port militaire

Les ports militaires (ou ports de guerre, bases navales) accueillent les navires de guerre. Certains ports sont ouverts, mais d'autres, notamment les bases de sous-marins sont fermées et interdites au public pour des raisons de sécurité. Un port militaire peut inclure un arsenal, une école navale, un chantier de réparation, des moyens de ravitaillement, de logements et d'entraînement pour les équipages. Comme le représente la **figure II.8**:



Figure II.8. Port militaire de Norfolk, USA (image Google)

### II.4. LE ROLE DES PORTS

#### II.4.1. Le rôle économique

Le rôle économique d'un port consiste à relier les deux modes de transport ; terrestre et maritime ou fluviale. A cet effet on y trouve deux aspects (Boucetta, 2018) :

- **L'aspect industriel** : le port peut comporter des installations destinées à traiter ou à transformer les matières premières importées ou exportées par voie maritime.
- **L'aspect du marché** : le transit des marchandises pouvant s'accompagner d'opérations commerciales, faisant ainsi du port un lieu de marché. Cette fonction nécessite de puissants moyens de stockage de la marchandise.

#### II.4.2. Le rôle physique

Le port doit d'abord permettre aux navires d'accoster à l'abri de la houle et du vent pour pouvoir :

- Effectuer les opérations de transit : Charge, décharge des marchandises, embarquement, débarquement des voyageurs.
- Effectuer l'avitaillement.
- Assurer leur entretien et leur réparation.
- Stationner en période d'attente de marchandise ou de voyageurs à transporter.

## II.5. LES PRINCIPAUX TYPES D'OUVRAGES MARITIMES

### II.5.1. Les ouvrages de protections

#### II.5.1.1. Dignes à talus

La houle incidente vient se briser sur la carapace constituée par des enrochements naturels ou (le plus souvent) par des blocs artificiels en béton de poids très élevé (jusqu'à 50 tonnes).

La hauteur de cette carapace doit être suffisante pour éviter les franchissements de l'ouvrage par les vagues déferlantes, ce qui réduirait l'efficacité de la protection des plans d'eau à l'intérieur.

Les dimensions de la digue sont donc déterminées en fonction des caractéristiques (essentiellement l'amplitude de la houle) de la plus forte tempête se produisant en moyenne une fois tous les trente ans. Si une plus forte tempête se produit, l'ouvrage peut être plus ou moins endommagé mais ne serait pas entièrement détruit et pourrait être remis à son état avant la tempête suivante.

Ce type d'ouvrage peut être utilisé tant que la profondeur d'eau n'excède pas 50 m. au-delà, les consommations en matériaux sont excessives sur un plan économique. La **figure II.9** représente une vue en coupe d'une digue à talus et ses principaux composants :

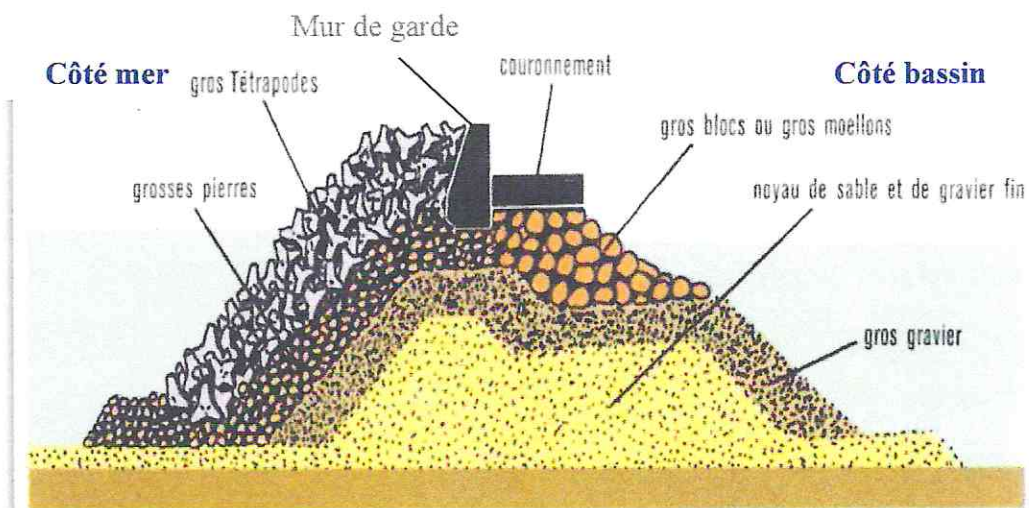


Figure II.9. Vue en coupe d'une digue à talus

#### II.5.1.2. Dignes verticales

La muraille est constituée par des blocs ou des caissons préfabriqués en béton armé qui résistent, par leur poids propre, aux efforts imposés par la houle. Ils doivent donc être de grandes dimensions pour être suffisamment lourds. Lorsque la muraille est constituée par des blocs empilés les uns sur les autres, ces derniers ont un poids pouvant atteindre une centaine de tonnes. Cette limite étant imposée par les performances des engins de manutention utilisés pour les mettre en place.

L'amplitude de la houle incidente double quand elle se brise sur une paroi frontale.

Les digues verticales sont calculées pour la hauteur de la plus haute vague constatée au cours de 100 ans.

Encore faut-il que la houle ne déferle pas contre la muraille, faute de quoi, l'effort à prendre en compte est nettement plus élevé. La condition de non-déferlement est que la profondeur au pied de la muraille soit 2 fois l'amplitude de cette vague centennale et la profondeur totale au pied de l'assise soit de 2,5 à 3 fois cette amplitude. (Soit une hauteur de 25 mètres pour des vagues de 10 m). La **figure II.10** ci-dessous montre une vue en coupe d'une digue verticale et ses principaux composants :

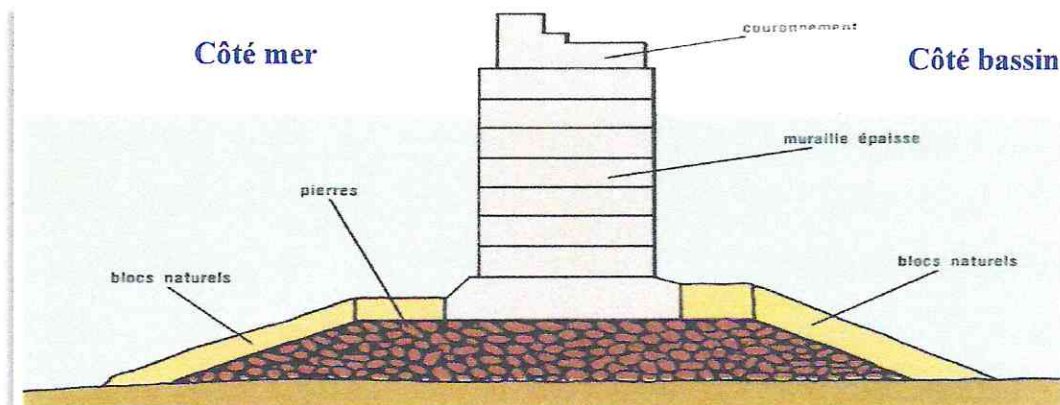


Figure II.10. Vue en coupe d'une digue verticale

### II.5.1.3. Dignes Mixtes

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

Des procédés utilisant des caissons en béton, dont la paroi extérieure est perforée, permettent une meilleure absorption du choc des lames qu'une paroi pleine.

La consommation en enrochements naturels est moindre que pour un ouvrage à talus de même hauteur. La consommation de béton est également moindre que pour un ouvrage de type vertical. La **figure II.11** montre une vue en coupe d'une digue mixte et ses principaux composants :

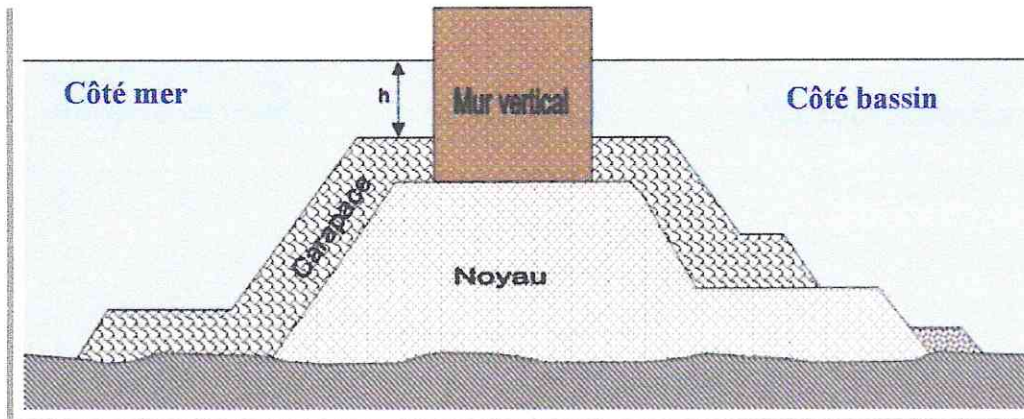


Figure II.11. Vue en coupe d'une digue mixte

#### II.5.1.4. Les jetées

Ce sont des constructions s'avancant dans une mer, lac ou fleuve. Ils peuvent avoir plusieurs objectifs :

- Servir à l'embarquement et au débarquement des cargaisons ou des passagers.
- Protéger les ports de la houle et du vent.
- Offrir un lieu de promenade aux touristes.

Il existe deux types de jetée : les jetées principales et les jetées secondaires, comme le montre la **figure II.12** :



Figure II.12. Les jetées du port de Madagh, Ain Témouchent

### II.5.2. LES OUVRAGES D'ACCOSTAGE ET D'AMARRAGE

#### II.5.2.1. Les quais

Ce sont des ouvrages qui permet la liaison directe entre le navire et la terre, ils permettent aussi :

- L'accostage et l'amarrage des navires et des bateaux.
- Le soutien des remblais.

On retrouve quelques types de quai (Chapon, 1984):

- Les quais en blocs.
- Les quais en caissons.
- Les quais en gabions de palplanches.
- Les quais sur pieux : Ce sont les quais reposant sur des pieux.

#### **II.5.2.2. Les appontements**

Ce sont des ouvrages qui permettent l'accueil et le stationnement des navires mais n'assurant pas une liaison directe avec les parties terrestres (où se trouvent les installations de stockage des cargaisons). Ils peuvent cependant servir à l'approche ou au dépôt de la marchandise.

#### **II.5.2.3. Les ducs d'Albe**

Ce sont des ouvrages ponctuels permettant l'accostage et/ou l'amarrage des navires. Ils ne disposent pas de plate-forme sur laquelle peuvent être déposées les marchandises ou être installés des engins de manutention.

### **II.6. LES PHENOMENES DU MILIEU MARIN**

#### **II.6.1. Les vents**

La surface libre de la mer est sujette à une suite d'agitations dû au vent qui est un phénomène résultant de la variation des pressions atmosphériques qui sont elles-mêmes généralement la conséquence des inégalités de température de l'aire plus ou moins échauffée par le soleil.

#### **II.6.2. Les dépressions**

Les dépressions sont souvent associées au mauvais temps, car la dynamique qui entoure une dépression présuppose l'existence de courants ascendants qui provoquent des nuages et des précipitations. De plus, le gradient horizontal de pression autour d'une dépression peut engendrer de forts vents.

#### **II.6.3. L'anticyclone**

Les anticyclones sont principalement caractérisés par un lent mouvement vertical descendant de l'air qui augmente la pression de l'air sur le sol et qui a un effet dissipatif, garantissant ainsi du temps sec et ensoleillé.

#### **II.6.4. Fetch**

Le Fetch est la distance en mer ou sur un plan d'eau au-dessus de laquelle souffle un vent donné sans rencontrer d'obstacle (une côte) depuis l'endroit où il est créé ou depuis une côte s'il vient de la terre.

### II.6.5. La houle

La houle est une onde qui se caractérise par une période qui varie de 3 à 25 secondes, et une hauteur qui peut atteindre une trentaine de mètres.

Elle est produite par l'action du vent à la surface de l'eau. Lors d'un coup de vent, la surface de la mer se couvre de rides, puis l'intensité du vent augmente, la déformation de la surface s'accroît, en formant des ondulations d'aspect désordonné, sans qu'il soit possible de distinguer une propagation dans une direction déterminée (agitation à 3 dimensions). Si le vent persiste, les vagues se forment et progressent dans la direction où souffle le vent, l'agitation tend à devenir un phénomène à deux dimensions en donnant une houle cylindrique. Le profil des lames est fortement dissymétrique. Les crêtes étant couchées sous le vent et les creux allongés avec de faibles pentes. A partir d'une certaine cambrure, la crête des vagues se brise avec formation de rouleaux d'écume donnant à la mer un aspect moutonné (Chapon, 1984).

#### II.6.5.1. Caractéristiques de la houle

La houle est caractérisée par plusieurs critères qui la constituent (Chapon, 1984) :

- La hauteur de la vague ou amplitude qui se définit par la distance entre le sommet et le niveau de la mer.
- La longueur d'onde qui est égale à la distance entre deux crêtes ou deux creux consécutifs.
- La période  $T$  qui mesure le temps écoulé entre le passage de deux crêtes consécutives.
- Le rapport de la hauteur sur la longueur correspond à la cambrure.
- La vitesse de propagation ou célérité est le rapport de la longueur d'onde sur la période

#### II.6.5.2. La réfraction de la houle

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. Si la propagation s'effectue vers une côte faiblement inclinée, dont les lignes de niveau sont sensiblement parallèles aux crêtes de la houle, on constate une diminution de la longueur d'onde, et en général de l'amplitude. Les vagues se déforment avec augmentation de la cambrure au fur et à mesure que la profondeur diminue. Si les lignes de niveau du fond ne sont pas parallèles aux crêtes, les vagues subissent une rotation qui tend à les rendre parallèles aux lignes de fond. C'est ainsi que la houle subit des concentrations au voisinage d'une pointe ou d'une île, pouvant augmenter

considérablement son amplitude. Au contraire la propagation dans une baie provoque un épanouissement des crêtes avec diminution de l'amplitude, comme l'illustre la **figure II.13** :

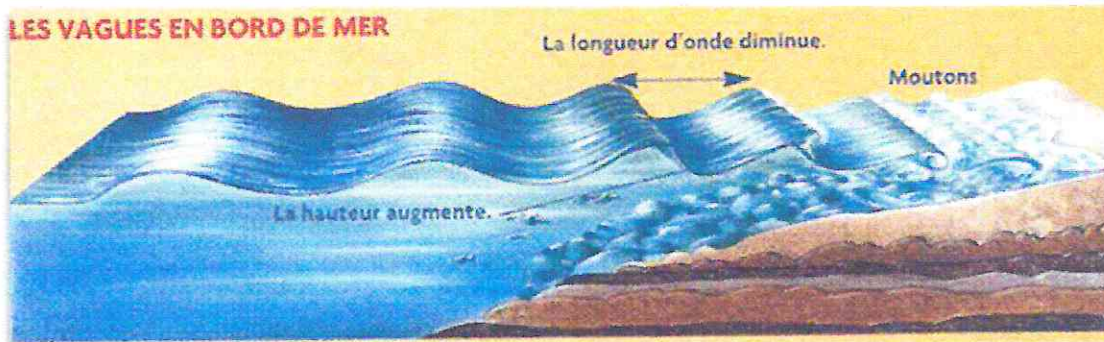


Figure II.13. Illustration de la réfraction de la houle

### II.6.5.3. La réflexion de la houle

Lorsque la houle atteint une paroi verticale, elle se réfléchit en formant un système d'ondes stationnaires appelé « clapotis ». L'amplitude de ces ondes est sensiblement le double de celle de la houle incidente. Leur longueur d'onde et leur période restent celles de la houle incidente.

Si la houle aborde l'écran sous un certain angle, la réflexion s'effectue de la même façon que pour les ondes lumineuses. La composition de la houle incidente et de la houle réfléchie donne aux abords de l'obstacle un phénomène stationnaire compliqué appelé « gaufrage ».

Une paroi fortement inclinée donne une réflexion partielle avec formation d'un clapotis partiel d'amplitude inférieure à celle due à la réflexion totale.

### II.6.5.4. Le déferlement de la houle

Lorsque la houle atteint une côte inclinée, la cambrure des lames augmente jusqu'au déferlement qui se traduit par un effondrement de la vague avec formation d'un bouillonnement (écume) sur la surface antérieure. Sur un fond à faible pente, les lames déferlantes progressent sans perdre beaucoup de leur symétrie.

### II.6.5.5. La diffraction de la houle

Le passage de la houle à travers une passe ou à proximité d'une digue unique entraîne la rotation des crêtes et une réduction de l'amplitude par diffraction. D'une façon générale l'amplitude des vagues décroît au fur et à mesure qu'on s'éloigne des musoirs des digues, dans l'ombre géométrique de la houle incidente. La longueur d'onde et la période ne sont pas modifiées par la diffraction, comme l'illustre la **figure II.14** :



Figure II.14. Illustration de diffraction de la houle

### II.6.6. Les 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, l'attraction des astres (forces extérieures), 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).

Parmi les types de courants, on distingue (Chapon, 1984) :

- Les courants généraux.
- Les courants de marée.
- Les courants de houle.
- Les courants côtiers ou de débris.

#### II.6.6.1. Les courants généraux

Les courants généraux sont formés par:

- Des forces extérieures au milieu marin (vent),
- Des forces internes au milieu marin (différences de salinité ou de température à l'intérieur de la mer).

Les courants dus aux vents de tempête peuvent se superposer au mouvement de la marée, et produire d'importantes surélévations du niveau de la mer. C'est le phénomène de raz de marée bien connu sur les côtes du Japon, des Antilles, etc.

En raison de leurs faibles vitesses, les courants généraux ont le plus souvent une faible influence sur le régime des côtes, mais ils conditionnent les climats des régions côtières.

#### II.6.6.2. Les 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.6.6.3. Les 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 décroît avec la profondeur.

Ils se dressent en trois (03) catégories :

- Courants littoraux
- Courants de retour
- Courants d'expression

### II.6.6.4. Les courants côtiers ou de débris

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

### II.6.7. La marée

La marée dont la période varie de 12 h à environ 18 h, et dont l'amplitude peut atteindre sur certaines cotes une quinzaine de mètres.

Les marées sont des oscillations plus ou moins périodiques qui affectent le niveau de lamer résultant de l'application de deux forces sur la terre (Chapon, 1984) :

- Une force d'attraction gravitationnelle appliquée par un astre tel que la lune ou le soleil sur les molécules de l'eau. On note que celle de la lune est supérieure de 2,17 fois celle du soleil, car cette force est plus intense si l'astre en question a une masse importante et une distance proche de la terre.
- Une force centrifuge liée à la rotation de la terre sur son orbite qui s'exerce de manière identique en tout point du globe.
- En rapportant le niveau de la mer à un référentiel, on peut représenter la variation de la hauteur en fonction du temps sous forme d'une courbe.

## II.7. LA SIGNALISATION ET LA NAVIGATION 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.
- Donner les moyens aux navires de connaître leur position que ce soit en vue de la côte comme au large, et de jour comme de nuit.

**Les dispositifs d'aide à la navigation :**

Les dispositifs d'aide à la navigation sont constitués principalement de :

- Des phares et des feux.
- Du balisage qui délimite de jours les écueils, les hauts fonds et les chenaux.

Concernant la navigation, voici quelques définitions :

**Cercle d'évitage :** est la surface que va balayer le navire en tournant autour de son mouillage. Sous la force combinée du vent et/ou du courant, le navire pivote autour de son point de mouillage (il évite).

**Passe d'entrée :** est la porte d'accès et de sortie d'un port, dans lequel un navire disposera de la plus grande profondeur d'eau et une largeur suffisantes lui permettant de progresser en toute sécurité.

**II.8. CONCLUSION**

La synthèse bibliographique n'est pas exhaustive, mais elle permet plus ou moins de donner un aperçu général sur des termes applicables dans les travaux maritimes. Aussi les définitions relatives constituent une base de données à notre projet

---

# CHAPITRE III

---

PRESENTATION DU PROJET ET  
COLLECTE DE DONNES

### CHAPITRE III PRESENTATION DU PROJET ET COLLECTE DE DONNEES

#### III.1. INTRODUCTION

Comme tout ouvrage de génie-civil, l'aménagement d'un port a besoin, avant d'entreprendre son implantation finale, de bien connaître les caractéristiques du site et recenser les informations suffisantes à savoir les données météorologiques, océanographiques, physiques ainsi que les statistiques concernant la flottille pour pouvoir déterminer, entre autres, les besoins en termes de linéaire de quai et de surface de terre-plein.

#### III.2. SITUATION GEOGRAPHIQUE DE LA ZONE DE PROJET

La ville de Dellys est située dans la partie centrale de la côte algérienne et s'étend sur deux kilomètres. Elle est située à 50 km à l'Est de la ville de Boumerdes, chef-lieu de la wilaya. Ce secteur de côte est localisé entre les méridiens  $3^{\circ} 55'$  -  $3^{\circ} 56'$ .

La baie de Dellys est formée par une saillie rocheuse s'avancant en mer en direction Nord-Est. Les environs immédiats de Dellys sont constitués par des montagnes atteignant 170 mètres de hauteur qui arrivent jusqu'à la côte en Est et par une croupe de montagne de 370 m de hauteur atteignant également la mer, au Nord, entre Dellys et Oueds Sebaou. Comme le représente la **figureIII.1**:



Figure III.1. Image satellite du site du projet (source google Earth)

#### III.3. PRESENTATION DU PORT DE DELLYS EXISTANT :

##### III.3.1. Localisation du port

Position géographique : Longitude :  $03^{\circ} 55' 10''$  Est, Latitude :  $36^{\circ} 55'$  Nord,

Le port de Dellys s'étale sur une superficie de 4 à 5 hectares de terre -plein et une surface totale du plan d'eau de 6ha.

Les infrastructures et les superstructures du port ne sont pas nombreuses. A l'entrée principale on peut distinguer le poste de police sur la gauche. L'infrastructure la plus importante dans le port est l'assiette de terrains destinée pour l'entreposage des marchandises. Comme le représente la **figure III.2**:



Figure III.2. : Image satellite du port existant de Dellys (Google earth)

### III.3.2. Caractéristiques du port

- **Ouvrages de protection** : Le port est abrité par une jetée principale de 460 ml de longueur et d'un môle de 130 ml. Il est relativement bien abrité.
- **Ouvrages d'accostage** : La longueur totale des ouvrages d'accostage est de 393 ml et la profondeur en pied des quais varie de 2 à 5 m.
- **Ouvrages et équipements de réparation navale** : Le port dispose d'une cale de halage non équipée pour la mise à sec des petites embarcations.
- **Superstructures** : Les superstructures existantes au niveau de ce port sont constituées par :
  - Un bloc administratif de 200 m<sup>2</sup> occupé par l'EPAL.
  - 71 cases pêcheurs.
  - Une fabrique de glace de 10T/j appartenant (l'ex ENAPECHE).
  - Un poste pour l'avitaillement en carburant.
  - Une conserverie à l'arrêt.
- **Délimitation du domaine portuaire** : Le domaine portuaire est défini et clôturé.
- **Réseaux divers** : Les réseaux d'AEP, d'électricité d'éclairage public, existent.
- **Accès routier** : Le port de Dellys est pourvu d'un accès routier le reliant au centre-ville.

### III.4. DESCRIPTION DU PROJET

Le port mixte de Dellys est confronté, depuis plusieurs années, à un problème d'exiguïté. Sa capacité d'accueil ne dépasse pas les 200 embarcations.

De ce fait, une extension est prévue par la réalisation de nouveaux quais destinés aux petites embarcations (sardiniers, chalutiers, thoniers, petits métier,...), ainsi qu'aux bateaux commerciaux de grand calibre tel que le vraquier. Le terre-plein du port se verra également étendu par une surface supplémentaire de 25 hectares destinée à l'exploitation commerciale, ainsi qu'à différents investissements liés au secteur. Le port sera protégé par de nouvelles jetées.

### III.5. COLLECTE DE DONNEES

#### III.5.1. Données météorologiques

##### III.5.1.1. Climat et température

La pluviométrie est irrégulière et varie entre 500 et 1 300 mm/an avec une pluviométrie moyenne égale à 900 mm/an.

La température diminue durant la période qui s'étale de Décembre à Février, pendant laquelle on enregistre des moyennes allant de 11 à 13 °C, tandis qu'elles augmentent pendant les mois allant d'Avril à Septembre avec des températures moyennes variant de 15 à 26°C

Les amplitudes thermiques annuelles sont en général faibles dans la wilaya ; ceci étant dû à la proximité de la mer. La température moyenne est de 18° près de la côte et de 25° à l'intérieur des terres.

##### III.5.1.2. Vents

Suite aux données de l'Office National de la Météorologie (O.N.M) ainsi que celles de MEDATLAS, nous avons pu mettre en évidence une prédominance des vents provenant des directions Est-Nord-Est et Ouest-Sud-Ouest, avec des vitesses maximales qui atteignent 20m/s pour les directions comprises entre 240° et 270°N. Aussi pour les directions comprises entre 45° et 90°N on observe des vitesses de vent qui atteignent 16 m/s. Les résultats de l'étude ont représenté les directions les plus prédominantes des vents dans la **figure III.3**:

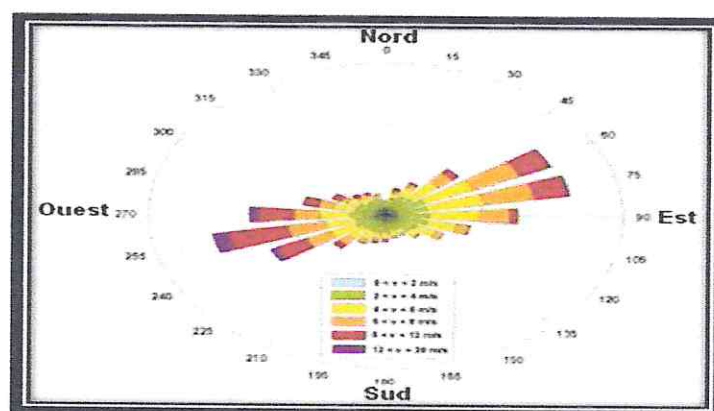


Figure III.3 : Rose de Medatlas (1999-2004)

### III.5.2. Données géologiques

D'après le laboratoire des études maritimes, le site de Dellys est formé essentiellement de l'unité tellienne sur laquelle repose en discordance le Miocène post nappe qui correspond à la limite Est du site. Ce Miocène est gréseux. Il occupe aussi les alentours de Takdempt et recoupe perpendiculairement les structures plus anciennes (Raymond, 1966).

Les ensembles lithologiques distingués de la région sont :

- **Les massifs anciens** : sont essentiellement métamorphiques composés de terrains schisteux et gneissiques d'âge anti-primaire et primaire, ils sont localisés au Sud et Sud Ouest de Thénia.
- **Le haut fond berbère** : il comprend :

La chaîne calcaire ou dorsale Kabyle.

L'Oligocène Kabyle : il est composé de schistes, grès et sables argileux.

Socle d'origine éruptive constitué de granites, granodiorites, andésites d'âge miocène.

- **L'oligocène à faciès Numédien** : il renferme des normes argilo-schisteuses à intercalations de petits bancs de quartzite, grès et calcaires. Ces terrains recouvrent les rives de l'Oued Sébaou.
- **Les flyschs crétacés** : sont d'origines allochtone, dont la mise en place s'est effectuée au cours du miocène inférieur, ces flyschs correspondent à une série monotone dans laquelle alternent essentiellement des niveaux d'argiles schisteuses et des grès.
- **Les formations post-nappes** : englobent :

L'oligo-miocène : composé de grès et de conglomérats.

Le pliocène : sablo-argileux au niveau des rives de Oued Isser.

- **Le quaternaire alluvionnaire** : dans les lits des oueds ainsi que dans les zones de basse altitude et sableuse le long de la côte littorale constituent un cordon dunaire qui borde la côte.

Sur le plan physique, le relief de cette région est peu accidenté et boisé, il est formé de deux grands ensembles géographiques constitués du Nord au Sud par :

Une concentration en majorité de plateaux et de plaines, soit 55% de la superficie totale de la commune, caractérisés par des pentes faibles de 0 à 5%.

Au sud 45% de montagnes à pentes raides de 15 à 25.

L'annexe (01) montre la carte géologique du site.

La lithologie de cette zone est formée de sable plus au moins argileux de différentes grosseurs au niveau des Oueds et des ravins. Cette structure d'argiles Numédiennes forme une épaisse couche imperméable recouverte de grès à la base desquels se forme la nappe aquifère.

### III.5.3. Données océanographiques

#### III.5.3.1. Etude de la houle

L'étude de la houle se fait en trois (3) étapes :

##### 1- Collecte des données de houles au large :

La détermination des conditions de la houle au large a été faite à partir des données tirées de :

- L'US NAVAL Weather Service Command du manuel Summary of Synoptic Meteorological Observations (SSMO).
- L'institut Hollandais de météorologie (KNMI) qui ont été établies par des navires au large.
- Mesures effectuées par l'Institut Danois d'Hydraulique (IDH) de 1973 à 1975,
- Enregistrements effectués au port de Dellys de 1980 à 1981.
- Mesures effectuées au port d'Alger de 1953 à 1959.

