

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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

فرنسيس جانسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructure de Base

Thème

**Etude d'aménagement d'un port de plaisance au
niveau des Sablettes**

Présenté par :

SEDDIKI Mohamed Islam

Encadré par :

Mr LAKHDARI Boudjemaâ

Promotion 2025 /2026

Remerciement

Nous remercions avant tout, Allah le tout-puissant qui nous a donné le courage, la volonté et tout pour réaliser notre travail.

Nous tenons à exprimer notre gratitude à Mr.Lakhdari, pour son aide et ses orientations.

Un grand merci à tous ceux qui nous ont aidés de prêt ou de loin à achever ce travail, nous citerons :

Mme Rahal (ingénieur à la DTP d'Alger) ,

Mr Adel, Mme Hassaine (ingénieurs au L.E.M) ,

Mme Boudouma ,

Nous tenons, enfin, à exprimer notre reconnaissance à nos professeurs de l'ENSTP

Dédicace

Je dédie ce modeste travail,

À mes parents, en témoignage de ma profonde gratitude pour leur amour inconditionnel, leurs sacrifices innombrables, leur patience, leur confiance et leur soutien indéfectible tout au long de mon parcours académique et personnel. Que ce travail soit l'expression de mon respect, de mon affection et de ma reconnaissance envers eux.

À mes amis et collègues, qui ont partagé avec moi les joies et les difficultés de ces années d'études, et dont l'amitié, la solidarité et les encouragements ont grandement contribué à la réussite de ce parcours :

Bouchema Fares, Le Graït, Chabi Zineddine, Zait Abdesslam, Yahiaoui, Aïs Mahmoud, Zouaoui Abdeljalil, Boukezzata Anis, Meloud Zakaria, Ferdj Moha, Mansour Reda, Nouioua Yacine, Benmiloud Walid, Karbaa Khaled, Hezam Ismail et Messelka Abdou.

Je leur adresse mes sincères remerciements pour les moments de partage, d'entraide et de fraternité qui ont marqué cette période de ma vie.

Enfin, à toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce projet et à l'aboutissement de cette formation.

الملخص

في إطار إعداد مشروع التخرج، يهدف هذا العمل المنجز في بيئة مهنية إلى تطبيق مختلف المعارف والمهارات المكتسبة طوال سنوات الدراسة بالمدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

كما يهدف إلى إدماج الطالب في الحياة المهنية. وفي هذا السياق، اخترنا إنجاز مشروعنا في مجال الهندسة البحرية من أجل تطوير قدراتنا وتعميق معارفنا في هذا المجال. ويتمثل موضوع المشروع في دراسة تهيئة وإنجاز ميناء ترفيهي على مستوى منطقة الصابلات

اعتمدت المرحلة الأولى على جمع المعطيات والمعلومات العامة المتعلقة بالوسط البحري والمنشآت البحرية. ثم تم جمع البيانات الخاصة بالمشروع المدروس، والمتمثلة في المعطيات المناخية والأوقيانوغرافية والفيزيائية والجيوتقنية. بعد ذلك تم إعداد البديل المقترح مع مراعاة احتياجات المشروع. وبناءً على تحليل متعدد المعايير، تم اختيار البديل الأنسب وإنجاز تصميم منشآت الحماية والمنشآت الداخلية الخاصة بالرسو

وفي الختام، تم إجراء دراسة لتقييم الأثر البيئي بهدف التأكد من أن هذا المشروع لا يؤثر سلباً على البيئة والنظام البيئي القائم في منطقة المشروع

الكلمات المفتاحية : منشأة بحرية، ميناء ترفيهي، الأمواج، كاسر أمواج، رصيف بحري، رصيف رسو، الخرسانة في الوسط البحري

Résumé

Dans le cadre de la préparation de notre projet de fin d'études, réalisé en milieu professionnel, ce travail a pour objectif de mettre en pratique l'ensemble des connaissances acquises tout au long de notre cursus à l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics.