La synthèse de l'ensemble de ces données est consignée dans le **tableau III.1** suivant :

Tableau III.1. Houles au large

Source		SSMO		KNMI	RIBES	IDH
Lieu		Bateaux		Bateaux	Alger	Issers - Dellys
Durée		1963 - 1970		1961 - 1980	1953 - 1959	1973 - 1975 1980 - 1981
Secteur		Nord	Nord - Est	Nord-Ouest 305° - 355 °	Toutes directions confondues	Toutes directions confondues
Amplitudes (m)	H <sub>1an</sub>	/	/	4.6	/	1.70
	H <sub>2ans</sub>	4.30	4.30	5.20	5.25	5.25
	H <sub>5ans</sub>	5.20	5.15	6.40	6.20	6.10
	H <sub>10ans</sub>	5.80	5.70	7.20	6.90	6.70
	H <sub>20ans</sub>	7.20	6.90	7.90	7.55	7.20
	H <sub>50ans</sub>	7.80	7.40	8.90	8.50	8.0
	H <sub>100ans</sub>	/	/	9.70	9.20	8.70

## 2- Réfraction sur modèle mathématique

L'étude de la réfraction de la houle a pour objet l'exploitation des caractéristiques de la houle au large pour définir les caractéristiques de la houle à la côte.

La propagation de la houle entre le large et la côte est étudiée avec le modèle numérique SWAN (Simulating Waves Nearshore développé par l'université de DELFT) ou autres, elle est basée généralement sur les données bathymétriques obtenues des cartes nautiques du SHOM ainsi que la bathymétrie réalisée sur terrain. Nous sommes arrivés à déterminer les directions principales des houles peu réfracter selon leur période de retour, hauteur significative et angle d'arrivé. La carte et les profils bathymétrique sont reportés en **annexe 02**.

On présente dans les **tableaux III.2 et III.3** qui suivent les résultats de l'étude de la réfraction de la houle à la côte.

Tableau III.2. Les moyennes des résultats obtenus par direction et par période de la houle annuelle à -10m

Direction en degré	Période en (s)	Amplitude de la houle au large $H_s$ (m)	Amplitude de la houle en (m) à -10 m	Angle d'arrivée (degré)	Coefficient de réfraction $K_r$ à -10
N360°	6	1	0.63	18	0.63
N360°	8	2.67	1.72	23	0.64
N360°	10	4.92	3.25	26	0.66
N65°	6	1.09	0.97	62	0.89
N65°	8	2.56	2.24	59	0.87
N65°	10	5.05	4.44	57	0.87
N45°	6	1.09	0.96	47	0.88
N45°	8	2.56	2.2	46	0.86
N45°	10	5.05	4.28	46	0.84
N90°	6	1.06	0.87	81	0.82
N90°	8	2.53	2.06	74	0.81
N90°	10	6.52	5.16	69	0.79

Tableau III.3. Les moyennes des résultats obtenus par direction à différentes profondeurs pour la houle centennale

Direction en degré	Période de retour	Hs au large (m)	-20 m		-15 m		-10 m		-5 m	
			Hs (m)	Kr	Hs (m)	Kr	Hs (m)	Kr	Hs (m)	Kr
N 360°	100 ans	8.5	6.59	0.77	5.76	0.67	5.42	0.63	3.83	0.45
N 65°	100 ans	8.08	7.38	0.91	7	0.86	6.07	0.75	4.04	0.5
N 45°	100 ans	8.08	6.96	0.86	6.52	0.8	5.8	0.71	3.91	0.48
N 90°	100 ans	6.62	6.55	0.99	6.18	0.93	5.52	0.83	3.79	0.57

### 3- Interprétation des résultats

Les houles annuelles de direction N360° sont très réfractées, elles perdent environ 40% de leur énergie.

Ces dernières présentent une déviation maximale de 26°. Les houles de direction N65° et N45° ont des coefficients de réfraction assez proche et conservent leurs énergies. Les houles de secteur N90° sont un peu plus réfractées par rapport aux houles de direction N45° et N65° et perdent environ 20 % de leur énergie.

Les houles de secteur Ouest n'ont pas été pris dans notre étude car le site semble protégé par le cap en forme de pic situé à l'Ouest.

Pour les houles centennales, celles de direction N360° sont très réfractées. Celles de direction N45° et N65° ont presque les mêmes coefficients de réfraction. Les houles de direction N90° conservent leurs énergies et présentent les plus forts coefficients de réfraction. On remarque que les houles N90° et N65° sont les plus énergétiques. Les houles de direction N65° ont les plus fortes amplitudes.

Il en ressort de cette analyse que les houles de directions N90° et N65° sont défavorables pour les futurs ouvrages de protection.

#### III.5.3.2. La marée et les variations du niveau marin

L'amplitude de la marée est généralement faible en Méditerranée, elle présente d'importants écarts suivant l'époque lunaire et est le plus souvent masquée par la surélévation ou l'abaissement du niveau de l'eau engendrée par des variations de conditions climatologiques.

En moyenne, la marée de pleine lune est de 25 à 30 cm et celle de la nouvelle lune de 5 à 15 cm. D'autres phénomènes astronomiques peuvent se superposer à cet effet tels que la pression atmosphérique, les seiches, ....

De forts vents marins locaux peuvent aussi, par action directe sur la surface de la mer, entraîner au rivage un gonflement du plan d'eau. Le niveau de la surface de la mer pourrait ainsi atteindre **une surélévation maximale de 1 m environ**, du fait des phénomènes ci-dessus.

### III.5.3.3. Les courants

La côte algérienne se caractérise par des courants qui se dirigent de l'Ouest vers l'est avec une vitesse avoisinant les 1m/s ces derniers ne constituent pas une contrainte pour les ouvrages de protection.

### III.5.4. Données physiques

#### III.5.4.1. La topographie

Un levé topographique du site a été fait en tenant compte de la ligne de cote et la plage ainsi que les habitations et les ouvrages se trouvant aux alentours.

#### III.5.4.2. La bathymétrie

La campagne de bathymétrie a été faite en parallèle avec la topographie pour permettre par la suite de faire l'étude de réfraction de la houle et dégager le meilleur positionnement des ouvrages de protection.

NB : le levé bathymétrique est reporté en **annexe (02)**.

#### III.5.4.3. La géomorphologie

Des sondages à la lance ont été réalisés tout en mesurant l'épaisseur de la couche meuble ainsi que des prélèvements à l'aide de la benne VAN VEEN pour pouvoir déterminer la nature du sol. Les résultats ont montré que le sol est constitué de 41 % de roches naturelles et de 59 % de sable où ce dernier est formé de couche de 0.2 m à 1.80 m d'épaisseur.

NB : Les résultats des sondages et prélèvements sont reportés en **annexe (03)**.

### III.5.5. Données relatives aux besoins :

#### a) Caractéristique de la flottille projetée jusqu'en 2030 :

- **Pour la pêche :** dans le cadre de la présente étude, la Direction de Travaux Publics a transmis la flottille de pêche existante actualisée ainsi que des informations relatives aux projections prévues qui sont données dans le **tableau III.4:**

Tableau III.4 : Nombre et caractéristiques des embarcations de pêche

Type d'embarcation	Nombre	Dimensions (m)		
		Longueur	Largeur	Tirants d'eau
Thoniers	3	25 à 32	6 à 8	4 à 6
Chalutiers	13	15 à 25,5	5,5 à 7,5	3 à 4
Sardiniers	41	10 à 22	3,4 à 6	2,5 à 3
Petits métiers	171	4.8 à 10	1,7 à 4	0,6 à 1
<b>Total</b>	<b>228</b>			

- Pour le commerce : la flottille commerciale est représentée dans le **tableau III.5.**

Tableau III.5. Synthèse des besoins de commerce

Type d'embarcation	Nombre	Dimensions (m)		
		Longueur	Largeur	Tirants d'eau
Conteneur	02	184	28.7	10
Céréaliier	01	181	27	10.6
Marchandise divers	03	161	24.9	9
RO-RO	01	121	19.4	6

#### III.5.5.1. Besoins pour l'aménagement

Pour aménager un port on a besoin des données concernant les profondeurs liées aux embarcations. Ces données sont reportées dans le **tableau III.6** :

Tableau III.6. Les profondeurs liées aux embarcations du projet.

	Type d'embarcation	Tirant d'eau	Assiette	Vague	Pied de pilote	Plus basse mer	Profondeur
commerce	Conteneur	10				0.45	12
	Céréaliier	10.6				0.45	12
	Marchandise divers	9				0.45	10
	RO-RO	6				0.45	8
Pêche	Thonier	5	0.15	0.15	0.25	0.45	6
	Chalutier / Sardinier	3	0.15	0.15	0.25	0.45	4
	Petit métiers	1	0.15	0.30	0.55	0.45	2.5

### III.5.5.2. Schéma d'aménagement

#### Besoins en linéaire de quai et d'appontement :

Afin de permettre une utilisation optimale des linéaires disponibles il est retenu un amarrage en perpendiculaire pour les unités de pêches, et un amarrage en parallèle pour les navires de commerce. Pour ce qui est de la largeur du gabarit considérée par type d'embarcation et les linéaires d'amarrages nécessaires seraient comme inscrit dans le **tableau III.7**:

Tableau III.7. Linéaire des différents quais pour les embarcations du projet

	Types d'embarcation	Largeur de gabarit (m)	Linéaire de quai (ml)
Commerce	Conteneur	215	2 x 215 = 430
	Céréaliier	221	1 x 221 = 221
	Marchandise divers	195	3 x 195 = 587
	RO-RO	175	1 x 175 = 175
	<b>Totale commerce</b>		<b>1413 ml</b>
pêche	Thonier	8.0	3 x 8,00 = 24,0 ml
	Chalutiers	6.5	13 x 6,50
	Sardiniers	6	41 x 6,00
	Petits métiers	3	171 x 3,00
	Quai de débarquement		75
	Quai d'avitaillement		60
	<b>Totale pêche</b>		<b>1003 ml</b>

### Besoin en surface de terre-plein

#### 1) Pour la pêche

- Surface nécessaire pour la halle de vente

Le tonnage annuel à débarquer est de 8 210 t, soit sur la base de 200 sorties/an, une moyenne de 41 t/jour. On dimensionne la halle de vente pour deux fois ce tonnage pour tenir compte des prises de pointe, soit 82t.

Sur la base d'un ratio de  $0,10 \text{ T/m}^2$ , nous aurons besoin de  $82 / 0,1 = 820 \text{ m}^2$ , on prend  $850 \text{ m}^2$ .

- Surface nécessaire pour fabrique de glace

Les besoins en quantités de glace sont basés sur les ratios suivant :

- Poisson bleu :  $0,5 \text{ t/j}$  par tonne de poisson
- Poisson blanc :  $1 \text{ t/j}$  par tonne de poisson

La production journalière de poisson est estimée à  $41 \text{ t/j}$  Soit un besoin en glace de  $41 * 0,5 = 20,55 \text{ t/j}$ . On prend un besoin de  $21 \text{ t/j}$  de glace à fabriquer (il existe actuellement une fabrique de  $10 \text{ t/j}$ ).

⇒ **La surface nécessaire pour la fabrique de glace est de  $150 \text{ m}^2$ .**

- Surface nécessaire pour la réparation et l'entretien en des petits métiers

Pour la mise à sec des petits métiers, il est prévu une cale de halage. La surface préconisée devrait permettre la mise à sec de  $2/3$  des petits métiers, soit :  $2/3 * 171 = 114$  petits métiers.

Sur la base d'un encombrement de  $50 \text{ m}^2$  par embarcation, nous aurons besoin de  $50 * 114 = 5700 \text{ m}^2$  de surface de terre-pleins derrière la cale de halage.

- Surface nécessaire pour le poste d'avitaillement

On réservera une surface de  $200 \text{ m}^2$  pour les besoins deux postes d'avitaillement.

- Surface nécessaire pour le rangement d'outillage et accessoires

Le calcul est basé sur les normes suivantes :

- Thonier/ Chalutiers/ sardiniens :  $10 \text{ m}^2/\text{embarcation}$
- Petits métiers :  $6 \text{ m}^2/\text{embarcation}$

⇒ Soit :  $(10 * 57) + (6 * 171) = 1596 = 1600 \text{ m}^2$

- Parking pour véhicule

Sur la base d'un véhicule pour deux embarcations et une réservation de  $20 \text{ m}^2$  par véhicule, la surface totale à réserver est de :  $228 / 2 * 20 = 2280 \text{ m}^2$ . On prend  $2300 \text{ m}^2$ .

- Surface nécessaire pour la vente de pièces de rechange

On réservera une surface de  $50 \text{ m}^2$  pour le comptoir de vente de pièces de rechange

- Bâtiments administratifs

Pour le bloc administratif la surface est estimée à  **$600 \text{ m}^2$** .

- Surface diverses

En ce qui concerne les surfaces réservées pour le poste de police, la protection civile, la brigade maritime et la douane elles sont estimées à environ 800 m<sup>2</sup>.

Tableau III.8. Besoin en surface utile pour la pêche

Besoins en équipements	
Halle de vente	850 m <sup>2</sup>
Poste d'avitaillement	200 m <sup>2</sup>
Fabrique de glace	150 m <sup>2</sup>
Cases pêcheurs	1 600 m <sup>2</sup>
Comptoir de vente de pièces de rechange	50 m <sup>2</sup>
<b>TOTAL EN BESOINS EN EQUIPEMENT</b>	<b>2 850 m<sup>2</sup></b>
Besoin en surfaces utiles	
Zone de réparation et entretien	5 700 m <sup>2</sup>
Bâtiments administratifs	600 m <sup>2</sup>
Surface diverses	800 m <sup>2</sup>
Parking	2 300 m <sup>2</sup>
<b>TOTAL EN BESOINS DE SURFACES UTILES</b>	<b>9 430 m<sup>2</sup></b>

## 2) Pour le commerce

Les besoins en terre-plein pour le commerce sont estimés comme suit :

Tableau III.9. Besoins en surface de terre-pleins pour le commerce

Désignation	Terre-pleins nécessaire (Ha)
Poste conteneur	11
Poste céréalier	03
Poste marchandises divers	08
RO-RO	03
Zone de réparation et entretien	0.57
Bâtiments administratifs	0.06
Surface diverses	0.08
Parking	0.23
<b>TOTAL EN BESOINS DE SURFACES UTILES</b>	<b>26.2</b>

**III.6. CONCLUSION**

Les données collectées au préalable, et inscrites ci-dessus vont servir à tracer les grandes lignes pour dégager les différentes variantes d'aménagement du port ainsi qu'à l'étude de stabilité de la structure du quai, qui vont être détaillé dans les prochains chapitres.

---

# CHAPITRE IV

---

AVANT-PROJET SOMMAIRE

## CHAPITRE IV AVANT-PROJET SOMMAIRE

### IV.1. INTRODUCTION

L'établissement des variantes d'aménagement du port mixte de Dellys doivent répondre aux besoins de pêche de la région d'une part et des exigences de l'étude du trafic de la partie commerciale d'autre part, tout en assurant les critères de confort, de durabilité, de stabilité, d'entretien et de coût.

Après une étude multicritères une variante sera choisie, ainsi on pourra localiser l'emplacement du quai céréalier.

### IV.2. ETABLISSEMENT ET DESCRIPTION DES VARIANTES D'AMENAGEMENT

Compte tenu des investigations et des reconnaissances qui ont été établies sur le site, les estimations des besoins, l'étude du trafic ainsi qu'aux données de base, deux variantes ont été proposées :

#### IV.2.1. Variante n°1

La figure IV.1 montre le plan de masse de la variante n°1 proposée :

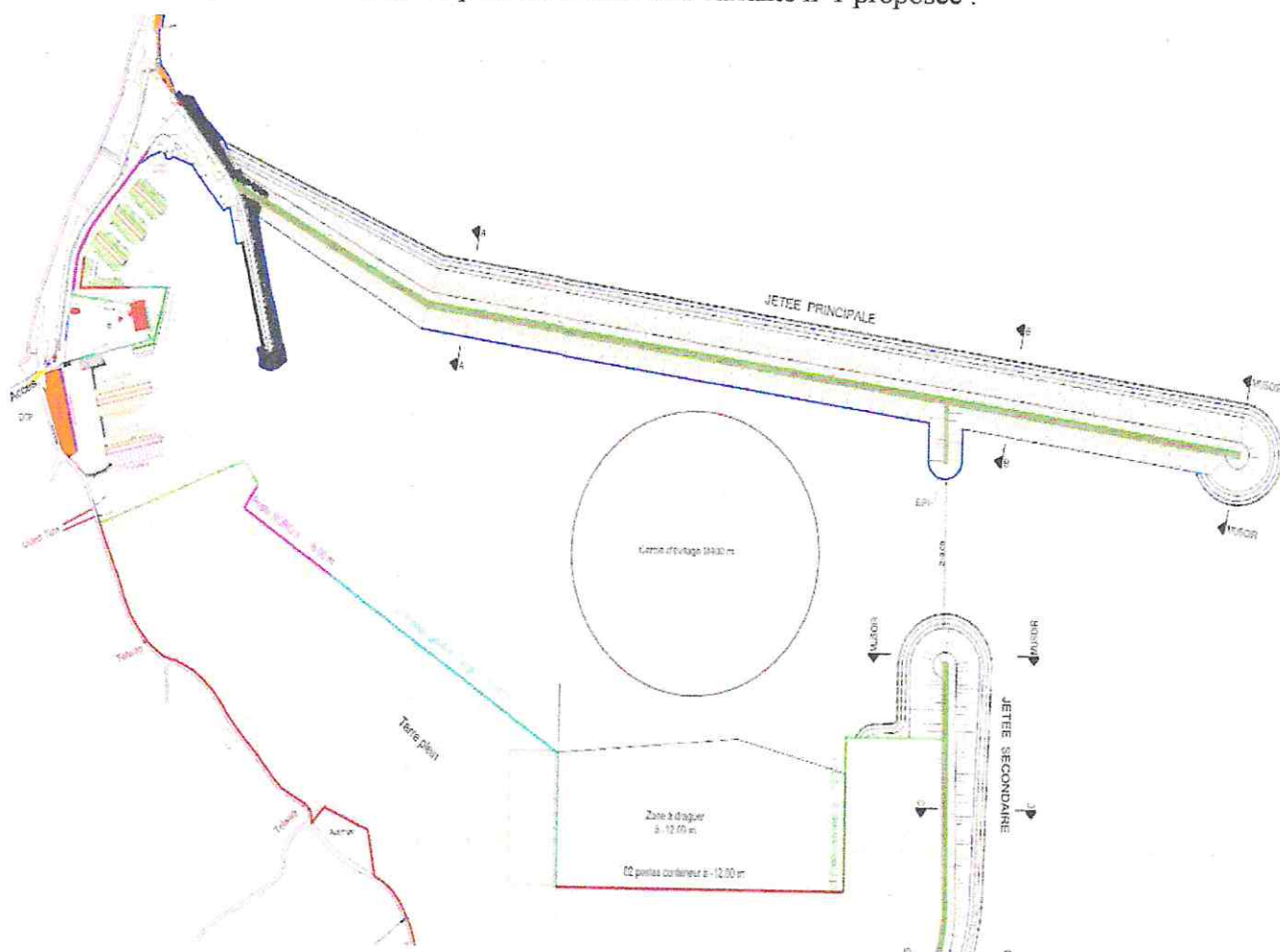


Figure IV.1. Plan de masse variante n°1

#### IV.2.1.1. Description de la variante

La variante n°1 comprend :

- Une jetée principale composée de deux tronçons, un de l'enracinement au premier coude orienté vers le N 28° de 379 m de long, le deuxième tronçon entre le coude et le musoir orienté vers le N 08° de 1321 m de long. Cette jetée est encreée de -5m à -20 m.
- Une jetée secondaire composée de deux parties, la première sous forme d'arc de l'enracinement sur 146 m en courbe orienté vers N 115° et un alignement de 378 m de long orienté vers N 90°.
- Un linéaire de quais (appontements compris) de 2490.6 ml.
- Une surface en terreplein de 42.05 Ha.
- Un plan d'eau de 78.2 Ha.
- La passe d'entrée est orientée vers N 90.

#### IV.2.1.2. Exposition à la houle

La houle de projet est une houle qui provient essentiellement des direction N 65° et N 90°

D'après le plan de masse de la variante n°1, on remarque que :

- Les ouvrages de protection abritent bien les ouvrages d'accostage cependant la passe d'entrée est exposée directement à la houle de N 90° et ce qui donnera une probable agitation du bassin.

#### IV.2.1.3. Conditions de dragage

D'après le plan de masse, les résultats des sondages à la lance ainsi que la bathymétrie et le tirant d'eau des quais requis, on déduit ce qui suit :

- La zone à dragué a une superficie de 9 Ha.
- La zone concernée est constituée majoritairement de roches naturelle à 65 % ainsi que des zones sableuses allant jusqu'à 1.7 m d'épaisseur.

Donc pour atteindre les profondeurs escomptée nous procéderons à un déroctage/dragage.

#### IV.2.1.4. Possibilité d'extension

Il existe une possibilité d'extension apparente du côté Est du port à partir de la jetée secondaire tout en prolongeant la jetée principale.

#### IV.2.1.5. Exploitation des installations existantes

Le môle existant a été utilisé cependant la jetée principale existante a perdu son rôle est devient inutilisable.

## IV.2.2. Variante n°2

La figure IV.2 montre le plan de masse de la variante n°2 proposée :

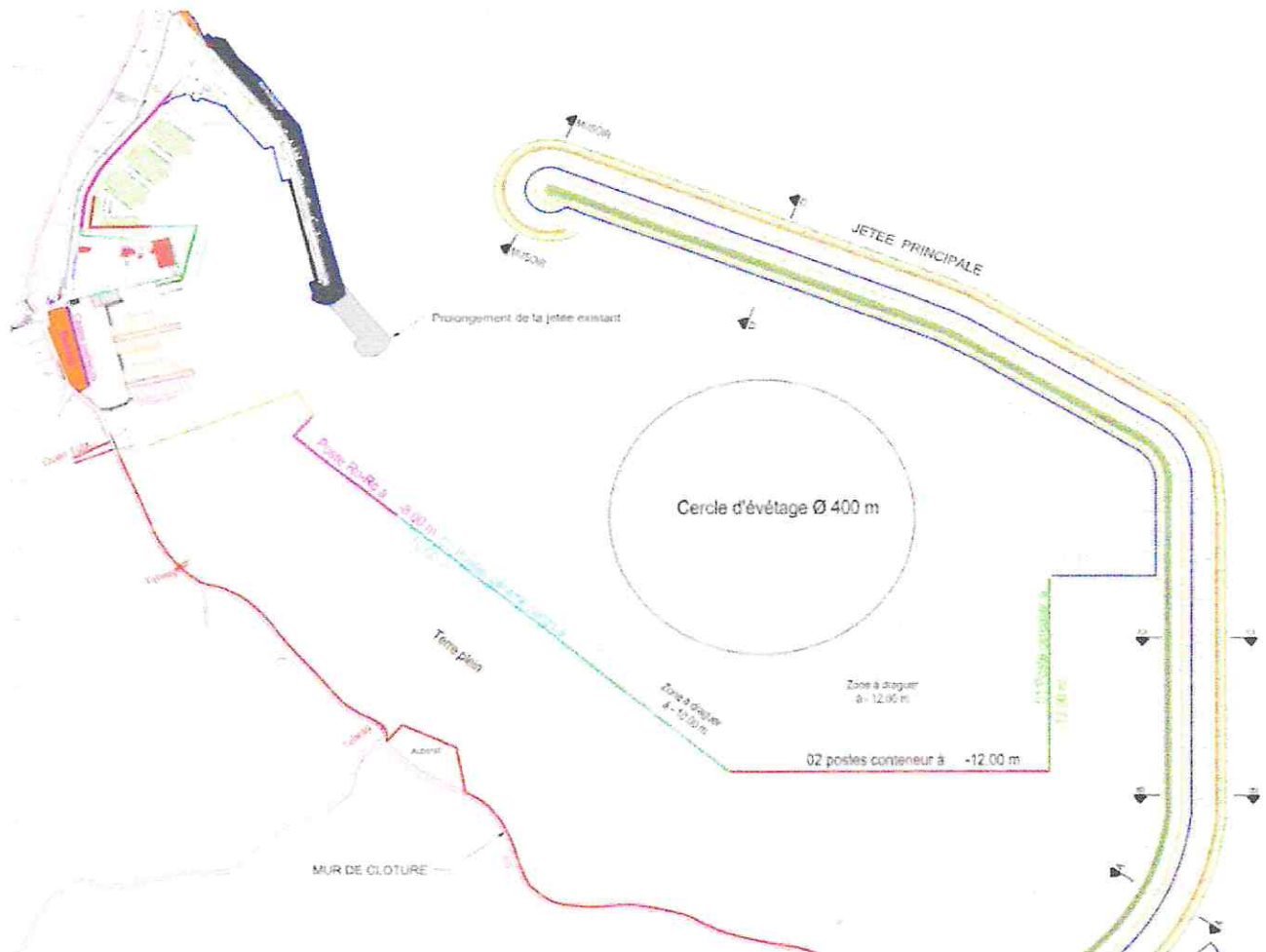


Figure IV.2. Plan de masse variante n°2

## IV.2.2.1. Description de la variante

La variante n°2 comprend :

- Une jetée principale de longueur totale de 1700 m divisée en 4 parties, un arc de 300 m en courbe orienté vers N 126° et un alignement de 487 m de long orienté vers N 90° suivit d'un coude puis un alignement de 365 m de long orienté vers N 29° et un autre coude puis un alignement de 548 m de long orienté vers N 22°.
- La jetée existante transformée en jetée secondaire composée d'un alignement de 180 m orienté vers N 56° suivit d'un coude puis d'un alignement de 250 m orienté à N 80°.
- Un linéaire de quais (appontements compris) de 2455,6 ml.
- Une surface en terre-plein de 43,35 Ha.
- Un plan d'eau de 64,25 Ha.
- Passe d'entrée est orienté vers Nord-Ouest.

#### IV.2.2.2. Exposition à la houle

D'après le plan de masse ainsi que les données climatologiques, on remarque que :

- Les ouvrages de protection (jetée principale et secondaire) réfléchissent d'une façon optimale les houles de projet incidentes et ainsi offrent une bonne protection du bassin et réduisent l'agitation dans ce dernier.
- La passe d'entrée est orienté Nord-Ouest donnant naissance à une chenal d'accès bien abrité par le cap, aussi il est à noter qu'aucune houle incidente n'a de provenance Nord-Ouest, ceci offre d'excellentes conditions de manœuvre à l'entrée au port.

#### IV.2.2.3. Conditions de dragage

D'après le plan de masse, les résultats des sondages à la lance, la bathymétrie du site et le tirant d'eau nécessaire on déduit ce qui suit :

- La surface totale à draguer est estimée à : Zone 1 de 1.2 Ha et Zone 2 de 6.5 Ha.
- La Zone 1 est constituée entièrement de roches naturelles. La Zone 2 est constituée de roches naturelles allant jusqu'à 90% avec une partie sableuse allant jusqu'à 1.7 m d'épaisseur.
- Compte tenu de ces résultats on procédera généralement à un déroctage.

#### IV.2.2.4. Possibilité d'extension

Pour cette variante il est très difficile de procéder à une future extension hors bassin car l'avancement du coté Nord-Ouest est bloqué par le cap et du coté Sud-Est est bloqué par la jetée principale.

#### IV.2.2.5. Exploitation des installations existantes

La jetée principale existante a pu être exploitée, et est devenue une jetée secondaire, venue compléter la protection du port. Soit un gain de 430 ml de jetée.

### IV.3. ELEMENTS DE COMPARAISON ENTRE LES DEUX VARIANTES

Afin de comparer entre les deux variantes d'aménagement du port mixte de Dellys, il est nécessaire de tenir compte des ouvrages à réaliser qui sont : le linéaire des jetées, le linéaire d'accostage et la surface de terre-plein pour chaque variante comme le montre le **tableau IV.1**. Celle qui comprendra le moins de linéaire et de surface à réaliser sera avantagée.

Tableau IV.1. Eléments de comparaison entre les deux variantes

Désignation	Variante 1	Variante 2
Jetée principale	1777 m	1700 m
Jetée secondaire	524 m	430 m *
Totale jetées	2301 m	1700 m
Linéaire d'ouvrage d'accostage y compris les appontements	2490.6 ml	2455.6 ml
Surface terre-plein	42.05 Ha	43.35 Ha
Surface plan d'eau	78.2 Ha	64.25 Ha

\* : Installation existante

Analyse des valeurs dégagées par les deux variantes :

- La longueur des jetées de la variante n°2 est inférieure à la variante n°1 de 601 ml.
- Le linéaire accostage de la variante n°2 est inférieur à la variante n°1 de 35 ml tout en respectant les besoins.
- La surface de terre-plein de la variante n°1 est inférieure à la variante n°2 de 1.3 Ha tout en respectant les besoins.
- La surface du terre-plein de la variante n°1 est supérieure à la variante n°2 de 14 Ha.

#### IV.4. CRITERES DE COMPARAISON

Les critères présentés dans le **tableau IV.2** sont indispensables afin de choisir la variante optimale. La variante à choisir devra:

- Être peu exposée à la houle.
- Présenter une faible agitation du bassin.
- Avoir un volume minimal en matériaux de dragage.
- Utiliser le maximum des installations existantes et éviter le transfert des installations portuaires.
- Avoir une bathymétrie optimale (ni trop faible ni trop grande).
- Avoir un accès routier pratique et avoir une possibilité d'extension au futur.

Tableau IV.2. Critères de comparaison entre les deux variantes

	Variante 1	Variante 2
Exposition à la houle	B	A
Agitation du bassin	B	A
Condition de dragage	B	C
Exploitation des installations existante	B	A
Transfert d'installation portuaire	A	A
Bathymétrie	B	A
Accès routier	B	B
Possibilité d'extension	B	C
Note reçue	$A + 7 B = 45 \text{ pts}$	$5 A + B + 2 C = 59 \text{ pts}$

NB : les notations A, B et C correspondent respectivement aux qualifications : cas favorable (10pts), peu favorable (5pts) et défavorable (2pts).

#### IV.5. CONCLUSION

A la lumière de la comparaison entre les deux variantes, celle qui a été retenue est la variante n°2 grâce aux qualifications favorables qu'elle présente du point de vue technique. Ainsi notre quai céréalier sera implanté comme le montre le plan de masse de la variante n°2 et fera l'objet d'une étude détaillée en prenant en considération les caractéristiques de cette variante.

---

# CHAPITRE V

---

## VERIFICATION DE LA STABILITE EXTERNE DU QUAI

## CHAPITRE V VERIFICATION DE LA STABILITE EXTERNE DU QUAI

### V.1. INTRODUCTION

Après avoir retenue une variante d'aménagement, et localiser la position de notre quai céréalier, le laboratoire des études maritimes nous a recommandé la structure en caisson.

De ce fait, dans ce chapitre nous allons identifier la géométrie des différentes composantes du caisson (le radier, les voiles, la poutre de couronnement et la dalle), et de définir aussi les matériaux à utiliser ainsi que les sollicitations agissantes sur le caisson. Ensuite nous allons vérifier la stabilité du quai considéré par rapport au : glissement, renversement pour le cas statique et dynamique ainsi que le poinçonnement dans le cas le plus défavorable.

### V.2. OBJET DE LA NOTE DE CALCUL

L'objet de cette note de calcul comporte la vérification de la stabilité du quai céréalier (quai en caisson) du port mixte de Dellys fondé -12.00 m vis-à-vis au glissement, renversement et poinçonnement.

### V.3. HYPOTHESE DE CALCUL

#### V.3.1. Caractéristiques du navire céréalier

Les caractéristiques du navire céréalier considérées sont représentées dans le **tableau V.1** :

Tableau V.1. Les caractéristiques du navire céréalier.

Type du navire	DWT			
		Longuer	Largeur	Tirant d'eau
Céréalier	30 000	221	27	12 m

#### V.3.2. Choix de la structure du quai

Le choix du type est principalement dicté par les moyens de réalisation disponibles. Compte tenu de la profondeur en pied de 12 m, on a opté pour la solution la plus optimale qui est un quai de type caisson en béton armé préfabriqué.

#### V.3.3. Géométrie de la structure du caisson

Il est important de déterminer les composantes structurelles de notre caisson afin de prendre en considération leurs rôle dans le calcul de la stabilité :

##### V.3.3.1. Le radier

Le radier circulaire 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.

### V.3.3.2. Le voile

Le voile est un mur circulaire en béton armé 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 différentes poussées extérieures.

### V.3.3.3. La poutre de couronnement

La poutre de couronnement est une poutre coulée sur place, elle sert d'une part à solidariser les caissons entre eux le long du quai afin de créer un effet de groupe et d'autre part à supporter les effort d'accostage et d'amarrage.

### V.3.3.4. La dalle

Une dalle est une structure étendue sur deux directions horizontales supportant des charges verticales. Le schéma statique correspondant aux dalles est celui des plaques.

**NB :** Les dimensions du caisson sont présentées dans le **tableau V.2** et illustrées dans la **figure V.1**:

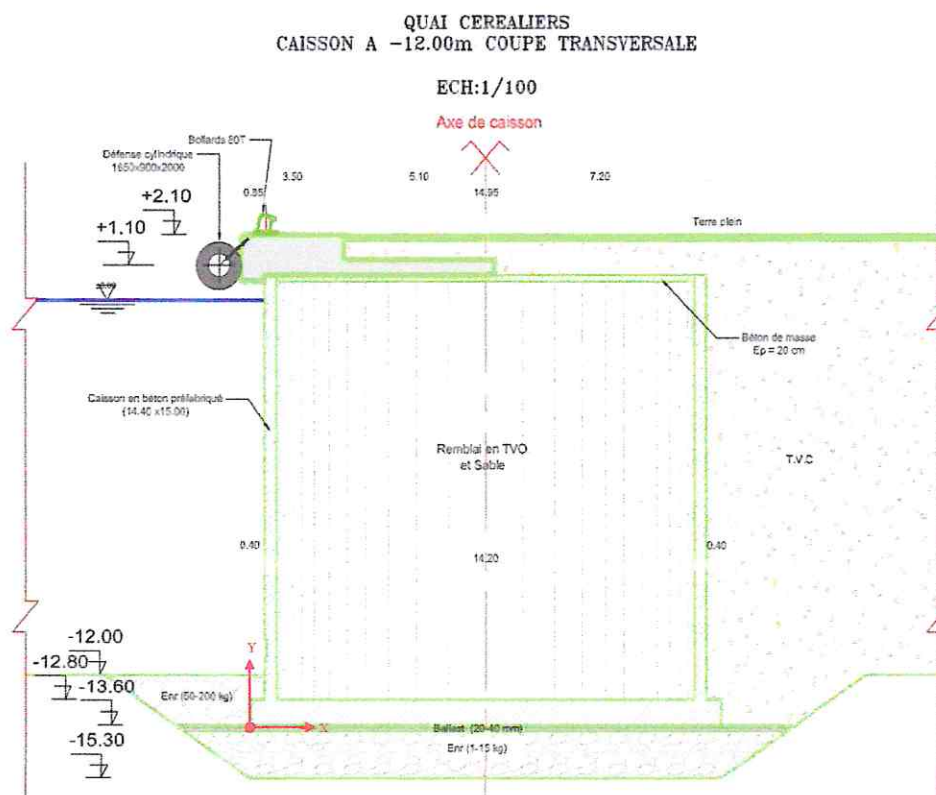


Tableau V.2. Tableau récapitulatif de la géométrie du caisson

Géométrie du Caissons	Caisson à -12.00 m
Rint (m) : Rayon intérieur du caisson	7.10
Rext (m) : Rayon extérieur du caisson	7.50
N0 (m) : Niveau du caisson au-dessus de l'eau	0,80
N1 (m) : Niveau du caisson en dessous de l'eau	-12.80
H (m) : Hauteur du caisson	13.60
N3 (m) : Niveau du couronnement / Niveau eau	+2,10
e (m) : Epaisseur du radier	0.80
R radier (m) : Rayon du radier	8.00
Epaisseur des parois (m)	0.40
Géométrie du Caissons	Caisson à -12.00 m
Rint (m) : Rayon intérieur du caisson	7.10
Rext (m) : Rayon extérieur du caisson	7.50
N0 (m) : Niveau du caisson au-dessus de l'eau	0,80
N1 (m) : Niveau du caisson en dessous de l'eau	-12.80
H (m) : Hauteur du caisson	13.60
N3 (m) : Niveau du couronnement / Niveau eau	+2,10
e (m) : Epaisseur du radier	0.80
R radier (m) : Rayon du radier	8.00
Epaisseur des parois (m)	0.40

#### V.3.4. Caractéristique des matériaux de construction

Les caractéristiques des matériaux (le poids volumique sec, le poids volumique déjaugé, l'angle de frottement et la cohésion) nécessaires à notre projet sont représentées dans le Tableau V.3 :

Tableau V.3. Valeur des caractéristiques des matériaux  
Remblais à l'arrière du mur et dans les évidements

Données géotechniques	Poids volumique	$\gamma_d = 1.8 T/m^3$
	Poids volumique déjaugé	$\gamma' = 1.1 T/m^3$
	Angle de frottement	$\varphi = 37^\circ$
	Cohésion	$c = 0 T/m^2$
	<b>Assise en enrochements</b>	
	Poids volumique déjaugé	$\gamma_d = 1.8 T/m^3$
	Angle de frottement interne	$\gamma' = 1.1 T/m^3$
	Angle de frottement	$\varphi = 37^\circ$
	Cohésion	$c = 0 T/m^2$
	<b>Sol de fondation</b>	
	Angle de frottement	$\varphi = 35^\circ$
	Poids volumique	$\gamma_d = 1.8 T/m^3$
	Poids volumique déjaugé	$\gamma' = 1.1 T/m^3$
Cohésion	$3 T/m^2$	
Matériaux	<b>Acier</b>	
	Acier type	Fe E 400
	<b>Béton armé</b>	
	Poids volumique	$\gamma_b = 2.5 T/m^3$
	Poids volumique déjaugé	$\gamma'_b = 1.5 T/m^3$

### V.3.5. Charges de calcul

La vérification de la stabilité des ouvrages d'accostage doit tenir compte d'une multitude de sollicitations auxquelles peut être soumis l'ouvrage.

On cite les différentes charges appliquées sur le caisson :

#### V.3.5.1. Les charges permanentes G

- Poids propre.
- Poussée des terres.

- Le marnage.
- Poussée hydrodynamique.

#### V.3.5.2. Les charges d'exploitations Q

- Surcharge sur terre-plein.
- Effort d'amarrage.
- Surcharge sur caisson.
- Portique.

#### V.3.5.3. L'effort sismique SI

#### V.3.5.4. Détermination de l'accélération sismique

Selon le RPA 99 révision 2003, le projet du port mixte de Dellys : (wilaya de Boumerdes) est située dans la zone III qui est caractérisée par une forte sismicité.

Compte tenu de l'importance de l'ouvrage: (Groupe 1B) ouvrage de grande importance, ouvrages publics d'intérêt national ou ayant une importance socioculturelle et économique certaine.

Vu ces critères, le coefficient d'accélération de zone est : **0.3**

Le **tableau V.4** représente les coefficients l'accélération sismique de la zone A:

**Tableau V.4. Coefficient d'accélération de zone A**

Groupe \ Zone	I	II	III
1A	0.12	0.25	0.35
1B	0.10	0.20	0.30
2	0.08	0.15	0.25
3	0.05	0.10	0.15

#### V.3.6. Les combinaisons de charge

Dans le **tableau V.5**, on décrit les charges agissantes sur notre structure afin de formuler les principales combinaisons de charge de notre cas.

Tableau V.5. Description du chargement

Symbole	Description
G	Géométrie des Caissons / Poids propre du mur Poids du remblai l'intérieur du caisson Poutre de couronnement Poussée des terres derrière le caisson Poussée due au marnage Poussée hydrodynamique
q1	Surcharge de 4 t/m <sup>2</sup> sur le terre-plein
q2	Effort d'amarrage
q3	Surcharge de 1 t/m <sup>2</sup> sur le caisson
q4	Portique de déchargement sur caisson
SI	Force d'inertie du séisme

- Cas statique :  $G + q1 + q2 + q3 + q4$
- Cas dynamique :  $G + q1 + q3 + q4 + 0.5q2 + SI$

## V.4. METHODE DE CALCUL

### V.4.1. Détermination des caractéristiques géométriques

Le poids propre de l'ouvrage est la somme des charges verticales comprenant : Poids du caisson, remblai à l'intérieur, voile, dalle, radier, poutre de couronnement et les charges au-dessus du caisson.

Pour le calcul du poids propre du caisson, on prend en considération la poussée d'Archimède. Cette poussée réduit le poids de la partie immergée proportionnellement à son volume, c'est-à-dire la partie émergée du caisson est en fonction du poids volumique sec et la partie immergée est en fonction du poids volumique déjaugé.

Dans les calculs qui suivent on aura besoin des relations suivantes

$$S = \pi \times R^2$$

$$V = S \times H$$

$$P = V \times \gamma$$

$$M = P \times d$$

Avec :

- V : Volume en (m<sup>3</sup>)
- S : Section en (m<sup>2</sup>)
- 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)

**NB** : Les sections sont calculées à l'aide de l'outil informatique **AutoCAD 2014**

#### V.4.2. Calcul des sollicitations

##### V.4.2.1. Poussée des terres

Les remblais agissent sur le caisson par la poussée des terres. Cette poussée est calculée avec la méthode de « Coulomb » qui tient compte de l'orientation de cette poussée par rapport à l'écran.

Le calcul des poussées des terres dans le cas statique et dynamique se développe comme suit :

- De 0.00 m à +0.80 m, le sol est émergé ( $\gamma_d = 1.8T/m^3$ ).
- De 0.00m à -13.60m, le sol est immergé ( $\gamma' = 1.1T/m^3$ ).

$P_i =$  L'aire du diagramme des contraintes

$$P_{ex} = \sum \frac{1}{2} \sigma_i H_i$$

$$\sigma_i = \gamma_i \times K_{ai} \times H_i$$

$$P_{exH} = P \times \cos(\delta - \lambda)$$

$$P_{exV} = P \times \sin(\delta - \lambda)$$

$$\cos^2(\varphi - \lambda - \theta)$$

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

Avec :

$\gamma$ : poids volumique des terres

$K_a$  : le coefficient de poussée, calculé avec la formule de « Mononobe Okabe »

$\varphi$  : l'angle de frottement interne des terres

$\delta$  : l'angle de frottement du sol sur l'écran avec :

- $\delta = \frac{2}{3}\varphi$  pour un frottement mur-sol.
- $\delta = \varphi$  pour le contact sol-sol

$\lambda$  : l'angle de l'inclinaison de l'écran avec la verticale.

$\beta$ : l'angle d'inclinaison du terreplein avec l'horizontale.

$\theta = \arctan\left(\frac{K_H}{1 \pm K_V}\right)$  Avec :

- $K_H$  : accélération sismique horizontale
- $K_V = \pm 0.3 K_H$  (Fonction) accélération sismique verticale

$H$  : hauteur du remblai.

$\sigma$  : contrainte due à la poussée des terres.

La force de la poussée des terres est appliquée à  $\frac{H}{3}$  par rapport au pied du quai.

#### V.4.2.2. Poussées due aux surcharges

L'ouvrage est exposé à une surcharge due à l'exploitation du terre-plein qui repose sur du remblai.

La poussée due aux surcharges est de  $4T/m^2$  dans le cas statique et dynamique, elle s'applique sur le quai comme suit :

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

$$\sigma = K_q \times q$$

$$P_q = \sigma \times H$$

$$P_{qv} = P_q \times \sin(\delta - \lambda)$$

$$P_{qh} = P_q \times \cos(\delta - \lambda)$$

$K_q$  : coefficient de poussée.

$\lambda$ : l'angle d'inclinaison de l'écran avec la verticale.

$\beta$ : L'angle du terre-plein avec l'horizontale.

$\delta$  : l'angle de frottement du sol.

#### V.4.2.3. Poussée hydrostatique

Il existe deux type de poussées hydrostatique de marnage qui s'appliquent sur le caisson :

- Poussée hydrostatique triangulaire :

$$P_{hs} = \frac{1}{2} \times \sigma \times h$$

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

Avec :

$P_{hs}$  : poussée hydrostatique du marnage en (t/m).

$\sigma$  : contrainte du marnage t/m<sup>2</sup>.

$H$  : la hauteur sur laquelle s'applique le marnage.

$\gamma_W$  : la masse volumique de l'eau.

$e$  : le marnage = 0.3 m pour la côte Est de l'Algérie

- Poussée hydrostatique rectangulaire :

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

$$\sigma = \gamma_W \times e$$

#### V.4.2.4. Effort d'amarrage

Le vraquier a besoin d'un système d'amarrage qui peut retenir 80 T. Pour cela, on équipe le quai d'un bollard de 5 T chaque 15 mètre, ce qui nous donne une force d'amarrage de 5 T/Caisson.

La force d'amarrage est appliquée à 30 cm au-dessus du niveau supérieur de la poutre de couronnement.

$$M = F \times (h_{immergée} + h_{emergé} + Niveau\ PC + 0.3)$$

#### V.4.2.5. Poussée hydrodynamique

Lors du séisme, les ouvrages immergés sont soumis à des efforts hydrodynamiques, les pressions sont généralement évaluées à partir de la théorie de « WESTERGAARD », qui donne une distribution parabolique des surpressions.

$$P_{hd} = 0.9917 \times \gamma_W \times K_H \times H^2$$

$P_{hd}$  : Poussée hydrodynamique.

$\gamma_W$  : Masse volumique de l'eau de mer.

$K_H$  : Accélération horizontale du séisme.  $K_H = 0.3\ m/s^2$

$H$  : Hauteur de l'élément immergé.

#### V.4.2.6. Charge du portique sur caisson

Description du portique :

Portique de déchargement pneumatique sur 8 roues.

La figure V.2 représente une vue de face et en élévation du portique considéré.

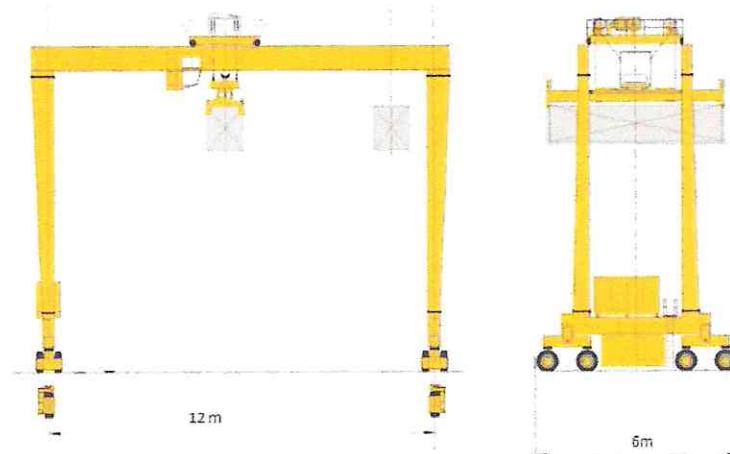


Figure V.2. Vue de face et en élévation du portique.

Le tableau V.6 montre les caractéristiques du chargement du portique : poids propre, capacité de levage ainsi que la charge appliquée sur le quai.

Tableau V.6. Poids et capacité de levage du portique.

Poids propre	Capacité de levage	Charge appliquée sur le quai
62 T	40 T	17 T/ml

- La charge appliquée sur le quai est majorée de 13% pour prendre en compte l'effet du vent.
- L'effort horizontal perpendiculaire représente 10% de la charge verticale majorée.

Ainsi on résume les charges appliquées par le portique sur le quai dans le tableau V.7 ci-dessous :

Tableau V.7. Les charges appliquées sur le quai par le portique.

Charge verticale	Charge horizontale
19 T/ml	1.9 T/ml

#### V.4.2.7. Force du séisme

$$SI = P \times K_H$$

Avec :

$P$  : poids propre.

$K_H$  : Accélération horizontale du séisme.

## V.5. VERIFICATION DE LA STABILITE EXTERNE DU QUAI

### V.5.1. Stabilité au glissement

Cet état est matérialisé par l'équilibre des forces. Ainsi il devient important d'envisager l'éventuel déplacement du quai sur le plan de sa fondation. Les forces horizontales tendent à basculer le mur du quai et la somme des forces verticales s'opposent à cette action.

Pour que la stabilité soit assurée il faut que :

$$F_g = \frac{P_v}{P_h} \tan(\varphi) > 1.5 \text{ cas statique}$$

$$F_g = \frac{P_v}{P_h} \tan(\varphi) > 1.1 \text{ cas dynamique}$$

$F_g$  : coefficient de sécurité au glissement.

$P_v$  : la composante verticale de la force totale s'appliquant sur le quai.

$P_h$  : la composante horizontale de la force totale s'appliquant sur le quai.

$\varphi$  : l'angle de frottement interne de la fondation

### V.5.2. Stabilité au renversement

Le mur du quai doit être conçu pour résister aux efforts qui peuvent provoquer son renversement. On définit le coefficient de sécurité au renversement comme le rapport entre le moment stabilisant et le moment renversant. Le coefficient de sécurité est :

$$F_r = \frac{M_s}{M_r} > 1.5 \text{ cas statique}$$

$$F_r = \frac{M_s}{M_r} > 1.1 \text{ cas dynamique}$$

$F_r$  : coefficient de sécurité au renversement.

$M_s$  : le moment stabilisant totale sur le quai.

$M_r$  : le moment renversant totale sur le quai.

### V.5.3. Stabilité au poinçonnement

La stabilité au poinçonnement doit être vérifiée pour le sol de fondation ainsi que pour l'assise en enrochement. C'est le rapport entre la contrainte limite supportée par le sol ou l'assise en enrochement et la contrainte verticale imposée par le caisson. Les calculs qui suivent sont tirés de (Belabdelouahab, 2018).

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

$$F_p = \frac{\sigma_{sol,assise}}{\sigma_v} \geq 1.5 \text{ cas dynamique}$$

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

$\sigma_v$ : Contrainte imposée par les blocs du quai tel que :

- Pour l'assise en enrochement :

$$\sigma_v = \frac{P_v}{B} \quad B' = B - 2E$$

$$E = \frac{\phi}{2} - \frac{M_S - M_R}{P_V}$$

- Pour le sol de fondation :

$$\sigma_{sol,assise} = \frac{1}{2} \times \gamma' \times B' \times N_\gamma \times \left(1 - \frac{\delta}{\phi}\right)^2 + (q \times N_q + C \times N_c) \left(1 - \frac{\delta}{90}\right)^2$$

$$\sigma_v = \frac{P'_v}{B'} \quad B' = B + 2h \times \tan(\phi)$$

$$W = \gamma' \times h \times \frac{B+B'}{2} \quad P'_v = P_v + W$$

Tableau V.8. Relations  $N_\gamma, N_q, N_c$

En relation avec $\gamma$	En relation avec $q$	En relation avec $C$
$N_\gamma = 1.5 \times (N_q - 1) \tan(\phi)$	$N_q = e^{\pi \tan(\phi)} \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)$	$N_c = (N_q - 1) \cot(\phi)$

- **Dans le cas d'une charge excentrée et inclinée :**

- Correction de l'excentricité de la charge verticale :

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

$$2S = 2 \times R^2 \left( \frac{\pi \theta}{180} - \frac{\sin(2\theta)}{2} \right) \text{ avec } \theta = \arccos\left(\frac{E}{R}\right)$$

R: rayon du radier.

- Correction de l'inclinaison de la charge verticale :

$$Q'_{lim} = Q_{lim} \times e^{-\delta} \quad \delta = \arctan\left(\frac{Q_H}{Q_V}\right)$$

Avec :

$Q_H$  : résultantes des forces horizontales.

$Q_V$  : résultantes des forces verticales.

V.5.4. Application aux calculs des charges et surcharges

V.5.4.1. Détermination du poids propre

Pour la vérification de la stabilité, on établit le calcul du poids propre du caisson et on déduit les coordonnées du centre de gravité de la structure dans le **tableau V.9** ci-dessous :

Tableau V.9. Calcul du poids propre.

Eléments	S (m <sup>2</sup> )	H (m)	V (m <sup>3</sup> )	Y (T/m <sup>3</sup> )	P (T)	P <sub>(T/ml)</sub>	X <sub>G</sub> (m)	Y <sub>G</sub> (m)	M = P × X (T.m/ml)	M = P × Y (T.m/ml)
Voile (immergé)	18.34	12.8	234.8	1.1	258.28	17.22	8	7.2	133.75	123.97
Voile (émergé)		0.8	14.67	1.8	26.41	1.76	8	13.6	14.08	23.94
Radier	201.06	0.8	160.85	1.5	241.27	16.084	8	0.4	128.67	6.43
Remblais (int immergé)	158.37	12.80	2027.1	1.1	2229.85	148.66	8	7.2	1189.25	1070.33
Remblais (int émergé)		0.60	95.02	1.8	171.04	11.40	8	13.6	91.22	155.08
Dalle	158.368	0.2	31.67	2.5	79.18	5.278	8	14.3	42.23	75.49
Couronnement	7.26	/	108.9	2.5	272.25	18.15	2.93	14.89	53.18	270.25
Poids sur caisson	10.98	/	164.7	1.8	296.46	19.764	10.18	15	201.32	296.46
Σ					3 574.7	238.31			1 857.72	2021.95

Détermination du centre de gravité de la structure :

$$X_G = \frac{\sum M_x}{\sum P} = \frac{1\ 857.72}{238.31} = 7.80\text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum M_y}{\sum P} = \frac{2021.95}{238.31} = 8.48\text{ m}$$

V.5.4.2. Poussée des terres

Les terres ou remblais retenues par l'ouvrage d'accostage sont caractérisées par les grandeurs géotechniques 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.

Les poussées des terres sont des forces triangulaires appliquées à  $\frac{1}{3}h$  du pied de l'ouvrage.

### Cas statique

Pour un frottement sol/sol :

$$\varphi = 37^\circ; \delta = 37^\circ; \beta = \lambda = \theta = 0 \rightarrow K_a = 0.225$$

$$\sigma = (1.8 \times 1.9 + 1.1 \times 13.6) \times 0.225 \rightarrow \sigma = 4.136 T/m^2$$

$$P_{ex1} = 4.136 \times 15.5/2 \rightarrow P_{ex1} = 32.054 T/ml$$

$$P_{ex1V} = 32.054 \times \sin(37^\circ) \rightarrow P_{ex1V} = 19.29 T/ml$$

$$P_{ex1H} = 32.054 \times \cos(37^\circ) \rightarrow P_{ex1H} = 25.60 T/ml$$

### Cas dynamique

- *Séisme ascendant* :  $\theta = \arctan\left(\frac{0.3}{1-0.09}\right) = 18.24^\circ$

Pour un frottement sol/sol:

$$\varphi = 37^\circ; \delta = 37^\circ; \beta = \lambda = 0; \theta = 18.24^\circ \rightarrow K_a = 0.5493$$

$$\sigma = (1.8 \times 1.9 + 1.1 \times 13.6) \times 0.549 \rightarrow \sigma = 10.09 T/m^2$$

$$P_{ex2} = 10.09 \times 15.5/2 \rightarrow P_{ex2} = 78.20 T/ml$$

$$P_{ex2V} = 78.20 \times \sin(37^\circ) \rightarrow P_{ex2V} = 47.06 \frac{T}{ml}$$

$$P_{ex2H} = 78.20 \times \cos(37^\circ) \rightarrow P_{ex2H} = 62.45 T/ml$$

- *Séisme descendant* :  $\theta = \arctan\left(\frac{0.3}{1+0.09}\right) = 15.39^\circ$

Pour un frottement sol/sol:

$$\varphi = 37^\circ; \delta = 37^\circ; \beta = \lambda = 0; \theta = 15.39^\circ \rightarrow K_a = 0.4733$$

$$\sigma = (1.8 \times 1.9 + 1.1 \times 13.6) \times 0.473 \rightarrow \sigma = 8.69 T/m^2$$

$$P_{ex2} = 8.69 \times 15.5/2 \rightarrow P_{ex2} = 67.34 T/ml$$

$$P_{ex2V} = 67.34 \times \sin(37^\circ) \rightarrow P_{ex2V} = 40.53 T/ml$$

$$P_{ex2H} = 67.34 \times \cos(37^\circ) \rightarrow P_{ex2H} = 53.78 T/ml$$

## V.5.4.3. Poussée due aux surcharges

## Cas statique

$$K_q = \frac{0.225}{\cos(0)} \Rightarrow K_q = 0.225$$

$$\sigma = 0.225 \times 4 \Rightarrow \sigma = 0.9 \text{ T/m}^2$$

$$P_{q1} = 0.9 \times 15.5 \Rightarrow P_{q1} = 13.95 \text{ T/ml}$$

$$P_{q1v} = 13.95 \times \sin(37^\circ) \Rightarrow P_{q1v} = 8.395 \text{ T/ml}$$

$$P_{q1h} = 13.95 \times \cos(37^\circ) \Rightarrow P_{q1h} = 11.141 \text{ T/ml}$$

## Cas dynamique

## 1- Séisme ascendant

$$K_a = \frac{0.549}{\dots} \Rightarrow K_a = 0.549$$

$$K_q = \frac{0.473}{\cos(0)} \Rightarrow K_q = 0.473$$

$$\sigma = 0.473 \times 4 \Rightarrow \sigma = 1.892 \text{ T/m}^2$$

$$P_{q2} = 1.892 \times 15.5 \Rightarrow P_{q2} = 29.326 \text{ T/ml}$$

$$P_{q2v} = 29.326 \times \sin(37^\circ) \Rightarrow P_{q2v} = 17.65 \text{ T/ml}$$

$$P_{q2h} = 29.326 \times \cos(37^\circ) \Rightarrow P_{q2h} = 23.42 \text{ T/ml}$$

## 2- Séisme descendant

## V.5.4.4. Poussée hydrostatique de marnage

- Poussée hydrostatique triangulaire

$$\sigma = 1.026 \times 0.3 \Rightarrow \sigma = 0.31 \text{ T/m}^2$$

$$P_{hs} = \frac{1}{2} \times 0.31 \times 0.3 \Rightarrow P_{hs} = 0.046 \text{ T/ml}$$

Cette force est appliquée horizontalement à  $\frac{e}{3}$  à partir de la cote +00.00

- Poussée hydrostatique rectangulaire

$$\sigma = 1.026 \times 0.3 \Rightarrow \sigma = 0.31 \text{ T/m}^2$$

$$P_{hs} = 0.31 \times 13.6 \Rightarrow P_{hs} = 4.18 \text{ T/ml}$$

Cette force est appliquée horizontalement à  $\frac{h}{2}$  de la partie immergée

## V.5.4.5. Effort d'amarrage

$$M = 5 \times (13.6 + 0.8 + 1.3 + 0.3) \Rightarrow M = 80.00 \text{ T.m/ml}$$

**V.5.4.6. Poussée hydrodynamique**

$$P_{hd} = 0.9917 \times 1.026 \times 0.3 \times 13.60^2 \rightarrow P_{hd} = 56.46 \text{ T/ml}$$

Cette force est une résultante d'une force demi parabolique d'où le point d'application est à 0.4 h

**V.5.4.7. Force du séisme**

$$SI = 238.32 \times 0.3 \rightarrow SI = 71.50 \text{ T/ml}$$

Cette force est appliquée horizontalement sur le centre de gravité de la structure.