Il vise également à favoriser l'intégration de l'étudiant dans la vie professionnelle. Dans cette optique, nous avons choisi d'effectuer notre projet dans le domaine maritime afin de développer nos compétences et d'approfondir nos connaissances dans ce secteur. Le sujet proposé porte sur l'étude d'aménagement d'un port de plaisance au niveau des Sablettes.

La première étape a consisté en la collecte des données et des informations générales relatives au milieu marin et aux structures maritimes. Par la suite, nous avons procédé à la collecte des données spécifiques au projet étudié, notamment les données météorologiques, océanographiques, physiques et géotechniques. Ensuite, une variante d'aménagement a été élaborée en tenant compte des besoins du projet. Par conséquent, à la suite d'une analyse multicritère, nous avons réalisé le dimensionnement des ouvrages de protection ainsi que des ouvrages intérieurs d'accostage de la variante retenue.

Enfin, une étude d'impact sur l'environnement a été menée afin de vérifier que ce projet s'intègre harmonieusement dans son milieu et ne porte pas atteinte à l'environnement ni à l'écosystème de la zone d'étude.

Mots-clés : ouvrage maritime, port de plaisance, houle, digue, jetée, quai, béton en milieu marin.

Abstract

As part of the preparation of the final-year project, this work, carried out in a professional environment, aims to put into practice all the knowledge acquired throughout the years of study at the National High School of Public Works.

It also aims to facilitate the student's integration into professional life. In this context, we chose to carry out our project in the maritime field in order to develop our skills and deepen our knowledge in this sector. The proposed topic concerns the planning and development study of a marina at Sablettes.

The first stage was based on the collection of data and general information related to the marine environment and maritime structures. Subsequently, data related to the studied project were collected, including meteorological, oceanographic, physical and geotechnical information. Then, a design alternative was developed while taking into account the project's requirements. Following a multicriteria analysis, the selected alternative was adopted, and the design of the protection structures as well as the internal berthing facilities was carried out.

Finally, an environmental impact study was conducted to ensure that the project would not adversely affect the environment and the ecosystem existing within the project area.

Keywords: maritime structure, marina, waves, breakwater, jetty, quay, concrete in marine environment.

Liste des figures

Chapitre I : Généralités sur les ouvrages maritimes et le milieu marin	7
Figure I.1 : Dimensions des navires	13
Figure I.2 : Balise de signalisation	14
Figure I.3 : Feux de signalisation	15
Figure I.4 : Balise à sens indifférent	16
Figure I.5 : Balise qui impose un sens de passage	16
Figure I.6 : Signalisation de chemin principal	17
Figure I.7 : Marque cardinale	17
Chapitre II : Présentation du projet et collecte des données de base.....	14
Figure II.1 : Localisation géographique du site de projet	20
Chapitre III : Étude de la réfraction de la houle.....	19
Figure III.9 : Données bathymétriques extraites de la carte SHOM et de la campagne bathymétrique	26
Figure III.10 : Les houles qui peuvent atteindre la zone d'étude	28
Figure III.11 : Maillage du modèle au site du projet	29
Chapitre IV : Étude d'aménagement	26
Figure IV.1 : Plan de masse du projet	34
Chapitre VI : Dimensionnement des ouvrages intérieurs	51
Figure VI.1 : Vue en coupe du quai en blocs à -4.00 m	59
Figure VI.2 : Schéma statique du couronnement du quai à -4.00 m	74
Figure VI.3 : Schéma statique 1 du couronnement du quai à -4.00 m	74
Figure VI.4 : Schéma statique 2 du couronnement	75
Figure VI.7 : Schéma statique 1 du couronnement du quai à -4.00 m	76
Figure VI.8 : Schéma statique 2 du couronnement du quai à -4.00 m	76
Figure VI.9 : Vue générale d'un appontement flottant dans un port de plaisance	78
Figure VI.10 : Dispositif d'ancrage par corps morts en béton pour l'amarrage des navires	81