**V.5.5. Vérification au glissement et au renversement**

**A- CAS STATIQUE**

Le **Tableau V.10** résume les différentes sollicitations appliquées sur le caisson ainsi que leur bras de levier afin d'estimer les moments agissants sur le caisson dans le cas statique.

**Tableau V.10. Récapitulation des force, bras de levier et moment stabilisant et renversant qui agissent sur le caisson dans le cas statique**

Désignation des charges		F <sub>V</sub> (t/ml)	F <sub>H</sub> (t/ml)	a (m)	b (m)	M <sub>STAB</sub> = F <sub>V</sub> x a (tm/ml)	M <sub>RENV</sub> = F <sub>H</sub> x b (tm/ml)
<b>Charges permanentes</b>							
Poids du caisson + remblai à l'intérieur + dalle		200.403		8.000		1603.224	
Couronnement		18.138		2.933		53.195	
Poids au dessus du caisson		19.764		10.186		201.318	
Poussée des terres		19.290	25.600	16.000	4.800	308.640	122.880
Marée Triangulaire			0.050		13.700		0.685
Marée Rectangulaire			4.190		6.800		28.492
<b>Somme des G</b>		<b>257.595</b>	<b>29.840</b>			<b>2166.377</b>	<b>152.057</b>
<b>Surcharges</b>							
q1	Surcharge (4 t/m2)	8.395	11.141	16.000	4.800	134.320	53.477
q2	Amarrage (80T)		5.000		16.000		80.000
q3	Surcharge (1 t/m2) sur le caisson	1.000		7.500		7.500	0.000
q4	Portique (au dessus du caisson de 40 T)	19.000	1.900	9.500	15.700	180.500	29.830
<b>Q1 = q1+ q2 + q3 + q4</b>		<b>28.395</b>	<b>18.041</b>			<b>322.320</b>	<b>163.307</b>
<b>G +Q1</b>		<b>285.990</b>	<b>47.881</b>			<b>2488.697</b>	<b>315.364</b>

- $F_g = \frac{285.990}{47.881} \times \tan(37^\circ) = 4.5 > 1.5$  stabilité au glissement vérifiée
- $F_r = \frac{2488.697}{315.364} = 7.89 > 1.5$  stabilité au renversement vérifiée

**B- CAS DYNAMIQUE**

✓ Séisme descendant

Le **Tableau V.11** résume les différentes sollicitations appliquées sur le caisson ainsi que leur bras de levier afin d'estimer les moments agissants sur le caisson dans le cas dynamique descendant.

**Tableau V.11. Récapitulation des forces, bras de levier et moments stabilisant et renversant qui agissent sur le caisson dans le cas dynamique descendant**

Désignation des charges		F <sub>V</sub> (t/ml)	F <sub>H</sub> (t/ml)	a (m)	b (m)	M <sub>STAB</sub> = F <sub>V</sub> x a (tm/ml)	M <sub>RENV</sub> = F <sub>H</sub> x b (tm/ml)
<b>Charges permanentes</b>							
Poids du caisson et remblai à l'intérieur		200.400		8.000		1603.200	
Couronnement		18.138		2.933		53.195	
Force due au séisme SI			71.500		8.48		606.320
Poids au dessus du caisson		19.764		10.186		201.318	
Poussée des terres		40.530	53.780	16.000	4.800	648.480	258.144
Poussée hydrodynamique			56.460		5.440		307.142
<b>Somme des G</b>		<b>278.832</b>	<b>181.740</b>			<b>2 506.193</b>	<b>1 171.606</b>
<b>Surcharges</b>							
q <sub>1</sub>	Surcharge (4 t/m <sup>2</sup> )	17.650	23.420	16.000	4.800	282.4	112.416
q <sub>2</sub>	Amarrage (80T)		5.000		16.000		80.000
q <sub>3</sub>	Surcharge (1 t/m <sup>2</sup> ) sur le caisson	1.000		7.500		7.500	
q <sub>4</sub>	Portique (au dessus du caisson de 40 T)	19.000	1.900	9.500	15.700	180.5	29.83
<b>Q1 = q1+ 0.5q2 + q3 + q4</b>		<b>37.65</b>	<b>27.82</b>			<b>470.4</b>	<b>182.246</b>
<b>G + Q1 +SI</b>		<b>316.482</b>	<b>209.560</b>			<b>2 976.593</b>	<b>1 353.852</b>

- $F_g = \frac{316.482}{209.56} \times \tan(37^\circ) = 1.13 > 1.1$  stabilité au glissement vérifié
- $F_r = \frac{2976.593}{1353.852} = 2.19 > 1.1$  stabilité au renversement vérifié

✓ Séisme Ascendant

Le **Tableau V.12** résume les différentes sollicitations appliquées sur le caisson ainsi que leur bras de levier afin d'estimer les moments agissants sur le caisson dans un cas dynamique ascendant.

Tableau V.12. Récapitulation des force, bras de levier et moment stabilisant et renversant qui agisse sur le caisson dans le cas dynamique ascendant

Désignation des charges		F <sub>V</sub> (t/ml)	F <sub>H</sub> (t/ml)	a (m)	b (m)	M <sub>STAB</sub> = F <sub>V</sub> x a (tm/ml)	M <sub>RENV</sub> = F <sub>H</sub> x b (tm/ml)
<b>Charges permanentes</b>							
Poids du caisson et remblai à l'intérieur		200.400		8.000		1603.200	
Couronnement et dalle sur le caisson		18.138		2.933		53.195	
Force due au séisme SI			71.492		8.48		606.252
Poids au dessus du caisson		19.764		10.186		201.318	
Poussée des terres		47.060	62.450	16.000	4.800	752.960	299.760
Poussée hydrodynamique			56.460		5.440		307.142
<b>Somme des G</b>		<b>285.362</b>	<b>190.402</b>			<b>2610.673</b>	<b>1213.138</b>
<b>Surcharges</b>							
q <sub>1</sub>	Surcharge (4 t/m2)	20.480	27.180	16.000	4.800	327.680	130.464
q <sub>2</sub>	Amarrage (80T)		5.000		16.000		80.000
q <sub>3</sub>	Surcharge (1 t/m2) sur le caisson	1.000		7.500		7.500	
q <sub>4</sub>	Portique (au dessus du caisson de 40T)	19.000	1.900	9.500	15.700	180.500	29.830
<b>Q1 = q1+ 0.5q2 + q3 + q4</b>		<b>40.480</b>	<b>31.580</b>			<b>515.680</b>	<b>200.294</b>
<b>G + Q1 +SI</b>		<b>325.842</b>	<b>221.982</b>			<b>3126.353</b>	<b>1413.432</b>

▪  $F_g = \frac{325.842}{221.982} \times \tan(37) = 1.106 > 1.1$  stabilité au glissement vérifié

▪  $F_r = \frac{3126.353}{1413.432} = 2.21 > 1.1$  stabilité au renversement vérifié

**V.5.6. Vérification au poinçonnement**

La vérification au non poinçonnement se fera sur deux niveaux (enrochement et sol support). On prendra pour exemple d'application le cas dynamique .....

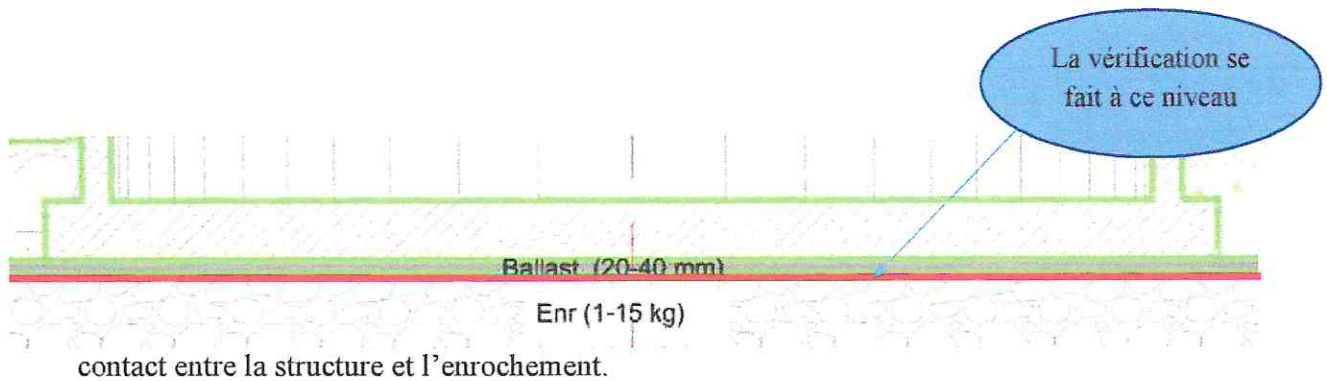
Dans un cas extrême la structure est soumise aux sollicitations représentées dans le tableau V.13.

Tableau V.13. Caractéristiques de la résultante des sollicitations.

Q <sub>V</sub> (T)	Q <sub>H</sub> (T)	M <sub>sta</sub> (T.m)	M <sub>ren</sub> (T.m)	δ	E (m)
4887.63	3329.73	46895.295	21201.6	34.26°	2.74

## a) Niveau 1 Structure sur enrochement :

La figure V.3 ci-dessous représente une coupe transversale indiquant la surface de



contact entre la structure et l'enrochement.

Figure V.3. Surface de contact structure – enrochement

- Description de la fondation en enrochement

C'est une fondation à base circulaire de 16 m de diamètre posée sur du ballast qui sert à régler le niveau des enrochements. Elle est soumise à une force excentrée inclinée. Aucun encrage est à considérer pour cela  $q=0$ . Les données relatives aux enrochements sont inscrites dans le tableau V.14 ci-dessous :

Tableau V.14. Caractéristiques géotechniques des enrochements

$\gamma'$	$\varphi$	$Q_{adm}$	$c$
1.1	37°	60 T/m <sup>2</sup>	0

$$\delta = \arctan\left(\frac{3329.73}{4887.63}\right) = 34.26^\circ = 0.60 \text{ rad}$$

$$Q_{lim} = 3 \times 60 \times e^{-0.60} = 98.98 \text{ T/m}^2$$

$$E = \frac{16}{2} - \frac{46895.295 - 21201.6}{325.842} = 2.74 \text{ m}$$

$$B' = 16 - 2 \times 2.74 = 10.52 \text{ m}$$

$$\theta = \arccos\left(\frac{2.74}{8}\right) = 69.94^\circ$$

$$2S = 2 \times 8^2 \left( \frac{\pi \times 69.94}{180} - \frac{\sin(2 \times 69.94)}{2} \right) = 115 \text{ m}^2$$

$$\sigma_V = \frac{4887.63}{115} = 42.50 \text{ T/m}^2$$

- Vérification de la stabilité au poinçonnement

$$F_P = \frac{98.98}{42.50} = 2.32 > 1.5 \text{ vérifiée}$$

## b) Niveau 2 Structure et enrochement sur sol de fondation

La figure V.4 ci-dessous représente une coupe transversale indiquant la surface de contact entre la structure + l'enrochement et le sol de fondation.

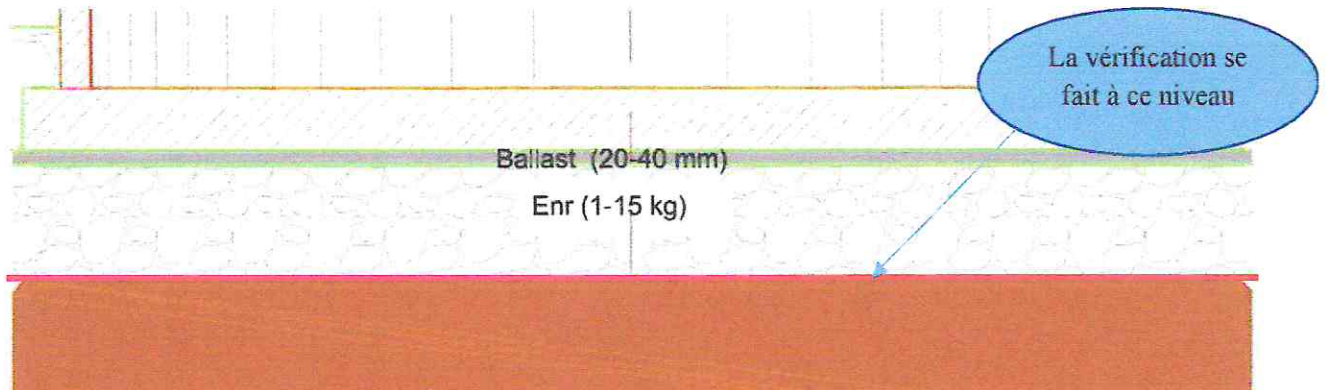


Figure V.4. Surface de contact structure + enrochement sur sol de fondation

- Description du sol de fondation :

Le tableau V.15 ci-dessous représente les caractéristiques du sol de fondation

Tableau V.15. Caractéristiques du sol de fondation

$\gamma'$	$\varphi$	$c$	$N_\gamma$	$N_q$	$N_c$
1.1	35°	3 T/m <sup>2</sup>	33.92	33.29	46.12

- Calcul de la capacité portante :

$$B' = 10.52 + 2 \times 1.5 \times \tan(37) = 11.92m$$

$$W = 1.5 \times \left( 16 + (16 + 2 \times 1.5 \times \tan(25)) \right) \times \frac{1}{2} \times 1.1 = 27.55 T/ml$$

$$\delta = 34.26^\circ$$

$$Q_{lim} = \frac{1}{2} \times 1.1 \times 11.92 \times 33.92 \times \left( 1 - \frac{34.26}{35} \right)^2 + (3 \times 46.12) \times \left( 1 - \frac{34.26}{90} \right)^2 = 51.87 T/m^2$$

- Calcul de la contrainte verticale :

La contrainte verticale se trouve diffusée par le fait de l'assise en enrochement d'où :

- La structure : caisson + sol en enrochement à pour diamètre :

$$D = 16 + 2 \times 1.5 \tan(37) = 18.26 m$$

$$\theta = \arccos\left(\frac{2.74}{9.13}\right) = 72.53^\circ$$

$$2S = 2 \times 9.13^2 \left( \frac{\pi \times 72.53}{180} - \frac{\sin(2 \times 72.53)}{2} \right) = 163.30m^2$$

$$Q_v = \frac{4887.63}{163.30} = 30 \text{ T/m}^2$$

- **Vérification de la stabilité au poinçonnement**

$$F_p = \frac{51.87}{30} = 1.72 > 1.5 \text{ Vérifiée}$$

## V.6. CONCLUSION

Après avoir défini et calculé les différentes charges permanentes et d'exploitation agissantes sur le quai et en tenant compte des combinaisons on a pu vérifier la stabilité externe (glissement, renversement et poinçonnement) dans les deux cas statique et dynamique.

---

# CHAPITRE VI

---

## FERRAILLAGE DES ELEMENTS DU CAISSON

## CHAPITRE VI FERRAILLAGE DES ELEMENTS DU CAISSON

### VI.1. INTRODUCTION

Les sollicitations calculées précédemment pour la stabilité externe du quai engendrent des efforts internes. Un ferrailage de la structure (voile, radier, dalle et poutre de couronnement) est nécessaire pour stabiliser ces efforts. Pour cela nous allons calculer des section d'acier à ces éléments suivant les règles du BAEL 91 rev 99.

### VI.2. DETERMINATION DES SOLLICITATIONS ET COMBINAISONS D'ACTIONS

#### VI.2.1. Détermination des sollicitations

##### VI.2.1.1. La poussée des terres

C'est une force par unité de surface répartie triangulairement sur la paroi du caisson du côté terre-plein. Elle est définie comme suit :

$$P = \sum \gamma_i \times h_i \times K_{ai}$$

Avec :

$P$  : poussée des terres.

$\gamma$  : poids volumique du remblais  $\gamma = 1.8 \text{ T/m}^3$ .

$h$  : hauteur du remblais (sol)

$K_a$  : coefficient de poussée.

Cette formule sera utilisée pour le calcul de :

- *La poussée des terres extérieures sur les parois du caisson :*

a) Cas statique

$$P_{ex 1} = 1.8 \times 1.5 \times 0.24 + 1.8 \times 13.6 \times 0.24 = 6.54 \text{ T/m}^2$$

b) Cas dynamique

$$P_{ex 2} = 1.8 \times 1.5 \times 0.54 + 1.8 \times 13.6 \times 0.54 = 14.68 \text{ T/m}^2$$

- *La poussée du remplissage sur la paroi interne :*

a) Cas statique

$$P_{em 1} = 1.8 \times 13.6 \times 0.24 = 5.89 \text{ T/m}^2$$

b) Cas dynamique

$$P_{em 2} = 1.8 \times 13.6 \times 0.54 = 13.22 \text{ T/m}^2$$

## VI.2.1.2. La pression de l'eau

a) Cas statique

Aussi appelée pression hydrostatique ( $P_{hs}$ ), elle agit de manière uniforme sur la paroi externe du caisson (côté mer), et se calcule par la formule suivante:

$$P_{hs} = \gamma_e \times h$$

$\gamma_e$  : poids volumique de l'eau de mer ( $1.026 T/m^3$ ).

$h$  : hauteur d'eau.

**Application numérique:**  $P_{hs} = 1.026 \times 13.6 = 13.96 T/m^2$

b) Cas dynamique

C'est la pression hydrodynamique, elle agit sous forme semi-parabolique sur la paroi extérieure du caisson (côté mer), et elle a été calculée au chapitre précédent :

$P_{hd} = 56.4 T/ml$  appliquée sur une paroi de hauteur 13.6 m.

a) Donc pour  $1m^2$  de surface on a :

$$P_{hd} = \frac{56.4}{13.6} = 4.15 T/m^2$$

## VI.2.1.3. Le portique

C'est une charge roulante, son axe est appliqué à 9 m de la magistrale du quai. La **figure VI.1** montre les charges concentrées par roue et leurs points d'application.

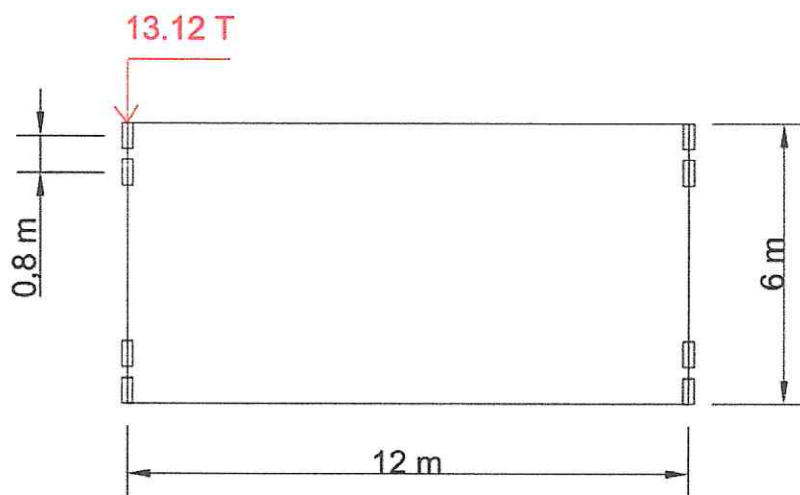


Figure VI.1 Répartition des forces appliquées par le portique.

Les caractéristiques de ce portique sont reportées en **annexe 04**.

#### VI.2.1.4. L'accélération du séisme

Appelée aussi force d'inertie du séisme. Elle est prise en compte lors de la modélisation de la structure par le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis 2019.

D'après le RPA 99 rev 2003, la réponse sismique est donnée par un spectre horizontale spécifique à notre zone de sismicité (Zone III), une catégorie d'ouvrage 2 et le site S2.

La masse sismique participante est comme suit :  $G + 0.2 Q$

La combinaison accidentelle est comme suit :

$$G + Q + E$$

$$0.8 G \pm E$$

Avec : G : Charges permanentes.

Q : Charge d'exploitation.

#### VI.2.2. Détermination des combinaisons d'actions

Le tableau VI.1 montre les symboles des charges agissantes sur la structure.

Tableau VI.1. Désignation des symboles

N°	Symbole	Désignation
1	PP	Poids propre
2	$P_{ex1}$	La poussée des terres extérieures statique
3	$P_{ex2}$	La poussée des terres extérieures dynamique
4	$P_{rem1}$	La poussée du remplissage sur la paroi interne statique
5	$P_{rem2}$	La poussée du remplissage sur la paroi interne dynamique
6	$P_{hs}$	Poussée hydrostatique
7	$P_{hd}$	Poussée hydrodynamique
8	Portique	Portique
9	$q_1$	Charge d'exploitation
10	Ex	Séisme horizontale direction X
11	Ey	Séisme horizontale direction Y

Le **tableau VI.2** définit les combinaisons d'actions de notre projet.

**Tableau VI.2** les combinaisons d'actions préconisées.

Combinaison d'action	Combinaison de charge
<b>ELU</b>	$1.35 (PP + Pex1 + Prem1 + Phs) + 1.5 (Portique + q1)$
<b>ELS</b>	$1 (PP + Pex1 + Prem1 + Phs) + 1 (Portique + q1)$
<b>ELA</b>	$PP + Pex2 + Prem2 + Phd + Ex$
	$PP + Pex2 + Prem2 + Phd + Ey$
	$0.8 (PP + Pex2 + Prem2 + Phd) + Ex$
	$0.8 (PP + Pex2 + Prem2 + Phd) - Ex$
	$0.8 (PP + Pex2 + Prem2 + Phd) + Ey$
	$0.8 (PP + Pex2 + Prem2 + Phd) - Ex$

### VI.3. FERRAILLAGE DES PAROIS DU CAISSON

Les parois du caisson ont une forme circulaire de 15 m de diamètre et de 40 cm d'épaisseur pour une hauteur de 13.6 m. Ces parois sont exposées à une multitude de sollicitations qui seront déterminées ci-dessous :

#### VI.3.1. Calcul des moments par le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis 2019.

Après la modélisation de la structure, attribution des charges et introduction des combinaisons d'actions dans le logiciel, on a obtenu les moments inscrits dans le **tableau VI.3**:

**Tableau VI.3** Moments max obtenus par les différentes combinaisons d'actions

Combinaison actions	Moment Max (M <sub>u,m/ml</sub> )
<b>ELU</b>	0.27
<b>ELS</b>	0.20
<b>ELA</b>	0.33

Les figures VI.2 VI.3 VI.4 représentent respectivement les moments extrêmes à l'ELU, ELS et ELA :

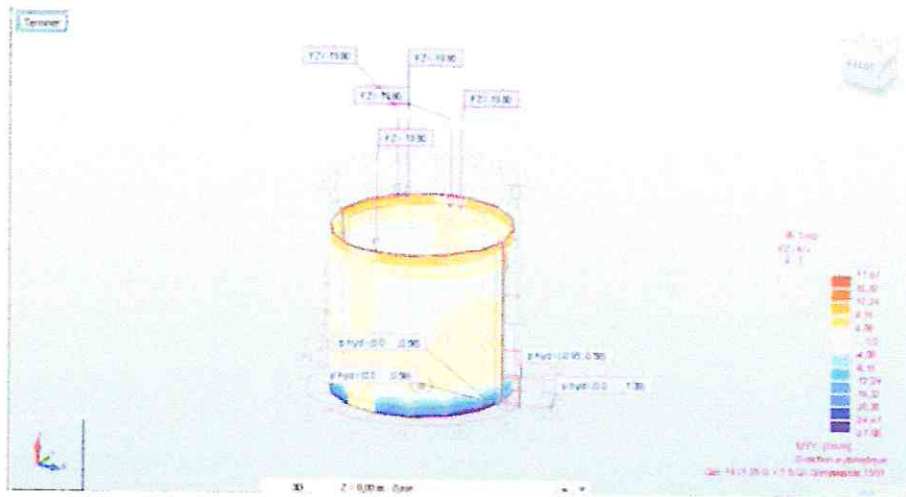


Figure VI.2. Le moment extrême à l'ELU

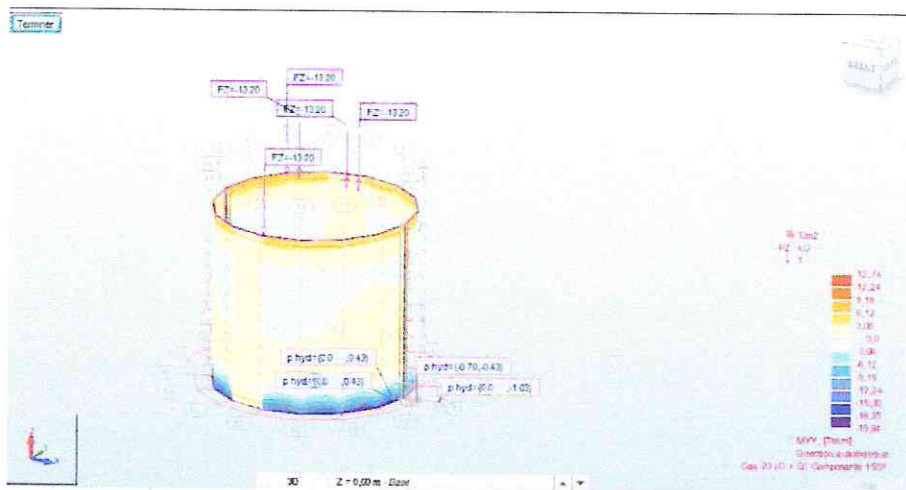


Figure VI.3. Le moment extrême à l'ELS

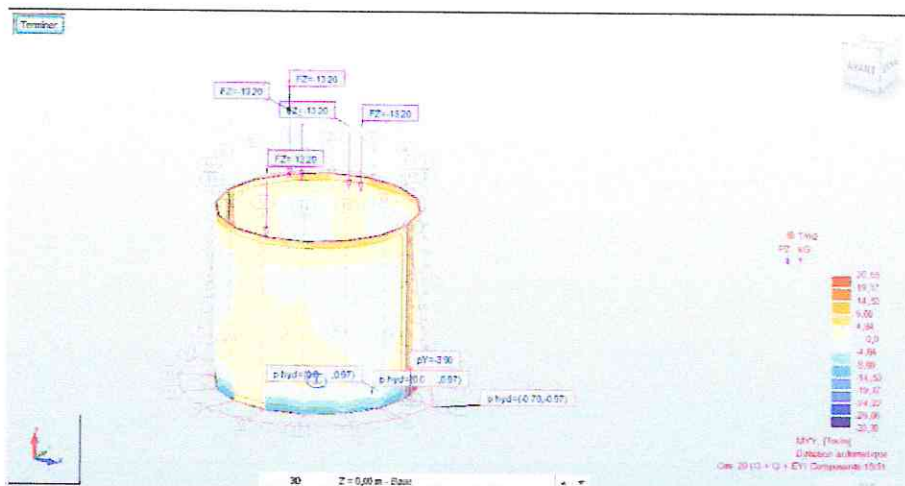


Figure VI.4. Le moment extrême à l'ELA

### VI.3.2. Ferrailage longitudinal à l'ELS

On s'est basé sur le règlement BAEL 91 rev 99 pour le calcul du ferrailage en adoptant la méthode de calcul de poutre par flexion simple. On prend une section de largeur de 100 cm et une hauteur de 40 cm. Le **tableau VI.4** montre les caractéristiques de la section à ferrailer et la nuance d'acier.

On prend un enrobage de 7 cm pour protéger les armatures de la corrosion qui provient du milieu agressif.

Tableau VI.4. Caractéristiques de la section à ferrailer et nuance d'acier.

$b_{(cm)}$	$h_{(cm)}$	enrobage <sub>(cm)</sub>	$f_{c28}$ (Mpa)	Acier	fissuration
100	40	7	35	Fe E400	très préjudiciable

- $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.5 \times 35 = 21 \text{ Mpa}$
- $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 35 = 2.7 \text{ Mpa}$
- *Cas de fissuration très préjudiciable*
- $\bar{\sigma}_{st} = \max\{0.4 f_e; 88\sqrt{\eta f_{tj}}\} = 183 \text{ Mpa}$
- $X = \frac{15\bar{\sigma}_{bc}}{15\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} d = \frac{15 \times 21}{15 \times 21 + 183} \times 0.36 = 0.23 \text{ m}$
- $Z = d - \frac{X}{3} = 0.36 - \frac{0.23}{3} = 0.283 \text{ m}$
- $\bar{M}_1 = 0.5 b X \bar{\sigma}_{bc} Z = 0.5 \times 1 \times 0.23 \times 21 \times 0.283 = 0.68 \text{ MN.m}$
- Condition de non fragilité :

$$A_{ser} \geq A_{min} = 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} bd$$

$$A_{min} = 3.5 \text{ cm}^2$$

On a :  $M_{ser} = 0.20 \text{ Mn.m}$

$$M_{ser} < \bar{M}_1 \text{ D'où SSAC.}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \bar{\sigma}_{st}} = \frac{0.20}{0.283 \times 183} = 38.65 \text{ cm}^2$$

**Note** : SSAC veut dire section sans acier comprimé.

Condition de non fragilité :

$$A_{ser} = 38.65 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 3.5 \text{ cm}^2 \text{ Vérifiée}$$

Choix des armatures

8HA25

39.27 cm<sup>2</sup>

### VI.3.3. Ferrailage longitudinal à l'ELU

- $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 35}{1 \times 1.5} = 19.83 \text{ Mpa}$
- $M_u = 0.27 \text{ MN.m}$
- $\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.27}{1 \times 0.36^2 \times 19.83} = 0.105$
- $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.35 \Rightarrow \mu_c = 0.323$

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

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.105}}{0.8} = 0.13$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \alpha) = 0.36 \times (1 - 0.4 \times 0.13) = 0.33 \text{ m}$$

On a  $\mu < 0.186 \Rightarrow \epsilon_s = 10 \times 10^{-3}$

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \times z} = \frac{0.27}{348 \times 0.341} = 22.75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{su} = 22.75 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 3.5 \text{ cm}^2 \text{ Vérifiée}$$

Choix des armatures

5 HA25

24.54 cm<sup>2</sup>

### VI.3.4. Calcul des sections d'armatures par le logiciel Expert BA

Après introduction des moments max sur le logiciel Expert-BA pour les données inscrites dans le **tableau VI.5**, on a obtenu les sections inscrites dans le **tableau V.5**:

Tableau VI.5 Sections d'armatures et choix des barres obtenus par le logiciel Expert-BA

Cas	Combinaison actions	Section d'armatures	Section retenue	Choix des barres
		(cm <sup>2</sup> /ml)	(cm <sup>2</sup> /ml)	
ELU		25.2		8 HA 25
ELS		38.9	38.9	
ELA		27		

Choix des armatures

8HA25

39.27 cm<sup>2</sup>/ml

**Conclusion:** On choisit 8HA25/ml pour les nappes supérieures et inférieures des parois du voile dans les deux sens.

#### VI.4. FERRAILLAGE DU RADIER

Le radier a une forme circulaire de 16 m de diamètre et de 80 cm d'épaisseur. Il est exposé aux mêmes sollicitations que celles des parois verticales.

##### VI.4.1. Calcul des moments par le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis 2019.

Après la modélisation de la structure, attribution des charges et introduction des combinaisons d'actions dans le logiciel, on a obtenu les moments inscrits dans le **tableau VI.6**:

Tableau VI.6 Moments max obtenus par les différentes combinaisons d'actions

Combinaison actions	Moment Max (M <sub>u,m/ml</sub> )
ELU	0.476
ELS	0.350

Les figures VI.5 VI.6 représentent respectivement les moments extrêmes à l'ELU et ELS :



Figure VI.5. Le moment extrême à l'ELU

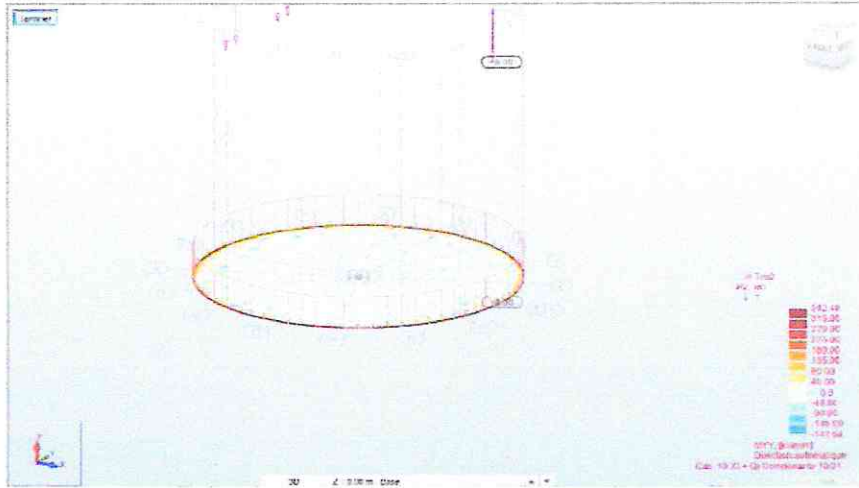


Figure VI.6. Le moment extrême à l'ELS

### VI.4.2. Ferrailage longitudinal à l'ELS

On s'est basé sur le règlement BAEL 91 rev 99 pour le calcul du ferrailage en adoptant la méthode de calcul de poutre par flexion simple. On prend une section de largeur de 100 cm et une hauteur de 80 cm. Le **tableau VI.7** montre les caractéristiques de la section à ferrailer et la nuance d'acier.

On prend un enrobage de 7 cm pour protéger les armatures de la corrosion qui provient du milieu agressif.

Tableau VI.7. Caractéristiques de la section à ferrailer et nuance d'acier.

$b_{(cm)}$	$h_{(cm)}$	enrobage $_{(cm)}$	$f_{c28}$ (Mpa)	Nuance d'acier	fissuration
100	80	7	35	Fe E400	très préjudiciable

- $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.5 \times 35 = 21 \text{ Mpa}$
- $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 35 = 2.7 \text{ Mpa}$
- Cas de fissuration très préjudiciable
- $\bar{\sigma}_{st} = \max\{0.4 f_e; 88\sqrt{\eta f_{tj}}\} = 183 \text{ Mpa}$
- $X = \frac{15\bar{\sigma}_{bc}}{15\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} d = \frac{15 \times 21}{15 \times 21 + 183} \times 0.72 = 0.45m$
- $Z = d - \frac{X}{3} = 0.72 - \frac{0.45}{3} = 0.57m$
- $\bar{M}_1 = 0.5 b X \bar{\sigma}_{bc} Z = 0.5 \times 1 \times 0.45 \times 21 \times 0.57 = 2.69MN.m$
- Condition de non fragilité :

$$A_{ser} \geq A_{min} = 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} bd$$

$$A_{min} = 11.17 \text{ cm}^2$$

On a :  $M_{ser} = 0.35 \text{ MN.m}$

$M_{ser} < \overline{M}_1$  D'où SSAC.

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \sigma_{st}} = \frac{0.35}{0.57 \times 183} = 33.55 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{ser} = 33.55 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 11.17 \text{ cm}^2 \text{ Vérifiée}$$

Choix des armatures

7HA25

34.36 cm<sup>2</sup>

#### VI.4.3. Ferrailage longitudinal à l'ELU

- $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 35}{1 \times 1.5} = 19.83 \text{ Mpa}$

- $M_u = 0.47 \text{ MN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.47}{1 \times 0.72^2 \times 19.83} = 0.046$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.34 \rightarrow \mu_c = 0.323$$

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

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.046}}{0.8} = 0.058$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \alpha) = 0.72 \times (1 - 0.4 \times 0.058) = 0.70 \text{ m}$$

$$\text{On a } \mu < 0.186 \rightarrow \varepsilon_s = 10 \times 10^{-3}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \times z} = \frac{0.47}{348 \times 0.57} = 23.69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ser} = 23.69 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 11.17 \text{ cm}^2 \text{ Vérifiée}$$

Choix des armatures

SHA25

24.54 cm<sup>2</sup>/ml

## VI.4.4. Calcul des sections d'armatures par le logiciel Expert BA

Après introduction des moments max sur le logiciel Expert-BA pour les données inscrites dans le **tableau VI.6**, on a obtenu les sections inscrites dans le **tableau VI.8**:

Tableau VI.8 Sections d'armatures et choix des barres obtenus par le logiciel Expert-BA

Cas	Combinaison actions	Section d'armatures (cm <sup>2</sup> /ml)	Section retenue (cm <sup>2</sup> /ml)	Choix des barres
ELU		19.2	29.1	6 HA 25
ELS		29.1		

Choix des armatures	6HA25	29.45 cm <sup>2</sup> /ml
---------------------	-------	---------------------------

**Conclusion:** On choisit 7HA25/ml pour les nappes supérieures et inférieures des parois du voile dans les deux sens

La **figure VI.7** montre le schéma de ferrailage du caisson :

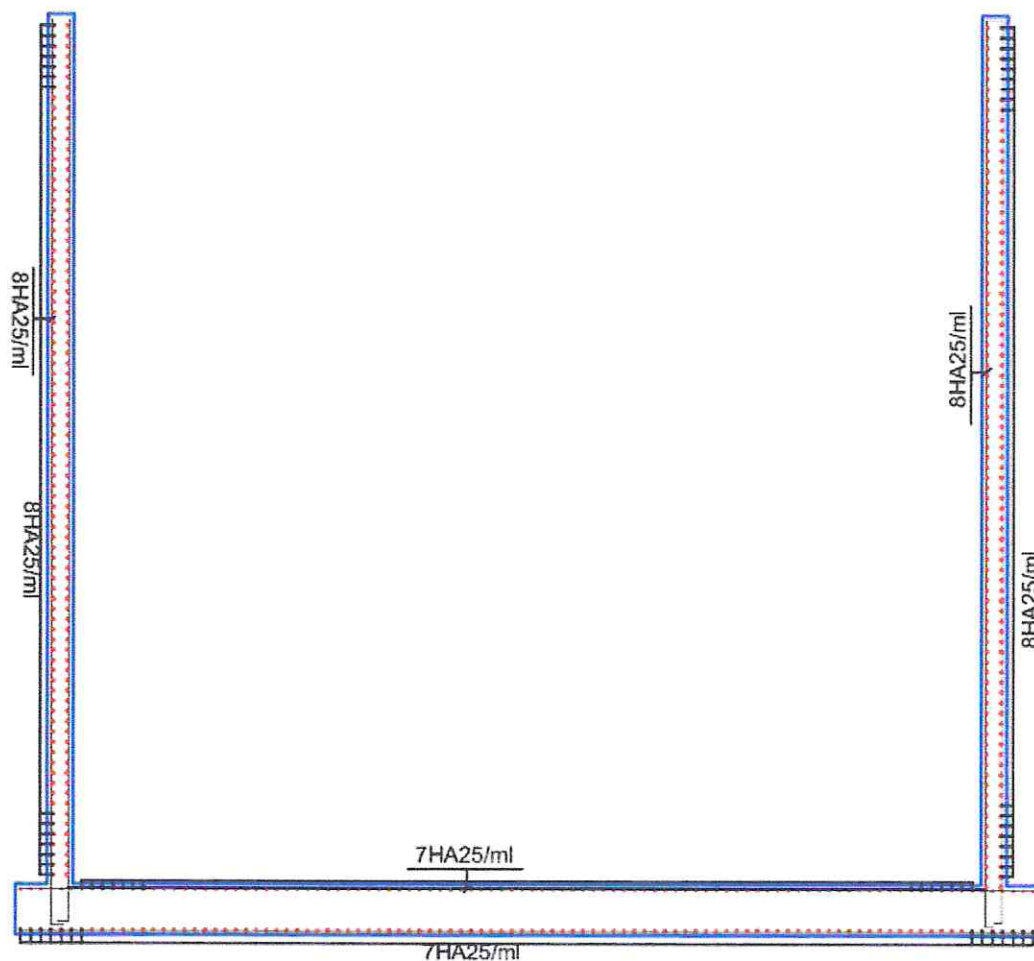


Figure VI.7. Schéma de Ferrailage du caisson

### VI.5. FERRAILLAGE DE LA POUTRE DE COURONNEMENT

La poutre de couronnement est une poutre en béton armé coulée sur place et posée sur le quai. Elle assure la liaison entre les caissons et elle comporte les équipements d'amarrage (les bollards) et d'accostage (les défenses). De ce fait, cette poutre doit être très rigide afin de reprendre les différents efforts verticaux et horizontaux.

Sur la base d'un coulage d'un plot chaque 15 m, on considère une section de la poutre de couronnement ayant une longueur de 15 m et supporte deux (02) bollards d'une force de 80T.

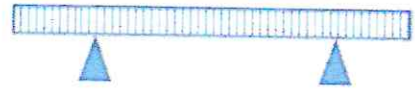
#### VI.5.1. Efforts agissant sur la poutre de couronnement

##### VI.5.1.1. Efforts horizontaux

La poutre de couronnement est supposée être très rigide d'où sa réaction linéairement répartie. L'effort agissant horizontalement sur la poutre de couronnement est l'effort d'amarrage sur les bollards :  $F=5 \text{ t/ml}$ .

$$M_{max} = \frac{ql^2}{32} = \frac{5 \times 15^2}{32} = 35.15 \text{ T.m}$$

$$V_{max} = \frac{ql}{4} = \frac{5 \times 15}{4} = 18.75 \text{ T}$$



##### VI.5.1.2. Efforts verticaux

On site à présent les différentes charges verticales appliquées sur la poutre de couronnement :

- **Poids propre de la poutre**  
 $G = 1.3 \times 3.5 \times 2.5 = 11.37 \text{ T/ml}$
- **Charge du portique**  
 $F = 13.2 \text{ T}$



Pour calculer les efforts internes de la poutre de couronnement, on définit les cas de charge suivants :

#### 1- Poutre de couronnement en service

On considère que la poutre est encastree des deux côtés.

Deux cas de calculs sont à considérer :

- Calcul sous influence du poids propre

On a :

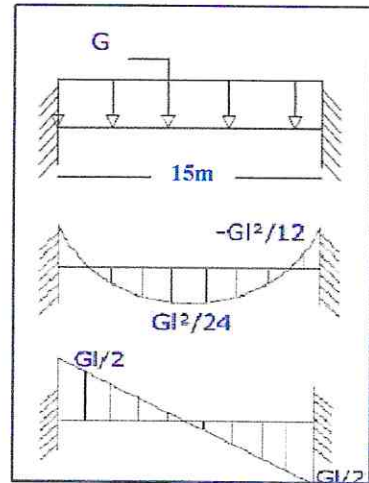
$$G = 11.37 \text{ T/ml}$$

$$l = 15 \text{ m}$$

$$M_{max}^{appui} = -\frac{Gl^2}{12} = -\frac{11.37 \times 15^2}{12} = -213.28 \text{ T.m}$$

$$M_{max}^{travée} = \frac{Gl^2}{24} = \frac{11.37 \times 15^2}{24} = 106.6 \text{ T.m}$$

$$V_{max} = \frac{Gl}{2} = \frac{11.37 \times 15}{2} = 85.27 \text{ T}$$



- Calcul sous l'influence du portique

Les sollicitations les plus défavorables sont obtenues en mettant la charge concentrée à mi-travée.

On a :

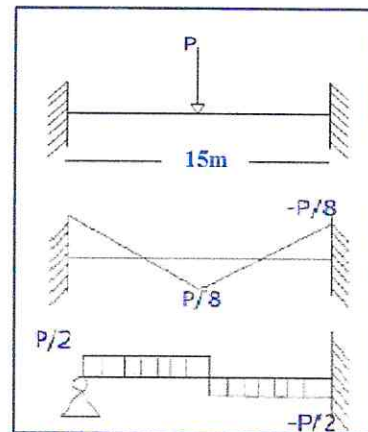
$$P = 13.2 \text{ T}$$

$$l = 15 \text{ m}$$

$$M_{max}^{appui} = \frac{Pl}{8} = \frac{13.2 \times 15}{8} = 25 \text{ T.m}$$

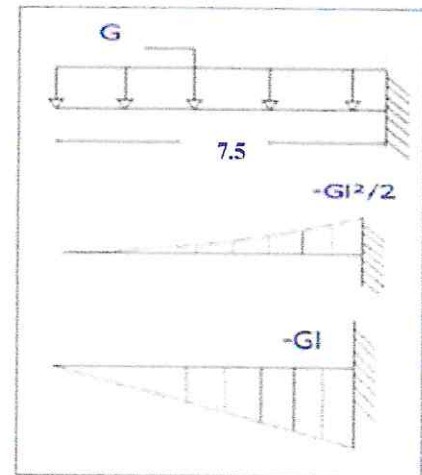
$$M_{max}^{travée} = -\frac{Pl}{8} = -\frac{13.2 \times 15}{8} = -25 \text{ T.m}$$

$$V_{max} = \frac{P}{2} = \frac{13.2}{2} = 6.6 \text{ T}$$



2- Tassement d'un caisson au niveau du joint (accidentel)

Dans ce cas la poutre travaille en console (encastrée d'un côté et libre de l'autre). Le calcul se fait en prenant en considération le poids propre, mais vu la rareté de ce cas l'influence du portique n'est pas prise en compte.



On a:

$$G = 11.37T/ml$$

$$l = 7.5 m$$

$$M_{max}^{appui} = -\frac{Gl^2}{2} = -\frac{11.37 \times 7.5^2}{2} = -319.78 T.m$$

$$M_{max}^{travée} = 0 T.m$$

$$V_{max} = -Gl = 11.37 \times 7.5 = -85.27 T$$

Dans le tableau VI.9, on va récapituler les efforts internes développés par la poutre de couronnement.

Tableau VI.9. Récapitulatif des efforts internes de la poutre de couronnement

Cas	Sous influence du poids propre (1)			Sous influence du portique (2)			(1) + (2)		
	$M_{max}^{appui}$	$M_{max}^{travée}$	$V_{max}$	$M_{max}^{appui}$	$M_{max}^{travée}$	$V_{max}$	$M_{max}^{appui}$	$M_{max}^{travée}$	$V_{max}$
Poutre de couronnement (En service)	-213.2	106.6	85.27	25	-25	7	-188.2	81.6	92.27
Tassement du caisson au niveau d'un joint (accidentel)	-319.8	0	-85.2	Influence Non considérée			-319.8	0	-85.2

VI.5.1.3. Combinaison de charge

Le ferrailage de la poutre de couronnement se fera à l'ELS en considérant une fissuration très préjudiciable, avec la combinaison G+Q.

VI.5.2. Calcul du ferrailage longitudinal de la poutre de couronnement

On considère deux cas de chargement pour le ferrailage :

- Poutre de couronnement en service
- Poutre de couronnement dans le cas d'un tassement d'un caisson au niveau d'un joint.

### VI.5.2.1. Ferrailage sous le chargement vertical de la poutre de couronnement en service

- **Sur appuis**

On s'est basé sur le règlement BAEL 91 rev 99 pour le calcul du ferrailage en adoptant la méthode de calcul de poutre par flexion simple. On prend une section de largeur de 350 cm et une hauteur de 130 cm. Le **tableau VI.10** montre les caractéristiques de la section à ferrailer et la nuance d'acier.

On prend un enrobage de 7 cm pour protéger les armatures de la corrosion qui provient du milieu agressif.

Tableau VI.10. Caractéristiques de la section à ferrailer et nuance d'acier.

$b_{(cm)}$	$h_{(cm)}$	enrobage $_{(cm)}$	$f_{c28}$ (Mpa)	Nuance d'acier	fissuration
350	130	7	35	Fe E400	très préjudiciable

- $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.5 \times 35 = 21 \text{ Mpa}$
- $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 35 = 2.7 \text{ Mpa}$
- Cas de fissuration très préjudiciable
- $\overline{\sigma}_{st} = \max\{0.4 f_e; 88\sqrt{\eta f_{tj}}\} = 183 \text{ Mpa}$
- $X = \frac{15\overline{\sigma}_{bc}}{15\overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}} d = \frac{15 \times 21}{15 \times 21 + 183} \times 1.17 = 0.74 \text{ m}$
- $Z = d - \frac{X}{3} = 1.17 - \frac{0.74}{3} = 0.92 \text{ m}$
- $\overline{M}_1 = 0.5 b X \overline{\sigma}_{bc} Z = 0.5 \times 3.5 \times 0.74 \times 21 \times 0.92 = 25 \text{ MN.m}$
- Condition de non fragilité :

$$A_{ser} \geq A_{min} = 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} bd$$

$$A_{min} = 70.63 \text{ cm}^2$$

On a :  $M_{ser} = 2.13 \text{ MN.m}$

$M_{ser} < \overline{M}_1$  D'où SSAC.

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \overline{\sigma}_{st}} = \frac{2.13}{0.92 \times 183} = 126.5 \text{ cm}^2 = 36.14 \text{ cm}^2/ml$$

Condition de non fragilité :

$$A_{ser} = 126.5 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 70.63 \text{ cm}^2 \text{ Vérifiée}$$

Choix des armatures

SHA25/ml

39.27 cm<sup>2</sup>/ml

- En travée

On s'est basé sur le règlement BAEL 91 rev 99 pour le calcul du ferrailage en adoptant la méthode de calcul de poutre par flexion simple. On prend une section de largeur de 350 cm et une hauteur de 130 cm. Le **tableau VI.11** montre les caractéristiques de la section à ferrailer et la nuance d'acier.

On prend un enrobage de 7 cm pour protéger les armatures de la corrosion qui provient du milieu agressif.

Tableau VI.11. Caractéristiques de la section à ferrailer et nuance d'acier.

b(cm)	h (cm)	enrobage(cm)	f <sub>c28</sub> (Mpa)	Nuance d'acier	fissuration
350	130	7	35	Fe E400	très préjudiciable

- $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.5 \times 35 = 21 \text{ Mpa}$
- $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 35 = 2.7 \text{ Mpa}$
- Cas de fissuration très préjudiciable
- $\bar{\sigma}_{st} = \max\{0.4 f_e; 88\sqrt{\eta f_{tj}}\} = 183 \text{ Mpa}$
- $X = \frac{15\bar{\sigma}_{bc}}{15\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} d = \frac{15 \times 21}{15 \times 21 + 183} \times 1.17 = 0.74 \text{ m}$
- $Z = d - \frac{X}{3} = 1.17 - \frac{0.74}{3} = 0.92 \text{ m}$
- $\bar{M}_1 = 0.5 b X \bar{\sigma}_{bc} Z = 0.5 \times 3.5 \times 0.74 \times 21 \times 0.92 = 25 \text{ MN.m}$
- Condition de non fragilité :

$$A_{ser} \geq A_{min} = 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} bd$$

$$A_{min} = 70.63 \text{ cm}^2$$

On a :  $M_{ser} = 1.06 \text{ MN.m}$

$M_{ser} < \bar{M}_1$  D'où SSAC.

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \bar{\sigma}_{st}} = \frac{1.06}{0.92 \times 183} = 62.96 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{ser} = 62.96 \text{ cm}^2 < A_{min} = 70.63 \text{ cm}^2 \text{ Non vérifiée}$$

$$\Rightarrow A_{ser} = 70.63 \text{ cm}^2 = 20.18 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures

5HA25/ml

24.54 cm<sup>2</sup>/ml

### VI.5.2.2. Ferrailage sous le chargement vertical de la poutre de couronnement dans le cas d'un tassement d'un caisson au niveau du joint

- Sur appuis

On s'est basé sur le règlement BAEL 91 rev 99 pour le calcul du ferrailage en adoptant la méthode de calcul de poutre par flexion simple. On prend une section de largeur de 350 cm et une hauteur de 130 cm. Le **tableau VI.12** montre les caractéristiques de la section à ferrailer et la nuance d'acier.

On prend un enrobage de 7 cm pour protéger les armatures de la corrosion qui provient du milieu agressif.

Tableau VI.12. Caractéristiques de la section à ferrailer et nuance d'acier.

b <sub>(cm)</sub>	h <sub>(cm)</sub>	enrobage <sub>(cm)</sub>	f <sub>c28</sub> (Mpa)	Nuance d'acier	fissuration
350	130	7	35	Fe E400	très préjudiciable

- $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.5 \times 35 = 21 \text{ Mpa}$
- $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 35 = 2.7 \text{ Mpa}$
- Cas de fissuration très préjudiciable
- $\bar{\sigma}_{st} = \max\{0.4 fe; 88\sqrt{\eta f_{tj}}\} = 183 \text{ Mpa}$
- $X = \frac{15\bar{\sigma}_{bc}}{15\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} d = \frac{15 \times 21}{15 \times 21 + 183} \times 1.17 = 0.74 \text{ m}$
- $Z = d - \frac{X}{3} = 1.17 - \frac{0.74}{3} = 0.92 \text{ m}$
- $\bar{M}_1 = 0.5 b X \bar{\sigma}_{bc} Z = 0.5 \times 3.5 \times 0.74 \times 21 \times 0.92 = 25 \text{ MN.m}$
- Condition de non fragilité :

$$A_{ser} \geq A_{min} = 0.23 \frac{f_{tj}}{fe} bd$$

$$A_{min} = 70.63 \text{ cm}^2$$

On a :  $M_{ser} = 3.19 \text{ MN.m}$

$M_{ser} < \overline{M}_1$  D'où SSAC.

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \overline{\sigma}_{st}} = \frac{3.19}{0.92 \times 183} = 189.5 \text{ cm}^2 = 54.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{ser} = 189.5 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 70.63 \text{ cm}^2 \text{ Vérifiée}$$

Choix des armatures

12HA25/ml

58.90 cm<sup>2</sup>/ml

- En travée

On s'est basé sur le règlement BAEL 91 rev 99 pour le calcul du ferrailage en adoptant la méthode de calcul de poutre par flexion simple. On prend une section de largeur de 350 cm et une hauteur de 130 cm. Le **tableau VI.13** montre les caractéristiques de la section à ferrailer et la nuance d'acier.

On prend un enrobage de 7 cm pour protéger les armatures de la corrosion qui provient du milieu agressif.

Tableau VI.13. Caractéristiques de la section à ferrailer et nuance d'acier.

b(cm)	h (cm)	enrobage(cm)	f <sub>c28</sub> (Mpa)	Acier	fissuration
350	130	7	35	Fe E400	très préjudiciable

- $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.5 \times 35 = 21 \text{ Mpa}$
- $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 35 = 2.7 \text{ Mpa}$
- Cas de fissuration très préjudiciable
- $\overline{\sigma}_{st} = \max\{0.4 f_e; 88\sqrt{\eta f_{tj}}\} = 183 \text{ Mpa}$
- $X = \frac{15\overline{\sigma}_{bc}}{15\overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}} d = \frac{15 \times 21}{15 \times 21 + 183} \times 1.17 = 0.74 \text{ m}$
- $Z = d - \frac{X}{3} = 1.17 - \frac{0.74}{3} = 0.92 \text{ m}$
- $\overline{M}_1 = 0.5 b X \overline{\sigma}_{bc} Z = 0.5 \times 3 \times 0.74 \times 21 \times 0.92 = 25 \text{ MN.m}$
- Condition de non fragilité :

$$A_{ser} \geq A_{min} = 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} bd$$

$$A_{min} = 70.63 \text{ cm}^2$$

On a :  $M_{ser} = 0 \text{ MN.m}$

$M_{ser} < \overline{M}_1$  D'où SSAC.

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \overline{\sigma}_{st}} = \frac{0}{0.92 \times 183} = 0 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$A_{ser} = 0 \text{ cm}^2 < A_{min} = 70.63 \text{ cm}^2$  Non vérifiée

$$\Rightarrow A_{ser} = 70.63 \text{ cm}^2 = 20.18 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures

5HA25/ml

24.54 cm<sup>2</sup>/ml

### VI.5.2.3. Ferrailage sous chargement horizontal

On s'est basé sur le règlement BAEL 91 rev 99 pour le calcul du ferrailage en adoptant la méthode de calcul de poutre par flexion simple. On prend une section de largeur de 130 cm et une hauteur de 350 cm. Le **tableau VI.14** montre les caractéristiques de la section à ferrailer et la nuance d'acier.

On prend un enrobage de 7 cm pour protéger les armatures de la corrosion qui provient du milieu agressif.

Tableau VI.14. Caractéristiques de la section à ferrailer et nuance d'acier.

b(cm)	h (cm)	enrobage(cm)	f <sub>c28</sub> (Mpa)	Nuance d'acier	fissuration
130	350	7	35	Fe E400	très préjudiciable

- $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.5 \times 35 = 21 \text{ Mpa}$
- $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 35 = 2.7 \text{ Mpa}$
- Cas de fissuration très préjudiciable
- $\overline{\sigma}_{st} = \max\{0.4 f_e; 88\sqrt{\eta f_{tj}}\} = 183 \text{ Mpa}$
- $X = \frac{15\overline{\sigma}_{bc}}{15\overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}} d = \frac{15 \times 21}{15 \times 21 + 183} \times 3.15 = 2 \text{ m}$
- $Z = d - \frac{X}{3} = 3.15 - \frac{2}{3} = 2.48 \text{ m}$
- $\overline{M}_1 = 0.5 b X \overline{\sigma}_{bc} Z = 0.5 \times 1.3 \times 2 \times 21 \times 2.48 = 67.7 \text{ MN.m}$

- Condition de non fragilité :

$$A_{ser} \geq A_{min} = 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} bd$$

$$A_{min} = 70.63 \text{ cm}^2$$

On a :  $M_{ser} = 0.355 \text{ MN.m}$

$M_{ser} < \overline{M}_1$  D'où SSAC.

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \overline{\sigma}_{st}} = \frac{0.355}{2.48 \times 183} = 7.82 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{ser} = 7.82 \text{ cm}^2 < A_{min} = 70.63 \text{ cm}^2 \text{ Non Vérifiée}$$

$$A_{ser} = 70.63 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures

15 HA25

73.63 cm<sup>2</sup>/ml

### VI.5.3. Calcul du ferrailage transversal

$$\overline{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa}\right) = 3.5 \text{ Mpa}$$

$$V_u^{max} = 92.27 \text{ T}$$

$$\tau_u^{max} = \frac{V_u^{max}}{bd} = \frac{0.923}{1.3 \times 3.15} = 0.23 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u^{max} < \overline{\tau}_u \text{ condition vérifiée } St \leq \min(1m; 0.8h; 3b)$$

$$St \leq 1 \text{ m}$$

On prend  $St = 40 \text{ cm}$

$$A_t \geq \frac{\tau_u^{max} b St}{0.8 f_e}$$

$$A_t \geq \frac{0.23 \times 130 \times 40}{0.8 \times 400} = 3.73 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures

5HA10

3.93 cm<sup>2</sup>

**NB :** Pour prendre en considération le cas accidentel, on ajoute 3HA25/ml (la différence d'armature entre les deux cas) pour le ferrailage vertical.