Liste des tableaux

Chapitre II : Présentation du projet et collecte des données de base.....	14
Tableau II.1 : Apports liquides et solides de l'Oued El Harrach durant la période 1971-1974 (A.N.R.H.)	21
Chapitre III : Étude de la réfraction de la houle.....	19
Tableau III.1 : Amplitude de la houle annuelle au large par direction et par période	27
Tableau III.2 : Houles extrêmes par direction et par période de retour	27
Tableau III.3 : Moyennes des résultats obtenus par direction et par période de la houle annuelle	30
Tableau III.4 : Moyennes des résultats obtenus par direction des houles de période de retour	31
Chapitre IV : Étude d'aménagement	26
Tableau IV.1 : Résultats des essais d'agitation NORD 360°	35
Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de protection	31
Tableau V.1 : Résultats du calcul du Run-Up et du Run-Down de la houle	55
Tableau V.2 : Caractéristiques finales de la jetée secondaire	56
Tableau V.3 : Caractéristiques finales du contre-épi	56
Chapitre VI : Dimensionnement des ouvrages intérieurs	51
Tableau VI.2 : Valeurs des caractéristiques géométriques du bloc de type 1	60
Tableau VI.3 : Valeurs des caractéristiques géométriques du bloc de type 2	60
Tableau VI.4 : Valeurs des caractéristiques géométriques du bloc de type 3	60
Tableau VI.5 : Valeurs des caractéristiques géométriques de la poutre de couronnement	60
Tableau VI.6 : Valeurs des caractéristiques géométriques des évidements	61
Tableau VI.10 : Poussée des terres sur le quai à -4.00 m (cas statique)	62
Tableau VI.11 : Poussée des terres sur le quai à -4.00 m (cas dynamique)	63
Tableau VI.12 : Poussée due aux surcharges sur le quai à -4.00 m (cas statique)	63
Tableau VI.13 : Poussée due aux surcharges sur le quai à -4.00 m (cas dynamique)	63
Tableau VI.14 : Poussée hydrostatique de marnage sur le quai à -4.00 m	64
Tableau VI.15 : Valeurs des caractéristiques géométriques du quai à -4.00 m par mètre linéaire	65
Tableau VI.16 : Valeurs des coefficients de sécurité	65
Tableau VI.17 : Efforts appliqués sur le quai à -4.00 m (cas statique)	66
Tableau VI.19 : Capacité portante du sol de fondation du quai à -4.00 m (cas statique)	68
Tableau VI.20 : Efforts appliqués sur le quai à -4.00 m (cas dynamique)	68

Tableau VI.25 : Efforts appliqués sur le couronnement et le bloc 3 du quai à -4.00 m (cas statique)	70
Tableau VI.26 : Efforts appliqués sur le couronnement du quai à -4.00 m (cas dynamique)	71
Tableau VI.27 : Efforts appliqués sur le couronnement, le bloc 3 et 2 du quai à -4.00 m (cas statique)	72
Tableau VI.28 : Efforts appliqués sur le couronnement, le bloc 3 et 2 du quai à -4.00 m (cas dynamique) ..	73
Tableau VI.30 : Armatures longitudinales du couronnement du quai à -4.00 m	77
Tableau VI.31 : Armatures transversales du couronnement du quai à -4.00 m	77
Tableau VI.37 : Combinaisons de charge du couronnement du quai à -4.00 m	77
Tableau VI.32 : Stabilité de l'appontement flottant	80
Tableau VI.33 : Récapitulatif des résultats du calcul de stabilité	81

Liste des notations et indices

γ_s : Masse volumique du matériau.

γ' : Masse volumique déjaugée.

γ_w : Masse volumique de l'eau de mer.

KD : Coefficient de stabilité adimensionnel de HUDSON.

H_p : Houle de projet.

H_s : Houle significative.

W : Poids des blocs.

W_{cc} : Poids carapace au niveau section courante.

W_{fc} : Poids filtre au niveau section courante.

W_{nc} : Poids noyau au niveau section courante.

W_{cm} : Poids carapace au niveau musoir.

W_{fm} : Poids filtre au niveau musoir.

W_{nm} : Poids noyau au niveau musoir.

W_{cen} : Poids carapace au niveau enracinement.

W_{nen} : Poids noyau au niveau enracinement.

n : Nombre de couches.

K Δ : Coefficient de couche.

E : Épaisseur de la couche.