Dans le **tableau VI.15**, on récapitule les armatures choisies pour le ferrailage de la poutre de couronnement.

Tableau VI.15. Récapitulatif des armatures adoptées pour la poutre de couronnement.

		Armature longitudinale	Armature transversale
Effort verticale	Appuis	8HA25/ml + 4HA25/ml	5HA10
	Travée	5HA25/ml	
Effort horizontale		15HA25	

La figure VI.8 montre le plan de ferrailage de la poutre de couronnement :

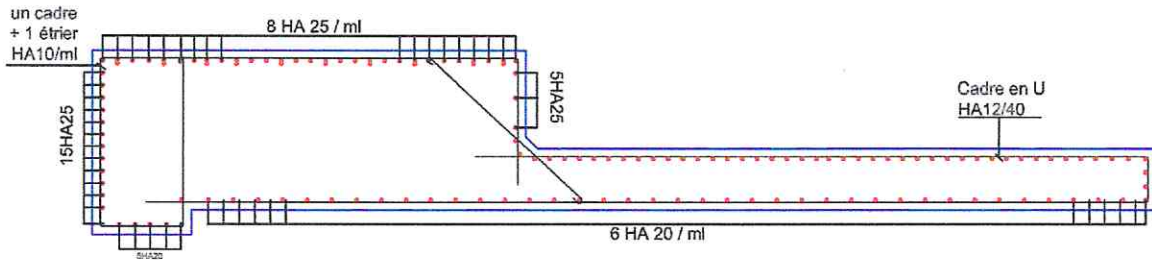


Figure VI.8. Plan de ferrailage de la poutre de couronnement

VI.6. FERRAILLAGE DE LA DALLE

La dalle est de forme circulaire posée sur le remplissage au milieu et les parois aux alentours modélisée en plaque de 15m de diamètre et une épaisseur de 20 cm.

De plus, on a introduit les charges agissantes qui sont les suivantes :

- PP : Poids propre (charge permanente).
- P : Poids au-dessus de la dalle (charge permanente).
- Q : Charge d'exploitation.

Les combinaisons considérées sont :

- ELU :  $1.35 (PP + P) + 1.5 Q$
- ELS :  $PP + P + Q$

Tableau VI.16. Les efforts internes de la dalle

	$M_{max}$ (MN.m/ml)
ELU	0.056
ELS	0.04

Après introduction des moments max sur le logiciel Expert-BA pour les données inscrites dans le tableau VI.16, on a obtenu les sections inscrites dans le tableau VI.17:

Tableau VI.17. Caractéristique de la section à ferrailer et nuance d'acier.

b	h	$f_{c28}$	Acier	fissuration
100	20	35	Fe E400	Très préjudiciable

Les sections d'armature sont calculées par le logiciel Expert BA comme suit :

Tableau VI.18 Sections d'armatures et choix des barres obtenus par le logiciel Expert-BA

Cas	Section $A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des barre
$M_{ELU}$	13.6	5HA20
$M_{ELS}$	20.1	7HA20

Choix des armatures 7HA20/ml 21.99 cm<sup>2</sup>

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{s,min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.7 \times 100 \times 20}{500} = 2.48 \text{ cm}^2$$

- $A_s = 21.99 \text{ cm}^2 > A_{s,min} = 2.48 \text{ cm}^2$  Vérifiée.

La figure VI.9 montre le plan de ferrailage de la dalle :

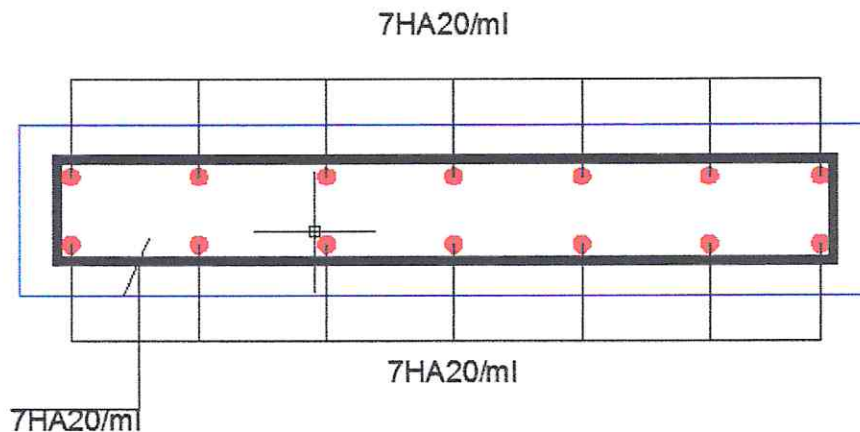


Figure VI.9. Schéma de ferrailage de la dalle

## VI.7. FERRAILLAGE ADOPTE POUR LES ELEMENTS DU CAISSON

Le **tableau VI.19** résume les armatures adoptées pour la structure du caisson du quai céréalier.

Tableau VI.19: Tableau récapitulatif des sections d'armatures retenues

Elément		Ferrailage longitudinale		Ferrailage transversale
Voile		8HA25		De construction
Radier		7HA25		De construction
Poutre de couronnement	Verticale	Appuis	8HA25/ml	5HA10
		Travée	5HA25/ml	
	Horizontale	15HA25		
Dalle		7HA20		De construction

## VI.8. CONCLUSION

Après le calcul des sections d'armatures (poutre de couronnement, les parois, le radier et la dalle), et après les vérifications nécessaires, on peut conclure que les sections choisies sont dans les normes afin de reprendre les efforts dues aux charges.

---

# **CONCLUSION GENERALE**

---

## CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude est l'aboutissement de trois mois de travail, il nous a permis d'approfondir les connaissances acquises durant les années de notre formation à l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics et les différents stages pratiques au seins des sociétés spécialisées dans le domaine des travaux publics.

Pour l'accomplissement de cette étude, nous avons procédé, en premier lieu, par une collecte et analyse de données pour ensuite proposer deux variante d'aménagement concernant l'extension, et choisir celle jugée optimale sur le plan technico-économique. De plus nous avons procédé à de différents calculs afin de vérifier la stabilité externe du caisson, ce qui nous a permis de calculer le ferrailage des éléments du caisson.

Nous concluons que la construction d'un ouvrage maritime constitue une tâche difficile, elle fait appel à un travail d'équipe pluridisciplinaire et requière une parfaite maitrise des données techniques qui vont de l'implantation de l'ouvrage qui doit présenter le meilleur compromis entre les divers impératifs et contraintes, jusqu' à la dotation du port des moyens les plus appropriés pour le fonctionnement et l'objectif qui lui sont destinés.

---

# **BIBLIOGRAPHIE**

---

## BIBLIOGRAPHIE

- **BELABDELLOUAHAB M** : Cours de mécanique des sols 4ème année. Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP), Kouba, Alger, Algérie. (Année 2017-2018).
- **BOUCETTA H et SELMANI S**, étude de réalisation d'un poste minéralier à l'est du port Bethioua dans la wilaya d'Oran, projet de fin d'étude d'ingénieur, encadrés par D. RAHMANI, Ecole Nationale Supérieure Travaux Publics, 2018.
- **CHAPON J : 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.
- **CHAPON J : Travaux Maritimes TOM II** : Les ouvrages intérieurs des ports maritime – Dégagement des accès et plans d'eau des ports (Année 1974). Ed. Eyrolles 1975. Paris. France.
- **COUVIDAT J**, gestion d'un sédiment de dragage marin contaminé, Thèse de doctorat, encadré par M. BENZAAZOUA, Institut national des sciences appliquées de Lyon, 2015.
- **GTR, 2000** : Guide des terrassements routiers.
- **HAMER K. ET VOLKER K., 2002**, Brick production with dredged harbour sediments. An industrial-scale experiment, Waste Management, Vol. 22 (2002).
- **MIRAOUI M**, prétraitement et traitement des sédiment de dragage en vue d'une valorisation dans le génie civil, thèse de doctorat, encadré par N.ABRIAK, université des sciences et technologies de Lille I, 2010.
- **OUAHIB L et BOUHADBA B** , étude de réalisation d'un port de pêche pour la wilaya de Tlemcen à Sidna Youchaa, projet de fin d'étude, encadré par N.MECHTI, Ecole Nationale supérieure des travaux publics, 2017.
- **REGLES BAEL 91 révisées 99** : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- **REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA 99 / VERSION 2003.**
- **SONG Y**, traitement électrocinétique des sédiments de dragage et valorisation par solidification / stabilisation, thèse de doctorat, encadré par A.BENAMAR, Université du Havre, 2016.
- **The Rock Manual : ROM 0.5-05**: Geotechnical recommendations for the design of maritime and harbour works. January 2008.

## Webographie

- <http://www.techniques-ingenieur.fr>
- <https://fr.wikipedia.org>

## Programmes et logiciels

- Excel 2016
- AutoCAD 2014
- Autodesk Robot Structural Analysis 2019

---

# **ANNEXE 01**

---

**DONNEES GEOLOGIQUE**

GEOLOGIE DU SITE

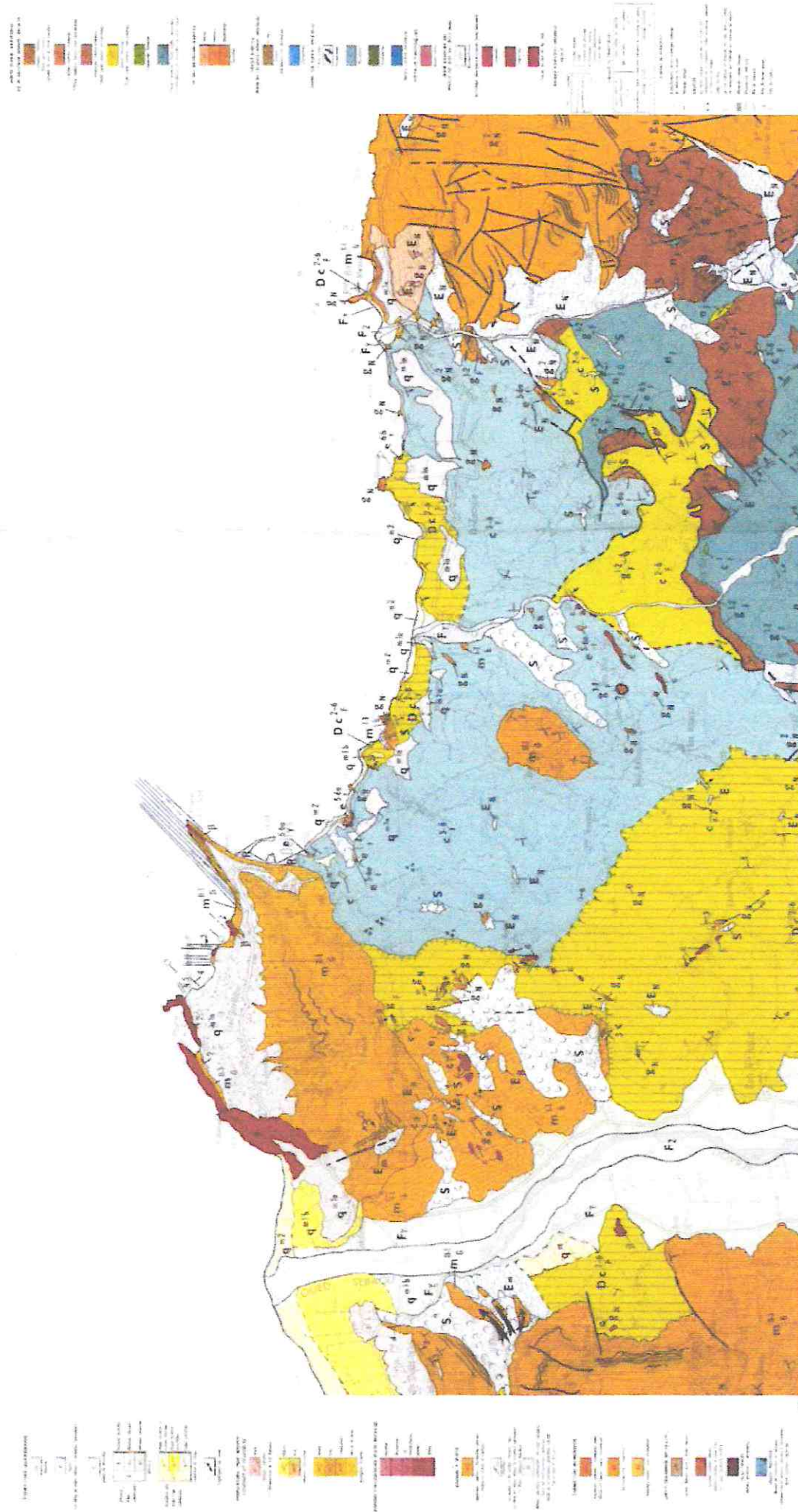


Figure 1. Carte géologique de la région de Delys

---

# **ANNEXE 02**

---

**DONNEES BATHYMETRIQUES**

LEVEE BATHYMETRIQUE :

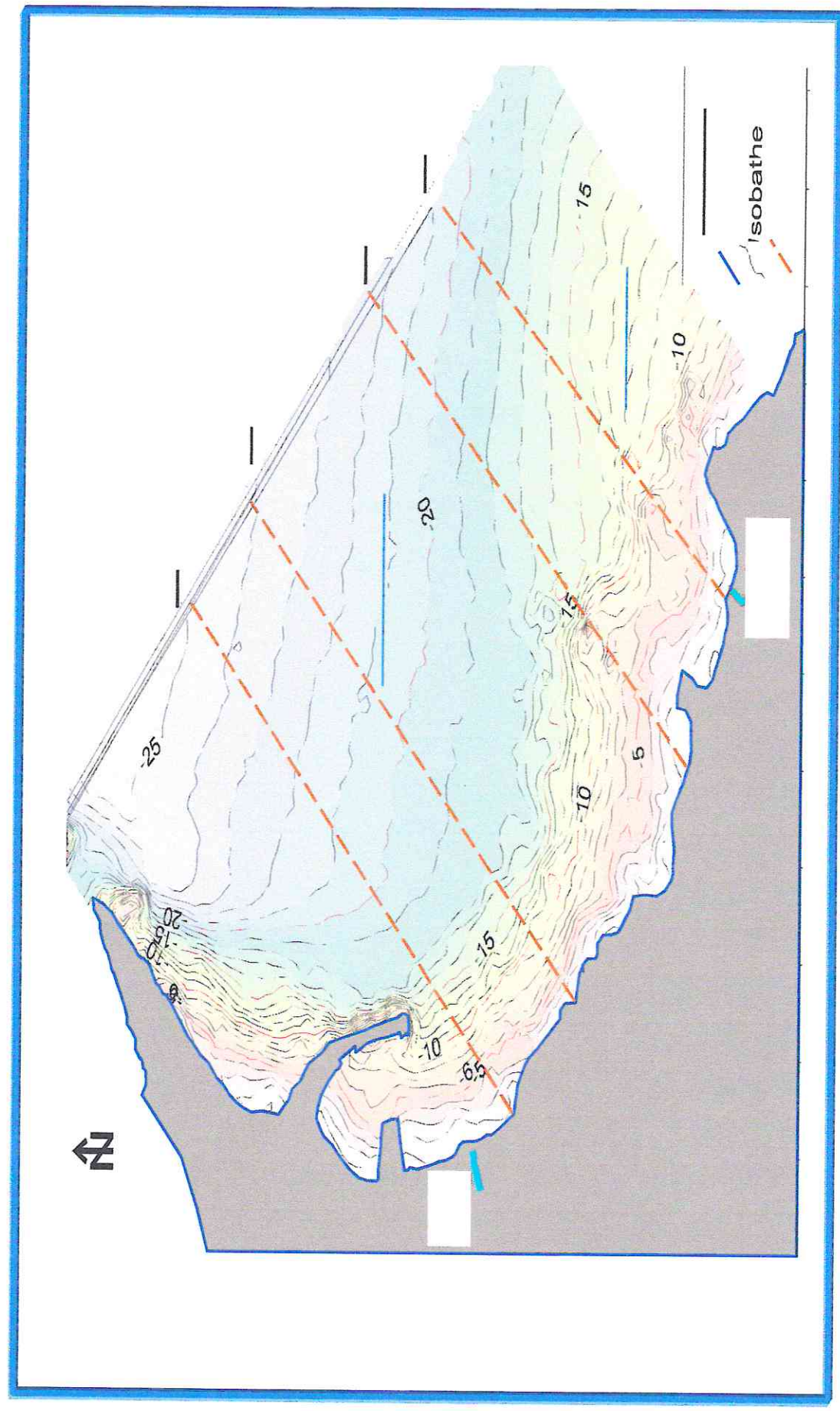
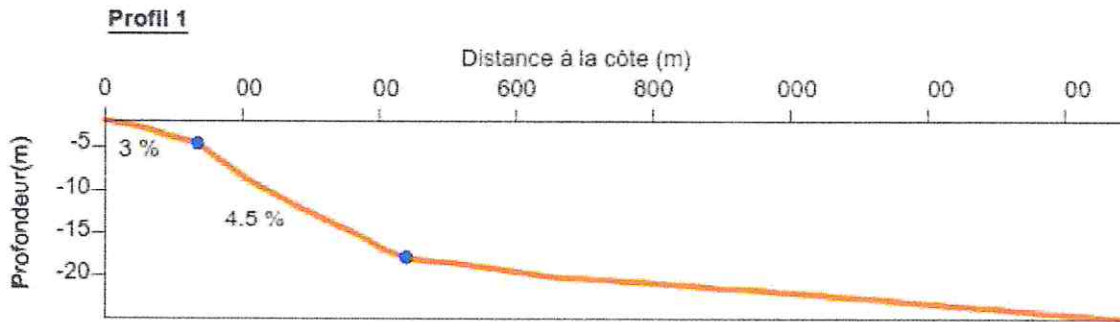


Figure 2. Carte bathymétrique et position des profils

A partir de l'esquisse bathymétrique, des profils bathymétriques au nombre de quatre (04) reflétant la topographie du fond marin ont été réalisés ((fig. n°2) . Ils traduisent ce qui suit

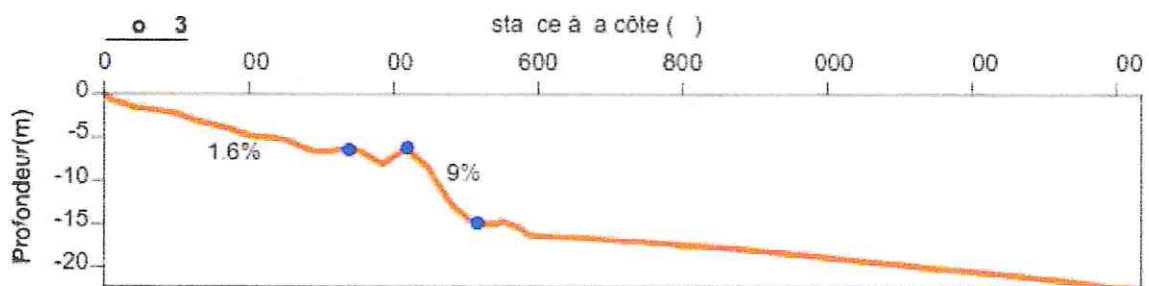
- **Le profil 1** montre, de 0 à 4 m de profondeur et sur une distance de 130 m, un fond marin marqué par une pente estimée à 3 %. Au-delà de cette profondeur, le fond marin descend jusqu'à environ 18 m de profondeur avec une pente de 4.50 % puis poursuit sa descente vers le large avec une pente douce.



- **Le profil 2** montre un fond marin qui se caractérise avec une pente de 4.5 % sur une distance de 400 m depuis la cote. Au-delà, le fond marin poursuit sa descente avec une pente douce.



- **Le profil 3** entame sa descente avec une pente douce estimée à 1.6 % atteignant la profondeur de 6 m environ où l'on note la présence de cavité. A cette profondeur, le profil montre, sur une distance de 100 m, une rupture de pente bien marquée atteignant ainsi la profondeur de 15 m..Au-delà, la pente du fond marin est douce.



- **Le profil 4** dénote un fond marin qui descend jusqu'à 6 m de profondeur avec une pente estimée à 5 %. A partir de cette profondeur, le profil montre un fond irrégulier ; cette irrégularité, observée jusqu'à environ 13 m profondeur, se traduit par succession de replats et hauts fonds séparés par des pentes abruptes. Vers le large, le fond marin se caractérise par un adoucissement de la pente.



---

# **ANNEXE 03**

---

**COMPAGNE GEOTECHNIQUE**

## SONDAGE A LA LANCE

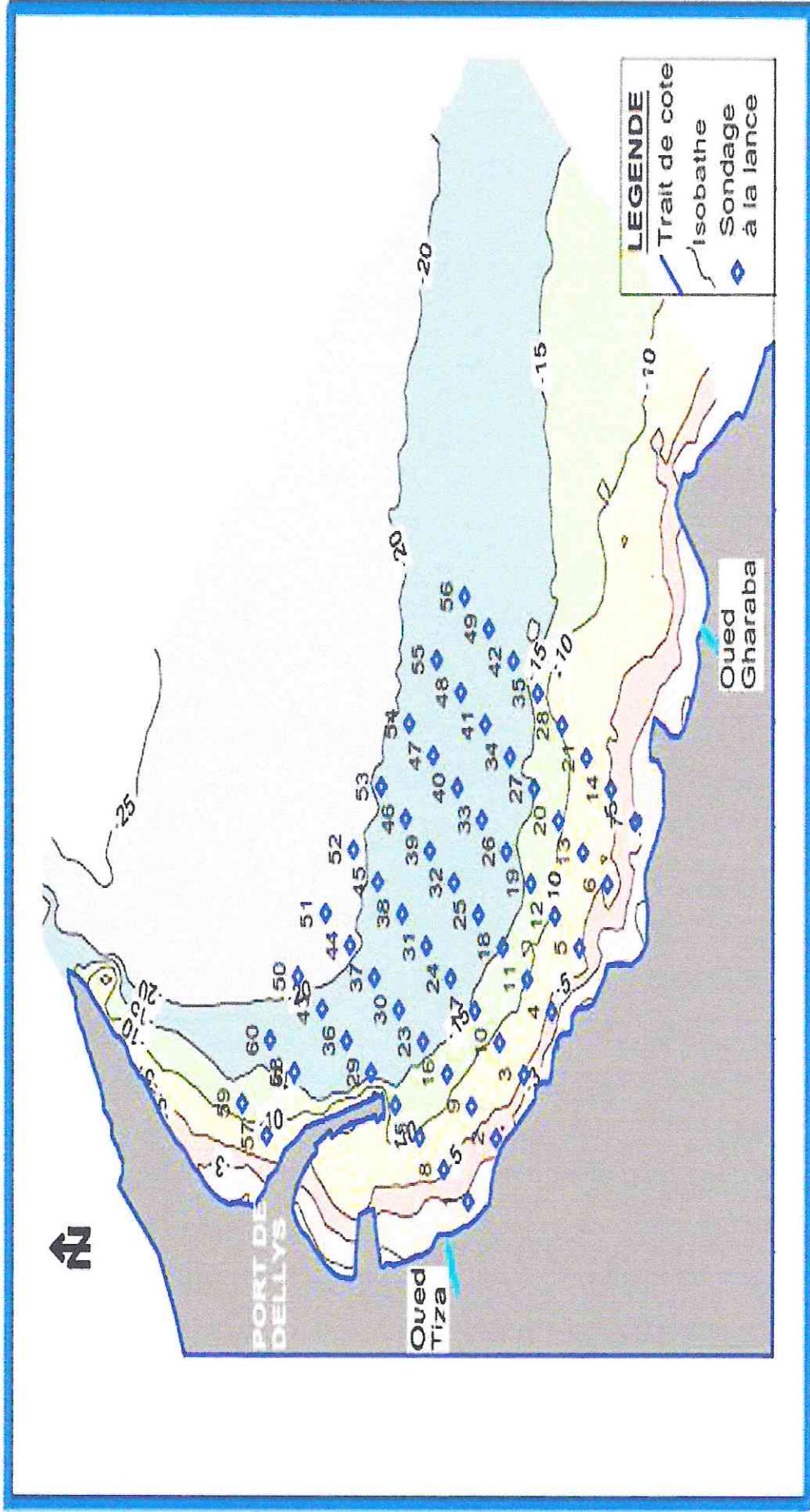


Figure 3. Carte de position des points de sondages à la lance.

N° de points	Abscisse - X (UTM)	Ordonnée- Y (UTM)	Profondeur (m)	Pénétration (m)	Nature des matériaux
01	581693,23	4085385,98	-2		Roche Naturelle
02	581812,68	4085295,25	-4		Roche Naturelle
03	581932,13	4085204,52	-5		Roche Naturelle
04	582051,58	4085113,79	-4		Roche Naturelle
05	582171,03	4085023,06	-6		Roche Naturelle
06	582290,48	4084932,33	-5		Roche Naturelle
07	582409,93	4084841,6	-3		Roche Naturelle
08	581753,72	4085465,61	-5		Roche Naturelle
09	581873,17	4085374,88	-7		Roche Naturelle
10	581992,62	4085284,15	-9	0.90	Sable
11	582112,07	4085193,42	-10	1.00	Sable
12	582231,52	4085102,69	-9		Roche Naturelle
13	582350,97	4085011,96	-7		Roche Naturelle
14	582470,42	4084921,23	-5	1.00	Sable
15	581814,21	4085545,24	-9		Roche Naturelle
16	581933,66	4085454,51	-12		Roche Naturelle
17	582053,11	4085363,78	-14	0.80	Sable
18	582172,55	4085273,05	-15		Roche Naturelle
19	582292	4085182,33	-13		Roche Naturelle
20	582411,45	4085091,6	-11		Roche Naturelle
21	582530,9	4085000,87	-8	1.70	Sable
22	581874,69	4085624,88	-13		Roche Naturelle
23	581994,14	4085534,15	-16		Roche Naturelle
24	582113,59	4085443,42	-18		Roche Naturelle
25	582233,04	4085352,69	-18	0.70	Sable
26	582352,49	4085261,96	-17		Roche Naturelle
27	582471,94	4085171,23	-15	0.80	Sable
28	582591,39	4085080,5	-10		Roche Naturelle
29	581935,18	4085704,51	-16	0.20	Roche Naturelle +Sable
30	582054,63	4085613,78	-18	1.50	Sable
31	582174,08	4085523,05	-19	1.10	Sable
32	582293,53	4085432,32	-19	1.20	Sable
33	582412,98	4085341,59	-18	1.30	Sable
34	582532,43	4085250,86	-16		Roche Naturelle
35	582651,88	4085160,13	-14		Roche Naturelle
36	581995,67	4085784,14	-18	0.80	Sable
37	582115,12	4085693,41	-19	1.10	Sable
38	582234,56	4085602,68	-19	1.60	Sable
39	582354,01	4085511,95	-19	1.30	Sable
40	582473,46	4085421,22	-19	1.20	Sable
41	582592,91	4085330,49	-18	1.20	Sable
42	582712,36	4085239,77	-17	0.80	Sable
43	582056,15	4085863,78	-19	0.80	Sable
44	582175,6	4085773,05	-20	1.80	Sable
45	582295,05	4085682,32	-20	1.10	Sable
46	582414,5	4085591,59	-19	1.40	Sable
47	582533,95	4085500,86	-19	1.50	Sable
48	582653,4	4085410,13	-19	1.30	Sable
49	582772,85	4085319,4	-18	1.50	Sable
50	582116,64	4085943,41	-21	1.20	Sable
51	582236,09	4085852,68	-21	1.50	Sable
52	582355,54	4085761,95	-20	1.50	Sable
53	582474,99	4085671,22	-20	1.40	Sable
54	582594,44	4085580,49	-20	1.60	Sable
55	582713,89	4085489,76	-19	1.20	Sable
56	582833,33	4085399,03	-18	1.20	Sable
57	581817,25	4086045,23	-8		Roche Naturelle
58	581936,7	4085954,5	-17	0.60	Sable
59	581877,74	4086124,87	-12	0.70	Sable
60	581997,19	4086034,14	-18	0.60	Sable

Tableau 1. Résultats des sondages à la lance

## SONDAGES CAROTTÉS ET ESSAI AU LABORATOIRE



Figure 4. Carte de positions des points de sondage carottés

Tableau 2. Résultat des essais au laboratoire

Sondage N°	Profondeur (m)	Type d'essai	C'(bars)	Angle de frottement (°)
P 1	07.25-07.75	<b>Essais impossible à réaliser (voir photos) : échantillon s'effrites</b>		
	12.20-12.60			
P 2	10.30-10.70	CD	0.35	29.50
P 3	03.00-03.45	CD	0.28	18.5
P 4	05.60-05.90	CD	0.28	19.90
	13.50-13.80	CD	0.36	25.60
P 5	03.80-04.40	<b>Essais impossible à réaliser (voir photos) : échantillons s'effrites</b>		
	07.50-07.80			
P 6	23.70-24.30	<b>Essais impossible à réaliser (voir photos) : échantillon s'effrite</b>		
P 7	19.70-20.40	<b>Essais impossible à réaliser (voir photos) : échantillon compact</b>		

---

# **ANNEXE 04**

---

## **LES CARACTERISTIQUES DU PORTIQUE**

Tableau 4. Caractéristique du portique de levage

Capacité de levage	40 T
Poids propre	62 T
Porté devant	6 m
Porté derrière	12 m
Hauteur de levage	12.3 m
Distance entre la magistrale du quai et le premier rail	3 m
Distance entre les galets	0.8 m
Pression du galet	13.12 T

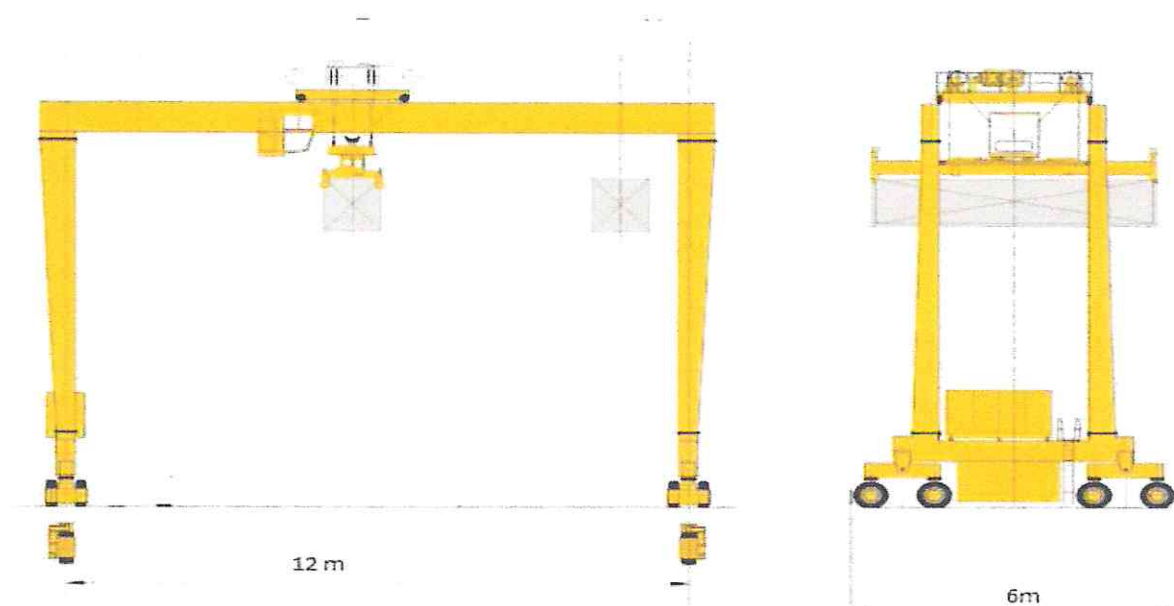


Figure 07. Vue de face et en élévation du portique.

---

# **ANNEXE 05**

---

**MODELISATION PAR LE  
LOGICIEL AUTODESK ROBOT  
2019**

## MODELISATION DE LA STRUCTURE DU CAISSON

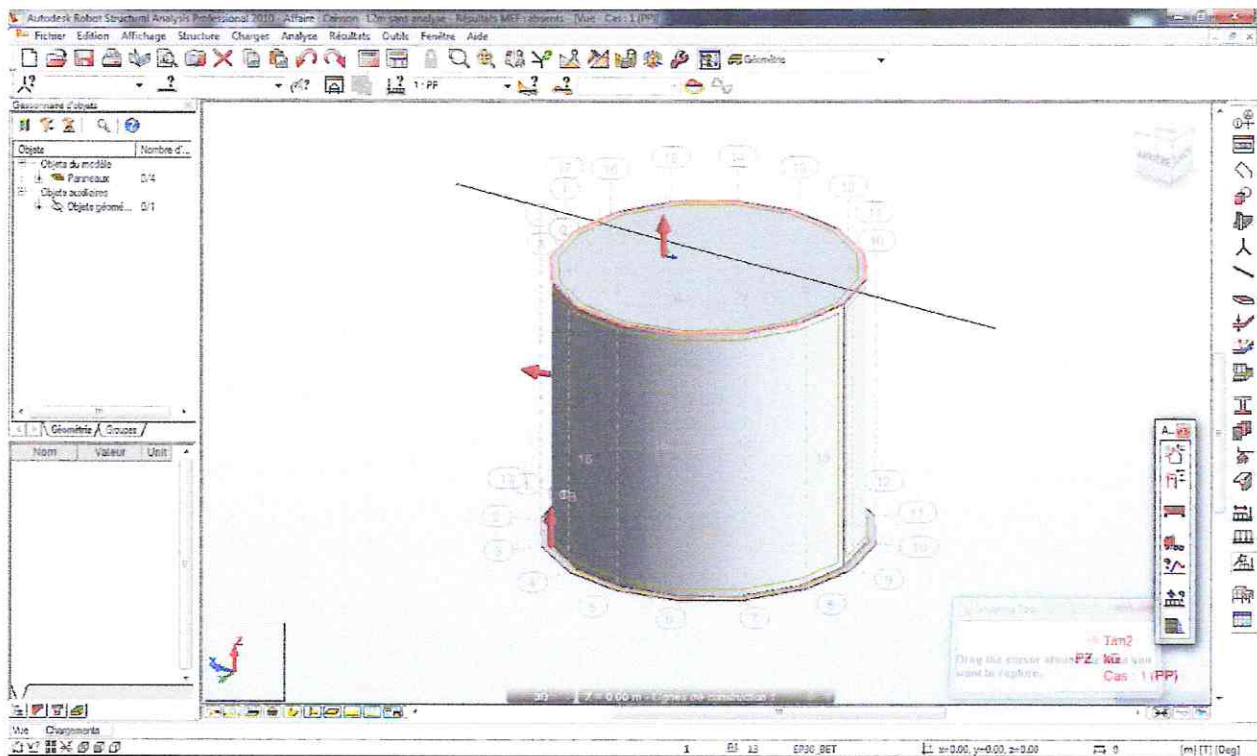


Figure 08. Modélisation de la structure du caisson

## INTRODUCTION DES CHARGES

Cas	Type de charge	Liste										
1.PP	pois propre	4 8 9 11	Structure entière	-Z	Coeff=1.00	MEMO :						
2.Hydrostatique (SER)	(EF) pression hydrostatique	8	P=0.0	GA=-1026.0 0	h=13.60	-Z	Limitations	MEMO :				
3.Poussée des terres extérieures (statique)	(EF) pression hydrostatique	4	P=-0.70	GA=-432.00	h=13.60	-Z	Limitations	MEMO :				
4.Poussée des terres extérieures (dynamique)	(EF) pression hydrostatique	4	P=-0.70	GA=-972.00	h=13.60	-Z	Limitations	MEMO :				
5.Poussée du remplissage (dynamique)	(EF) pression hydrostatique	4 8	P=0.0	GA=972.00	h=13.60	-Z	Limitations	MEMO :				
5.Poussée du remplissage (statique)	(EF) pression hydrostatique	4 8	P=0.0	GA=432.00	h=13.60	-Z	Limitations	MEMO :				
7.Hydrodynamique	(EF) surfacique uniforme	8	PX=0.0	PY=-3.90	PZ=0.0	global	non projetés	absolues	Limitations	MEMO :		
8.Charge sur caisson	(EF) surfacique uniforme	11	PX=0.0	PY=0.0	PZ=-1.00	global	non projetés	absolues	Limitations	MEMO :		
9.Poids remblais	(EF) surfacique uniforme	9	PX=0.0	PY=0.0	PZ=-25.00	global	non projetés	absolues	Limitations	MEMO :		

Figure09. Tableau des charges introduites

## MODELISATION DE LA CHARGE ROULANTE

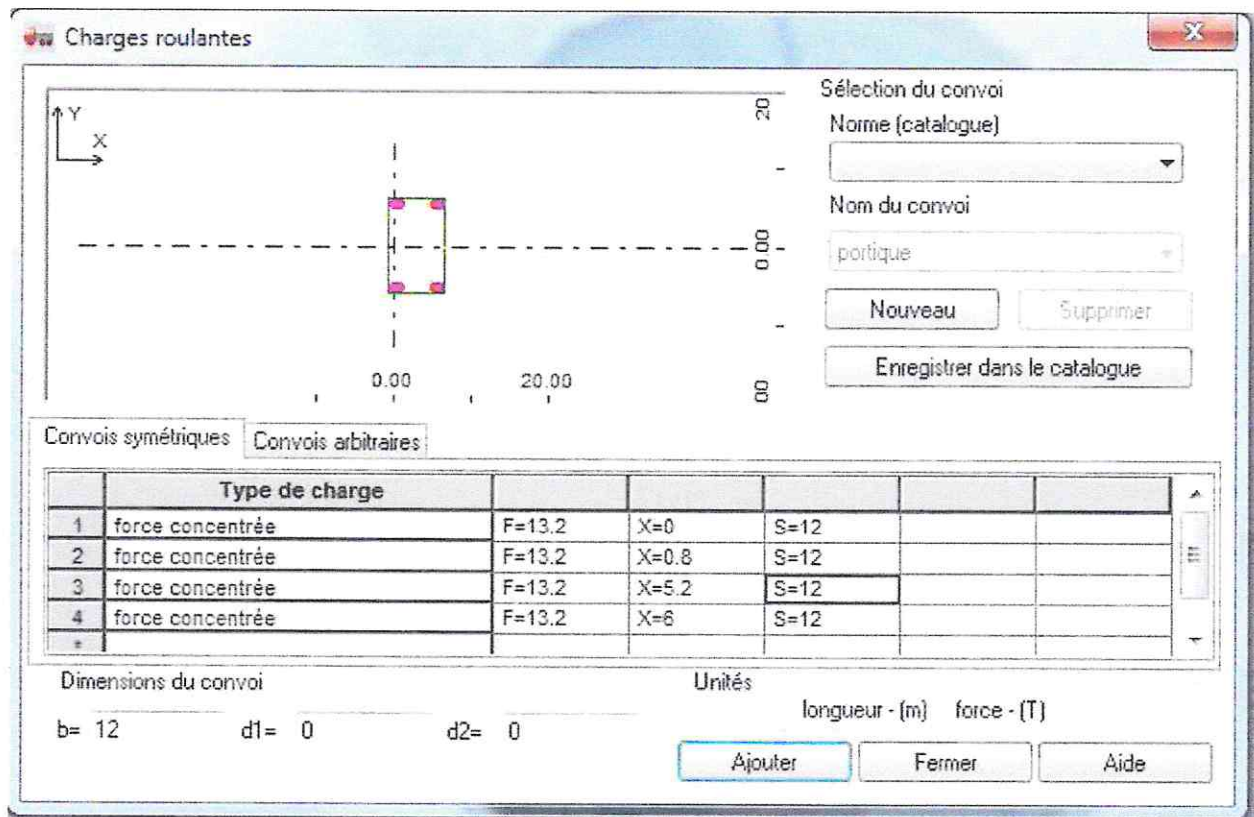


Figure.10. Modélisation du portique en charge roulante

## RESULTAT DE L'ANALYSE DES PAROIS DU CAISSON

Les moments extrêmes à l'ELU

Direction XX

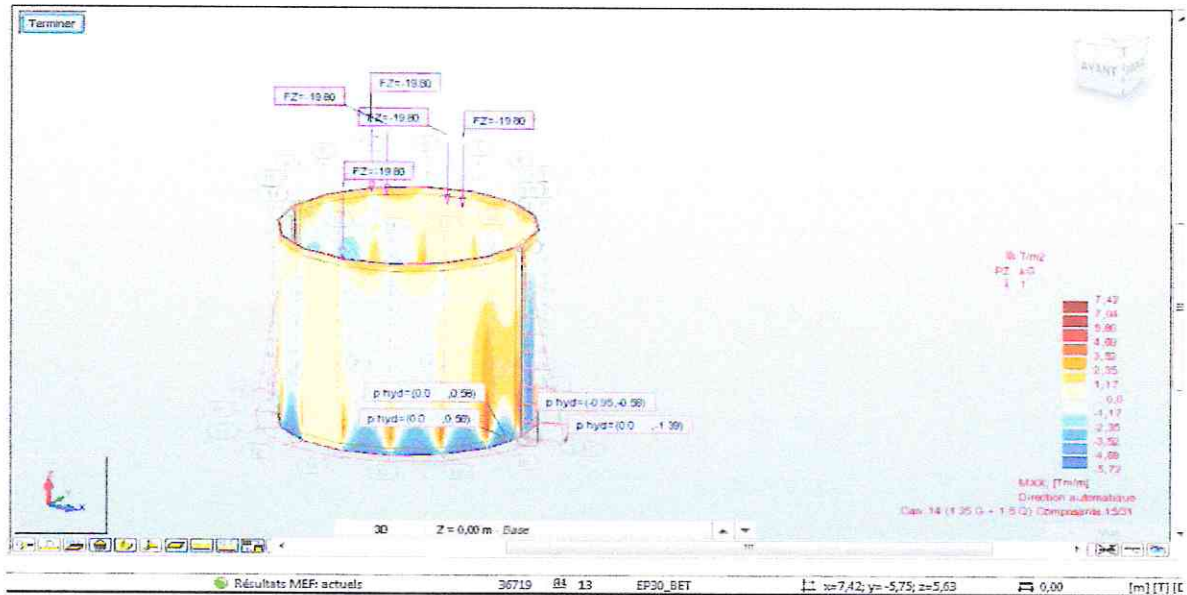


Figure 11. Moment extrême à l'ELU selon la direction XX

Direction YY

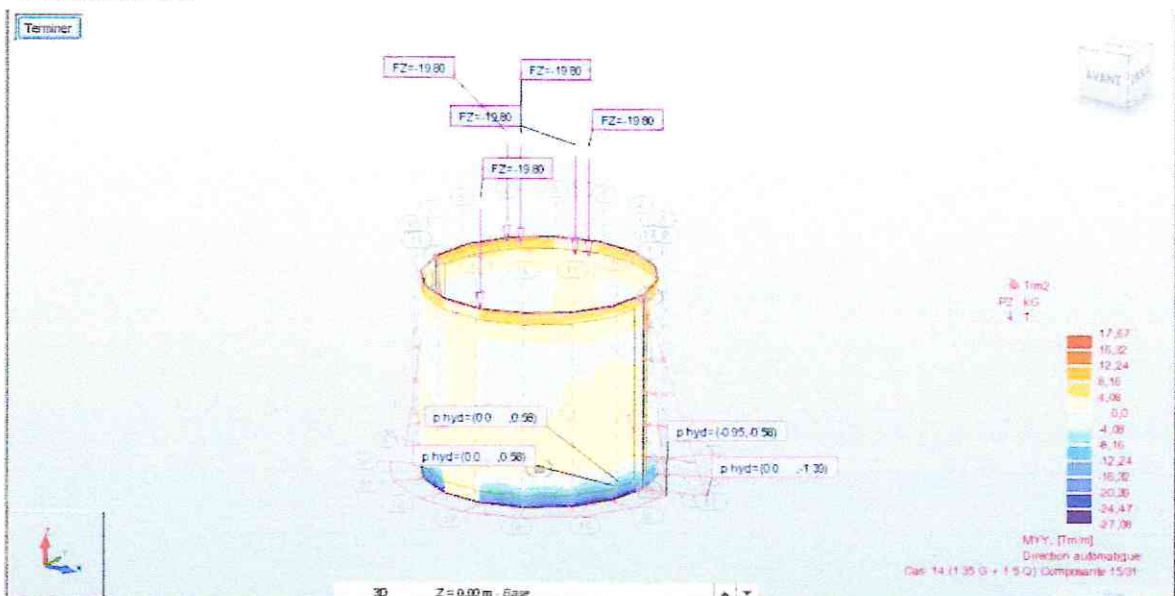


Figure 12. Moment extrême à l'ELU selon la direction YY

## Les moments extrêmes à l'ELS

## Direction XX

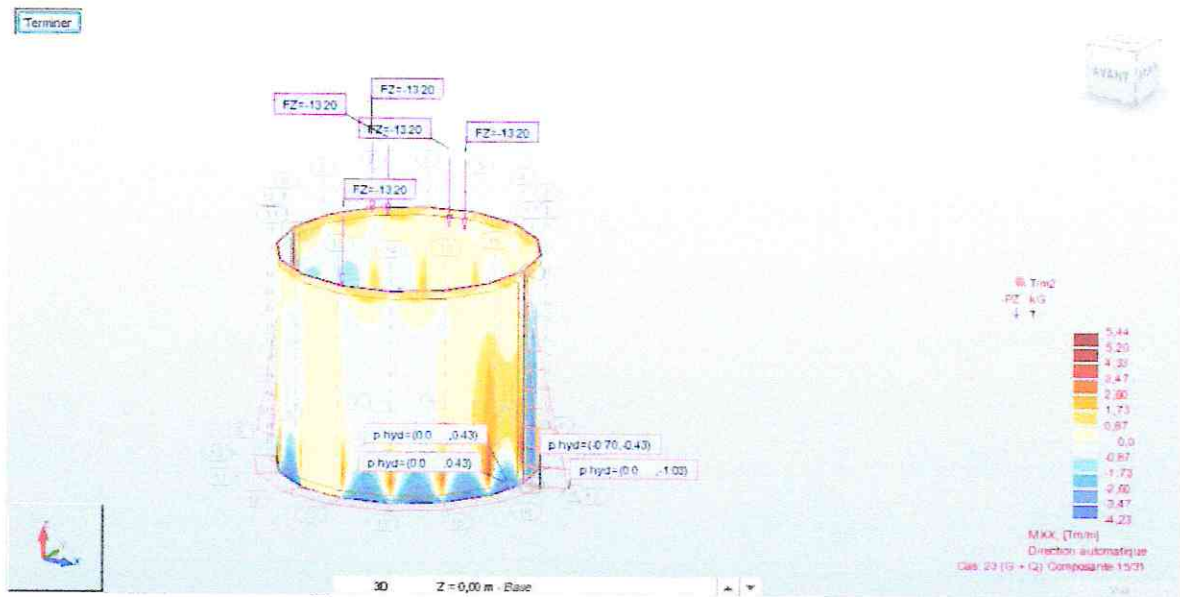


Figure 13. Moment extrême à l'ELS selon la direction XX

## Direction YY

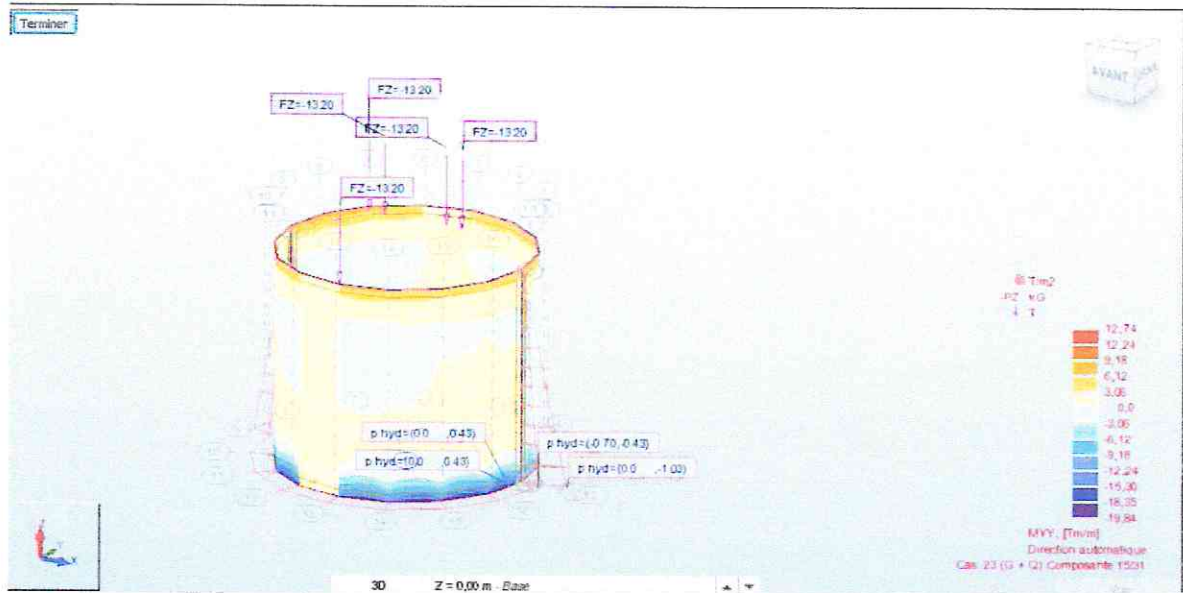


Figure 14. Moment extrême à l'ELS selon la direction YY

## Les moments extrêmes à l'ELA

G + Q + EX

Direction XX

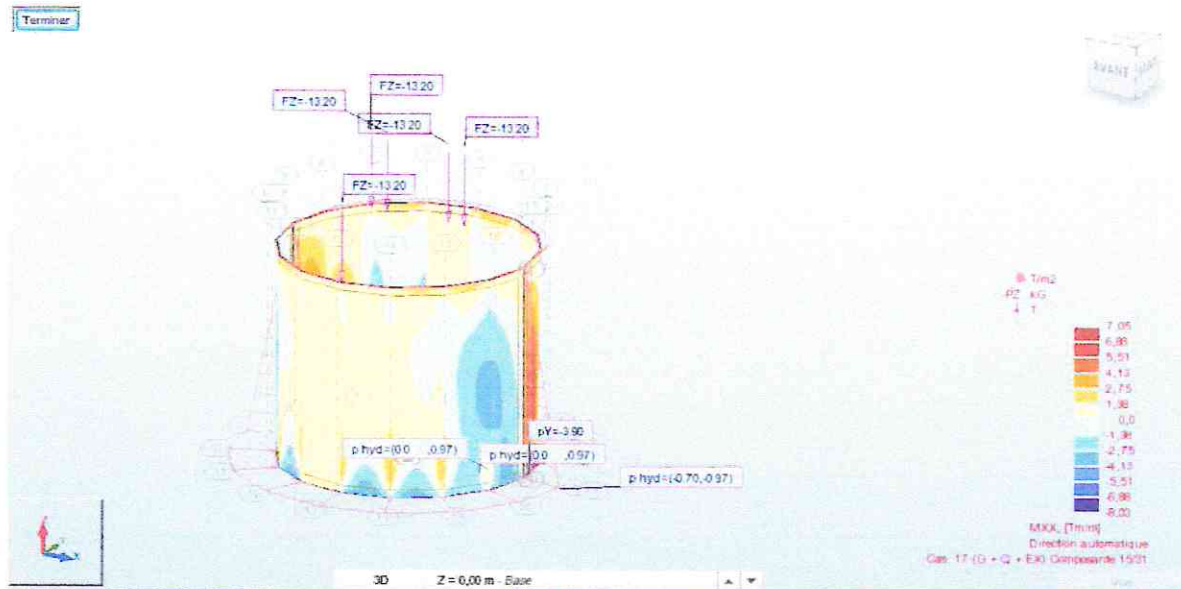


Figure 15. Moment extrême à l'ELA selon la direction XX

Direction YY

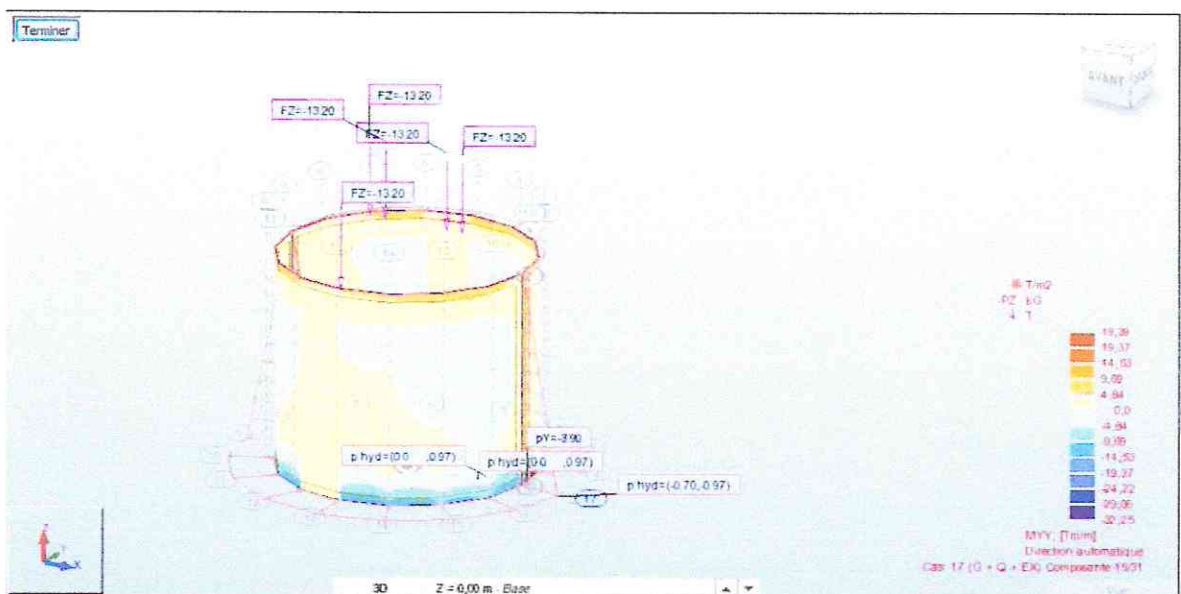


Figure 16. Moment extrême à l'ELA selon la direction YY

G + Q + EY

## Direction XX

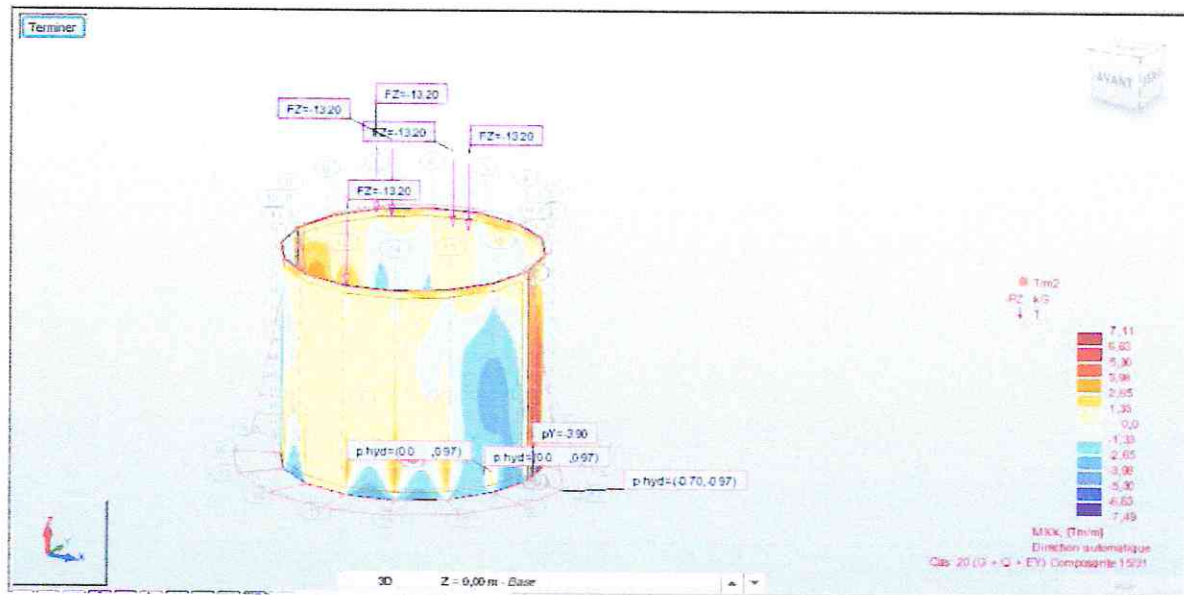


Figure 17. Moment extrême à l'ELA selon la direction XX

## Direction YY

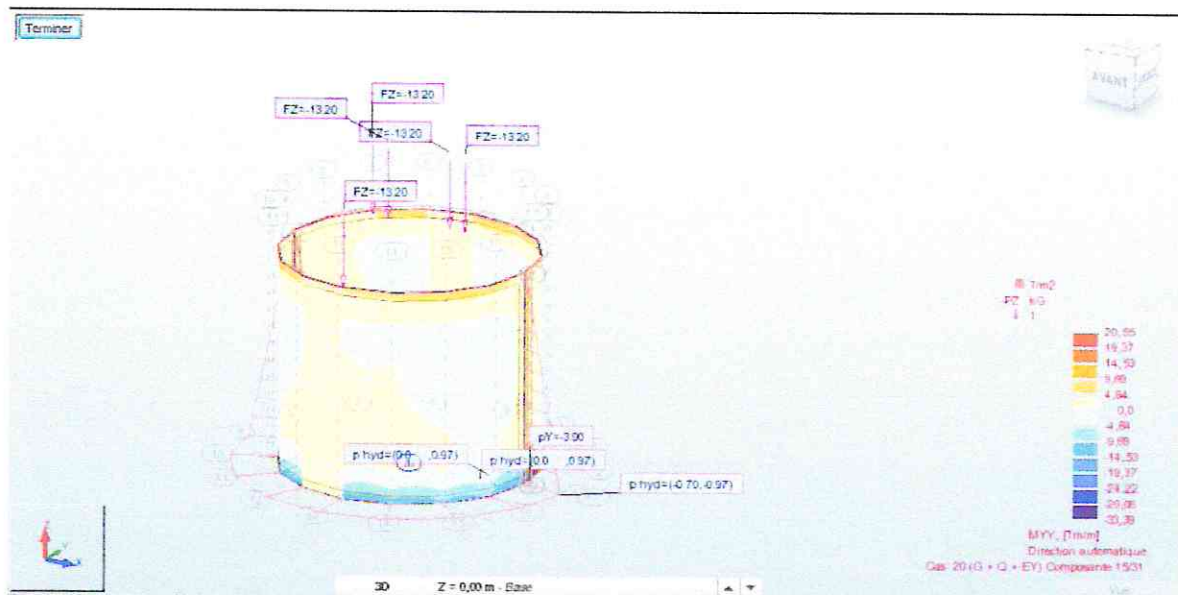


Figure 18. Moment extrême à l'ELA selon la direction YY

0.8 G + EX

Direction XX

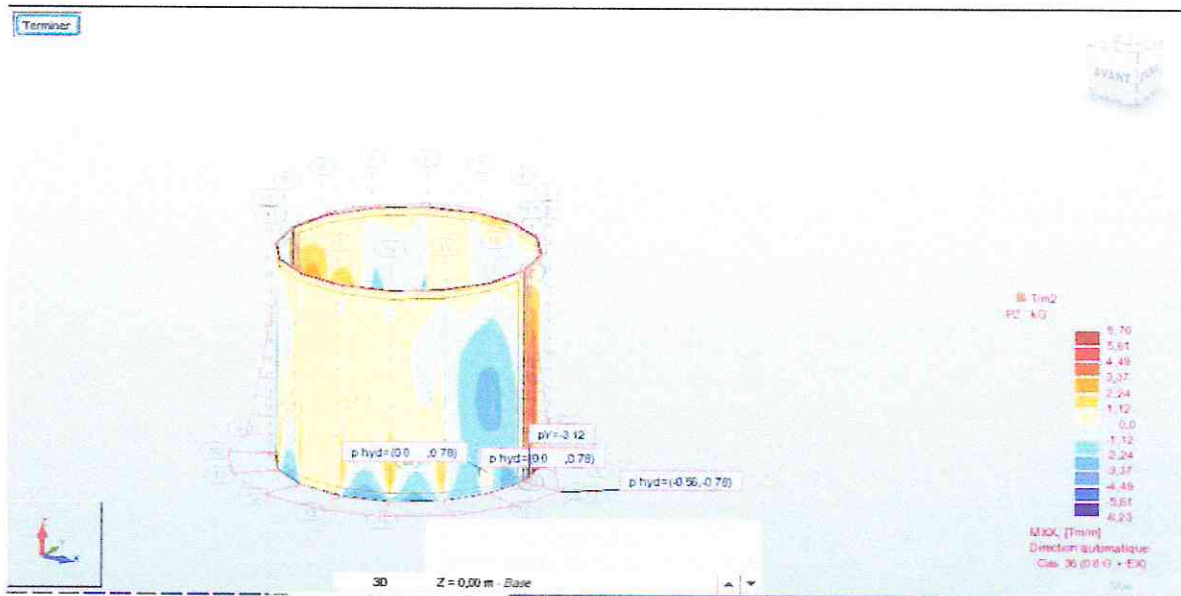


Figure 19. Moment extrême à l'ELA selon la direction XX

Direction YY

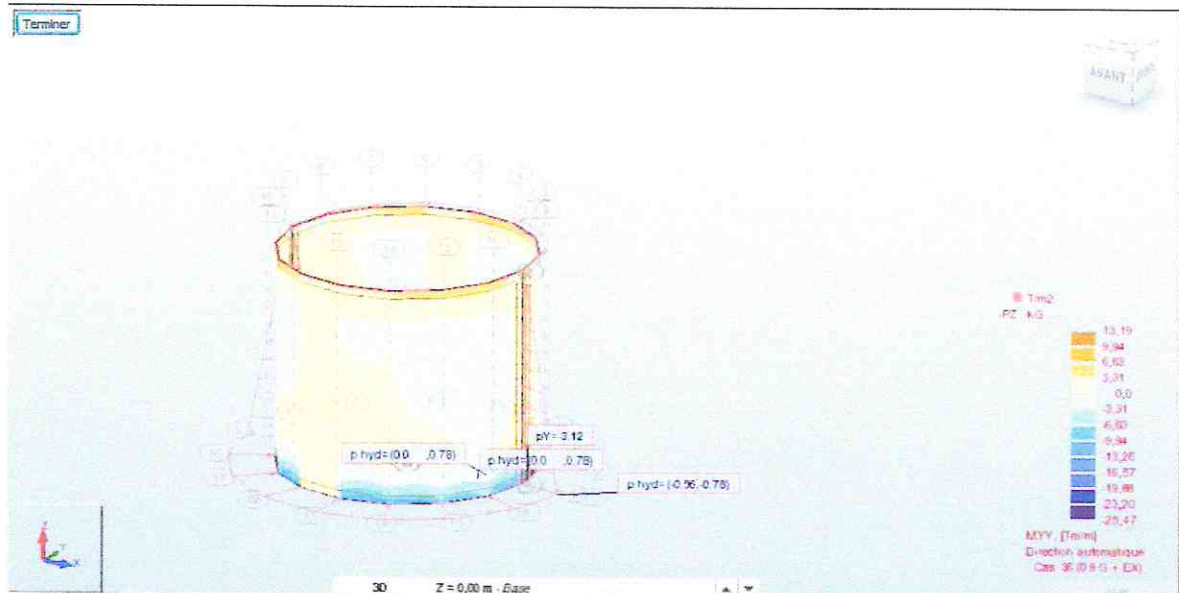


Figure 20. Moment extrême à l'ELA selon la direction YY

0.8 G – EX

Direction XX



Figure 21. Moment extrême à l'ELA selon la direction XX

Direction YY

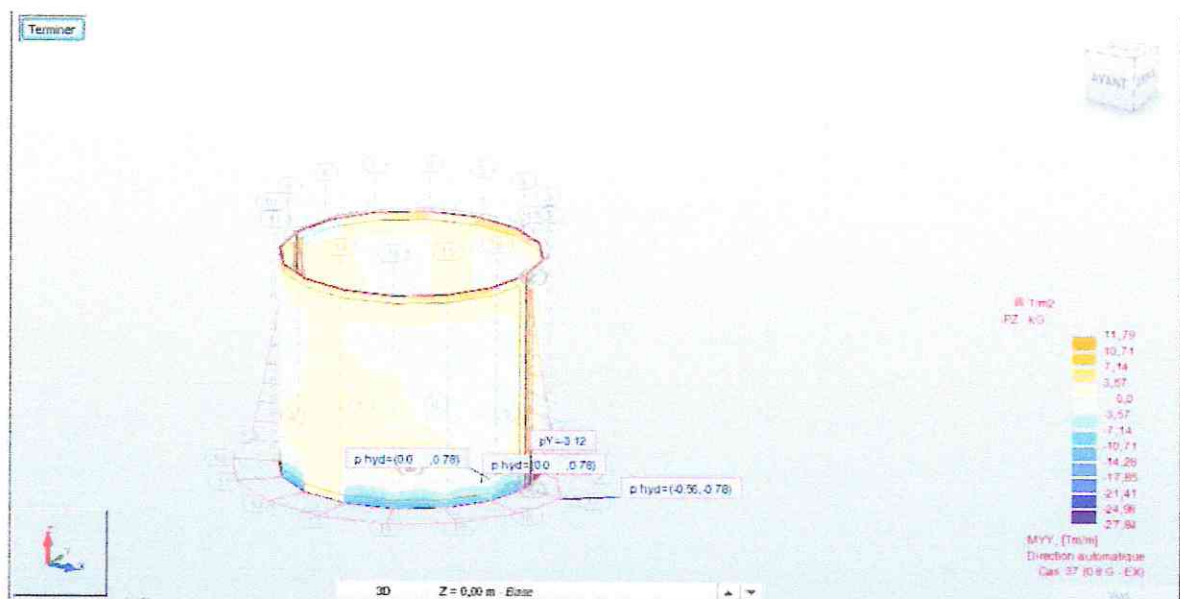


Figure 22. Moment extrême à l'ELA selon la direction YY

0.8 G + EY

Direction XX

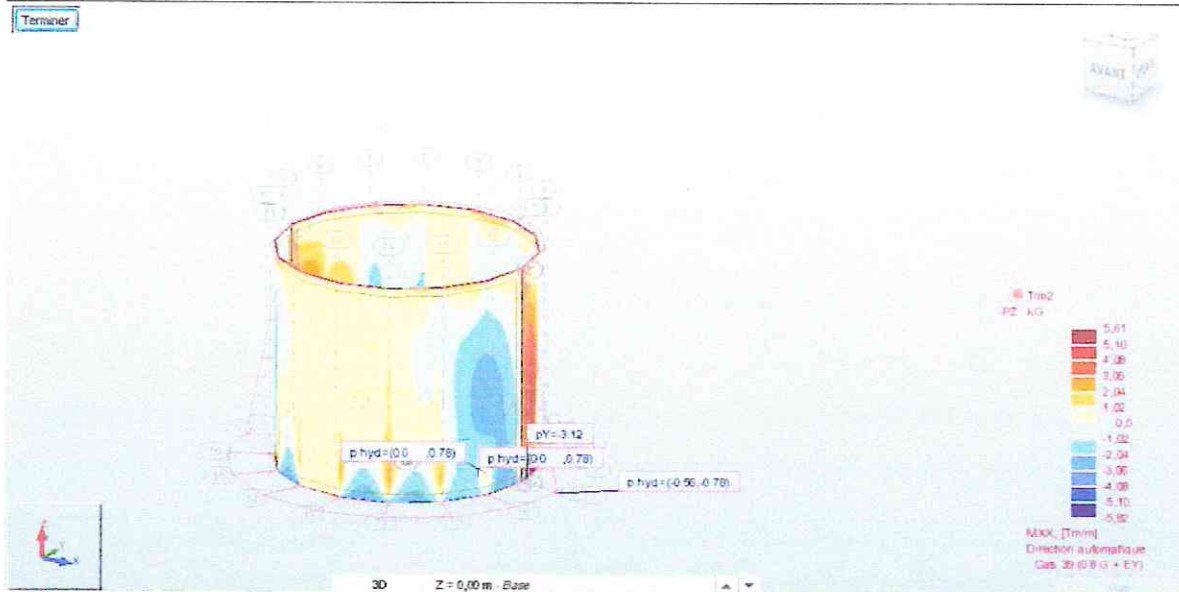


Figure 23. Moment extrême à l'ELA selon la direction XX

Direction YY

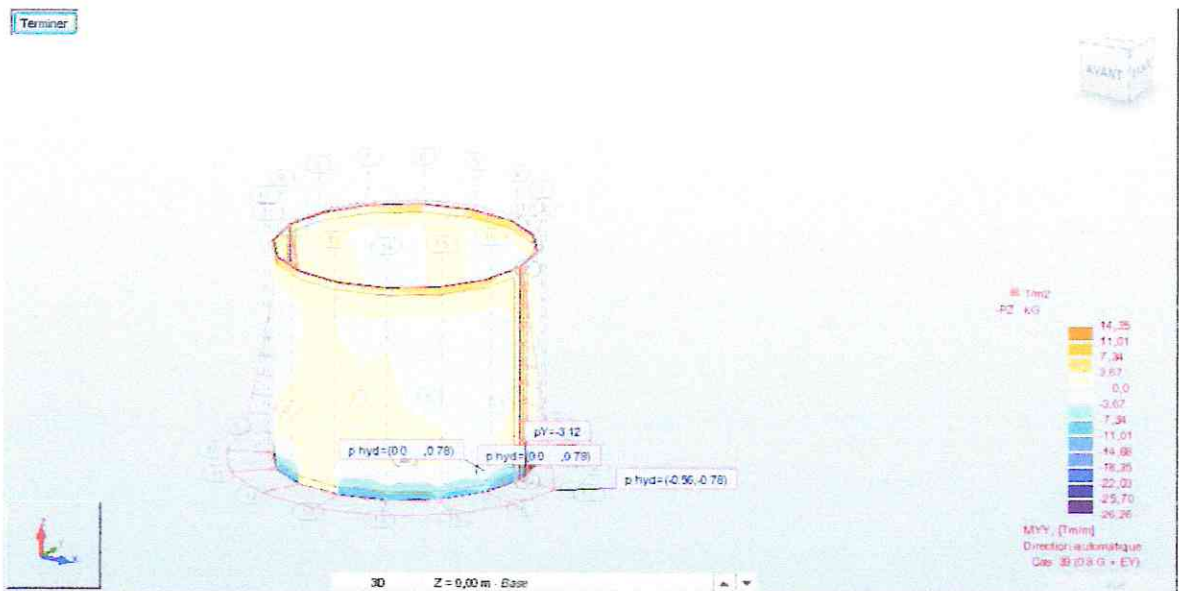


Figure 24. Moment extrême à l'ELA selon la direction YY

## 0.8 G – EY

## Direction XX



Figure 25. Moment extrême à l'ELA selon la direction XX

## Direction YY

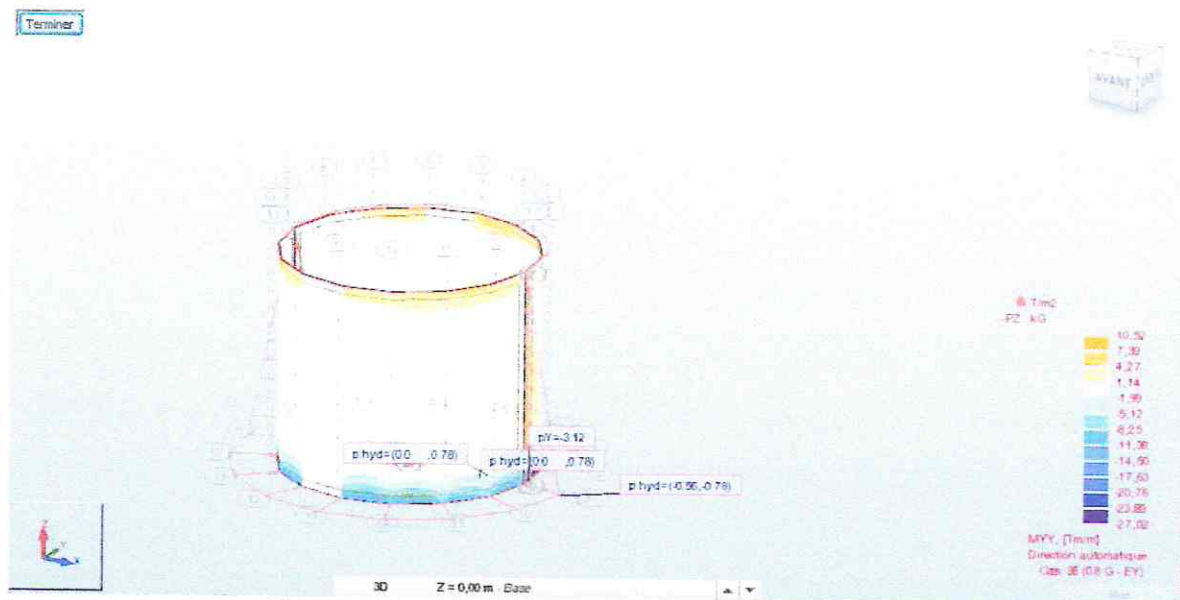
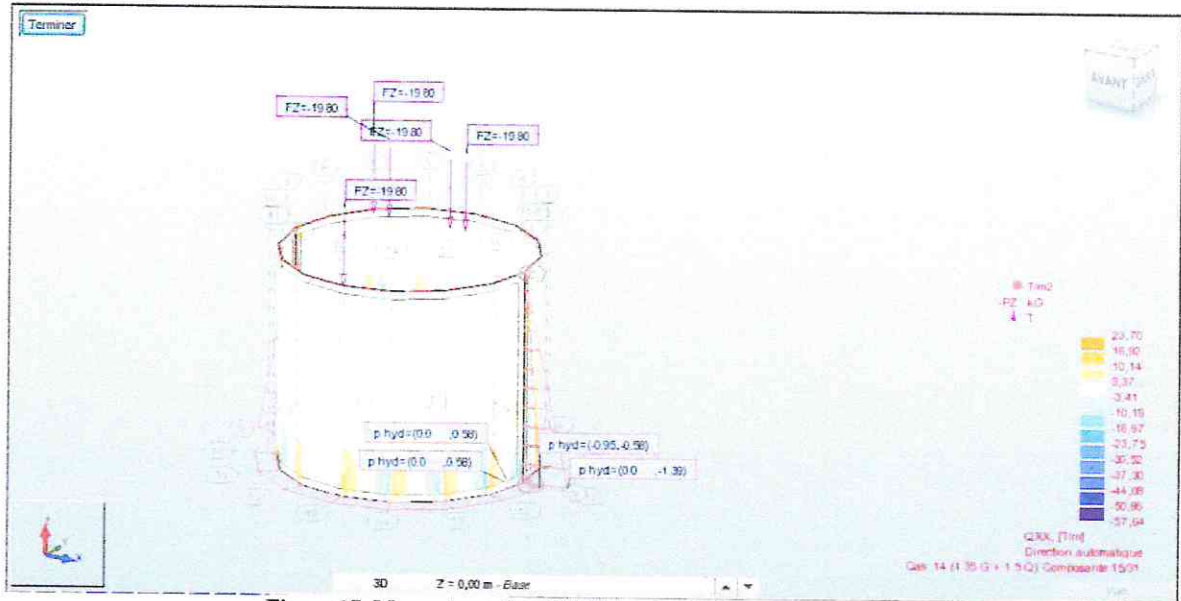


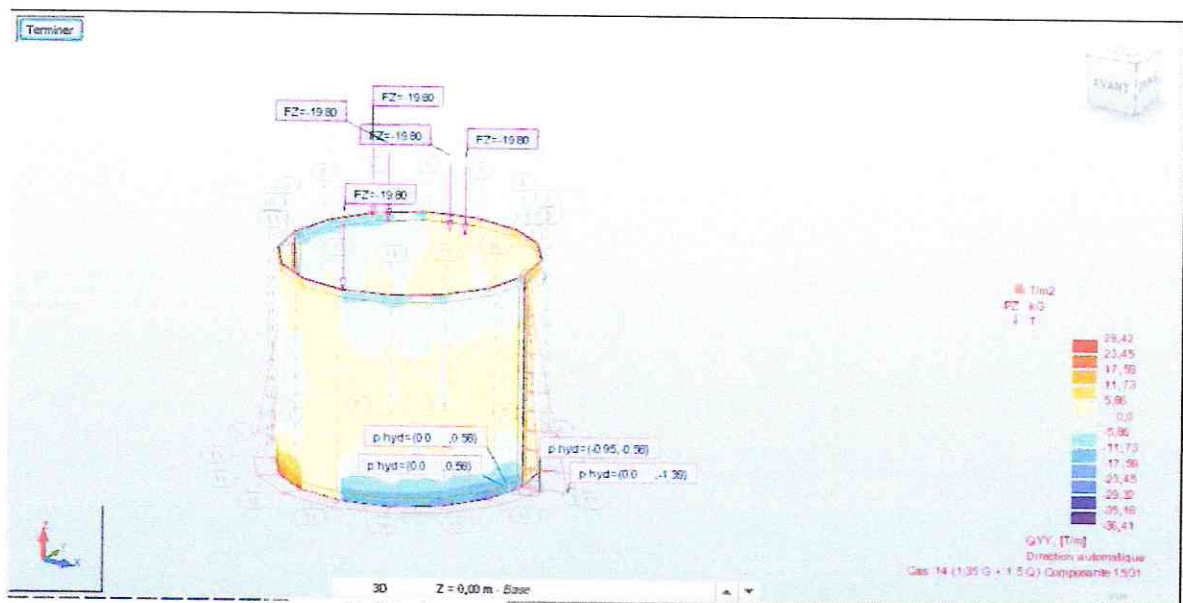
Figure 26. Moment extrême à l'ELA selon la direction YY

## Effort tranchant à l'ELU

## Direction XX



## Direction YY



## RESULTAT DE L'ANALYSE DU RADIER

## Le moment extrême à l'ELU

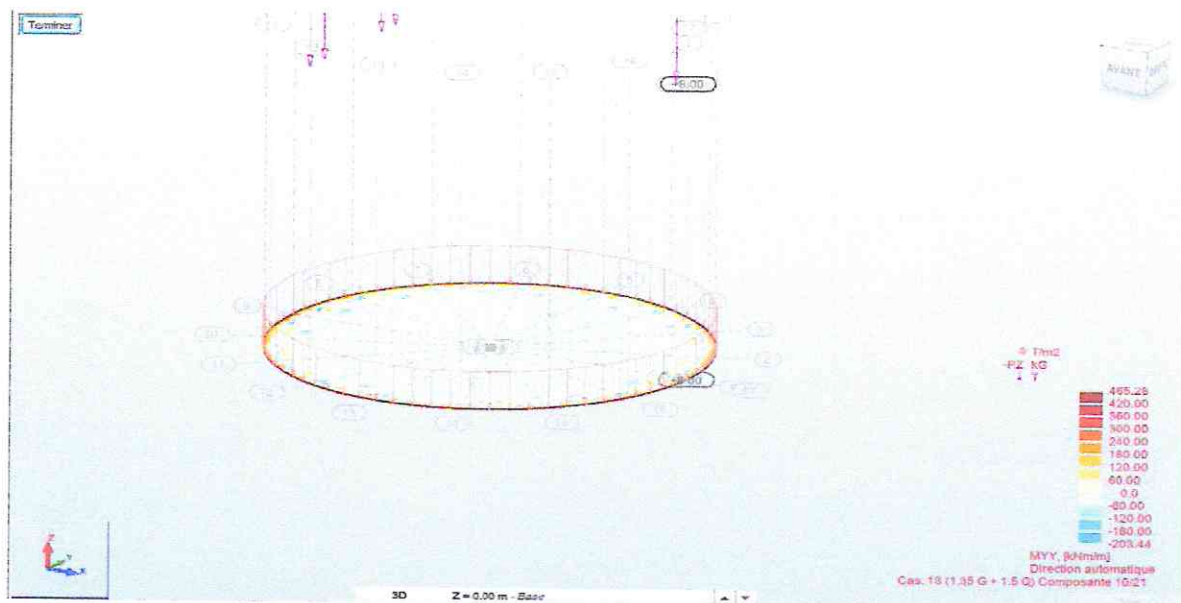


Figure 29. Les moments extrêmes à l'ELU agissant sur le radier.

## Le moment extrême à l'ELS

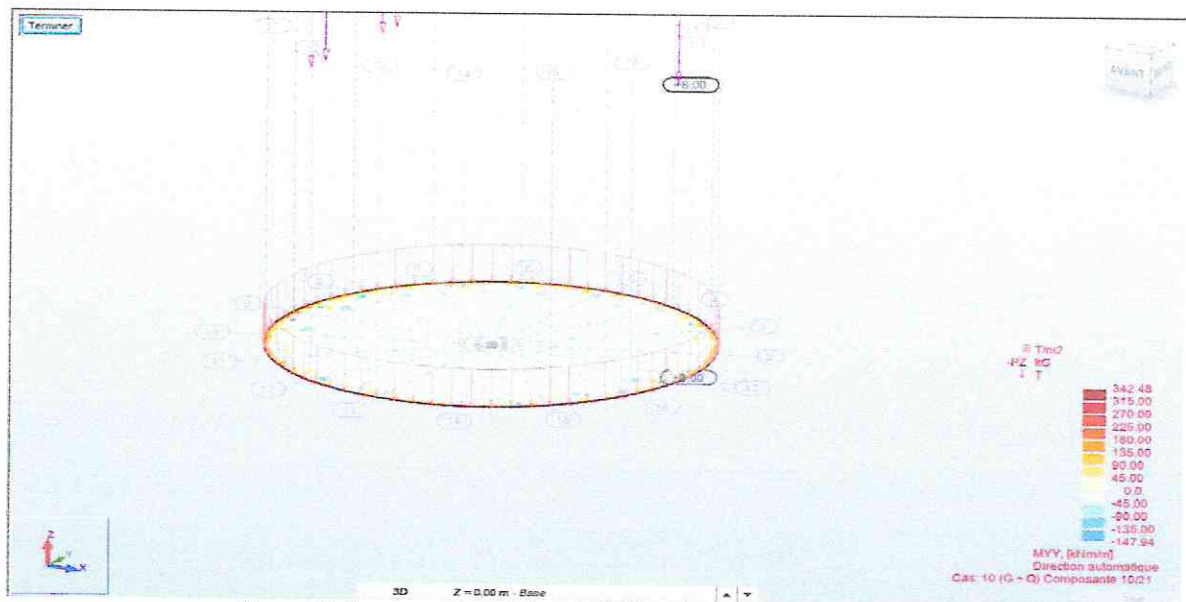


Figure 30. Les moments extrêmes à l'ELS agissant sur le radier.

## RESULTAT DE L'ANALYSE DE LA DALLE SUR CAISSON

## Le moment extrême à l'ELU

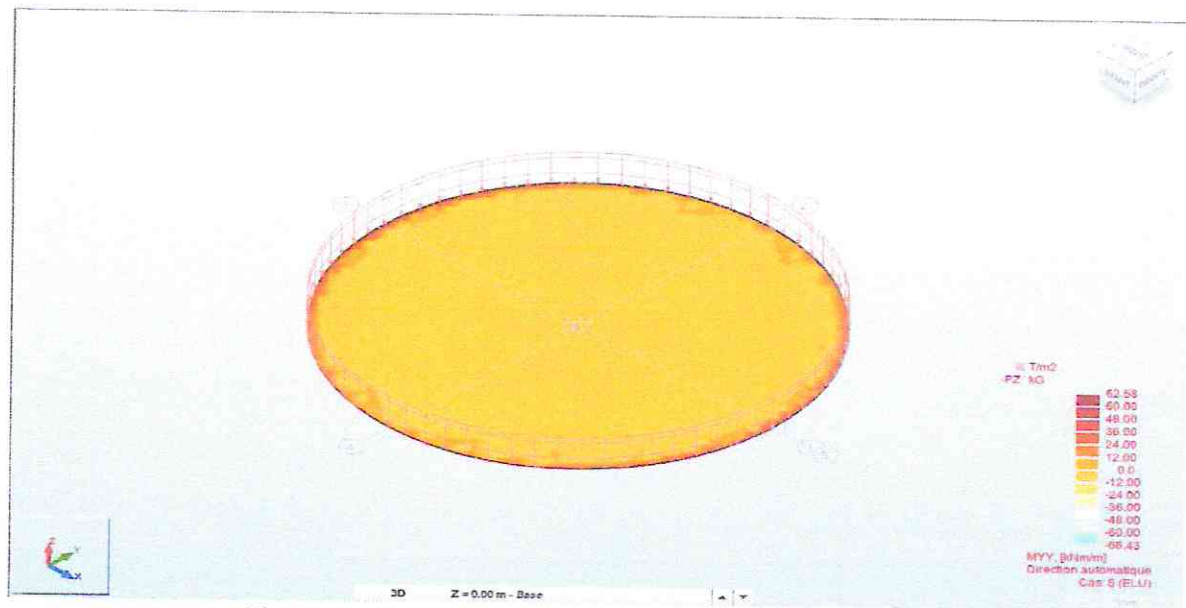


Figure 31. Les moments extrêmes à l'ELU agissant sur la dalle.

## Le moment extrême à l'ELS

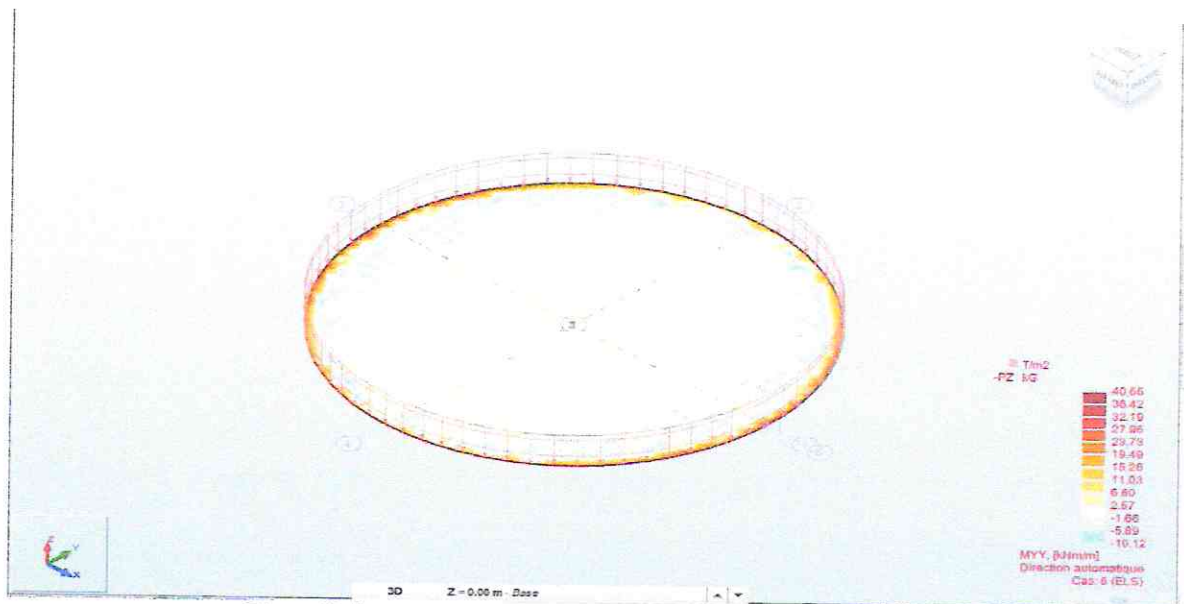


Figure 32. Les moments extrêmes à l'ELS agissant sur la dalle.