ϕ : Angle de frottement interne du matériau.

c : Cohésion.

σ_{adm} : Contrainte admissible.

K_h : Accélération horizontale du séisme.

K_v : Accélération verticale du séisme.

Fr : Facteur de sécurité du renversement.

Fg : Facteur de sécurité du glissement.

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

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

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

K_a : Coefficient de poussée de Mononobé Okabé.

K_q : Coefficient de poussée due aux surcharges.

P : Poussée.

σ : Contrainte.

M_r : Moment de renversement.

M_s : Moment stabilisateur.

ELS : État limite de service.

ELU : État limite ultime.

M_{min} : Plus grande valeur du moment positive.

M_{max} : Plus grande valeur du moment négative.

T_{min} : Plus grande valeur d'effort tranchant négative.

T_{max} : Plus grande valeur d'effort tranchant positive.

σ_{bc} : Résistance admissible du béton.

σ_{st} : Résistance admissible des aciers HA.

T_u : Contrainte cisaillement.

K_z : Coefficient d'élasticité verticale du sol.

F_{gr} : Facteur de sécurité grand glissement cercle.

F_v : Force verticale.

F_h : Force horizontale.

F_s : Force sismique.

A_{scnf} : Section d'acier condition de non-fragilité.

A_s : Section d'acier.

S_t : Espacement entre les armatures transversale.

e : Espacement entre les armatures verticales.

d : Hauteur utile.

b : Largeur de la section rectangulaire.

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales.

ϕ_l : Diamètre des armatures longitudinales.

C : Cohésion du sol.

$\cotg \alpha$: Pente du talus.

Nq et $N\gamma$: Terme de portance de CAQUOT et KERISEL.

W : Poids propre des blocs quai.

D : La profondeur d'enfoncement.

Table de matière

Dédicace	I
Remerciement	II
Résumé	V
Liste des tableaux.....	VII
Liste des figures	IV
Liste des notations et indices	VI
Introduction générale	6
Chapitre I : Généralités sur les ouvrages maritimes et le milieu marin	7
I.1. Introduction	7
I.2. Les travaux maritimes dans les travaux publics	7
I.3. Définition d'un port	7
I.4. Différent type de port	7
I.5. Les ouvrages portuaires	8
I.5.1. Les ouvrages extérieurs	8
I.5.2. Ouvrage d'accostage	8
I.6. Mouvement de la mer	8
I.6.1. La houle	9
I.6.2. Diffraction de la houle	9
I.6.3. Réfraction de la houle	9
I.6.4. Le déferlement	9
I.6.5. La marée	9
I.6.6. Les courants	9
I.7. Les navires	9
I.8. La signalisation maritime.....	10
I.9. Conclusion	13
Chapitre II : Présentation du projet et collecte des données de base	14
II.1. Introduction	14
II.2. Situation géographique du projet	14
II.3. Données naturelles du projet	14
II.3.1. Géomorphologie de la zone	14
II.3.2. Données hydrologiques	15

II.3.3. Données climatologiques	16
II.3.4. Données sur les vents	16
II.3.5. Actions sismiques	17
II.3.6. Paramètres océanographiques	17
II.3.6.1. La marée et les variations du niveau marin	17
II.3.6.2. Les courants	17
II.3.6.3. Statistiques de la houle	18
II.4. Conclusion	18
Chapitre III : Étude de la réfraction de la houle	19
III.1. Introduction	19
III.2. Données de base	19
III.2.1. Données bathymétriques	19
III.2.2. Conditions aux limites de la houle	20
III.3. Choix du secteur angulaire	21
III.4. Points d'extraction	21
III.5. Étude de la transformation de la houle	21
III.5.1. Modèle de houle MIKE 21 SW	22
III.5.2. Limite du modèle, bathymétrie et maille	22
III.5.3. Périodes de simulation	23
III.6. Résultats de la modélisation	23
III.6.1. Houles annuelles	23
III.6.2. Houles extrêmes	24
III.7. Conclusion	24
Chapitre IV : Étude d'aménagement	26
IV.1. Introduction	26
IV.2. Objectif de l'étude	26
IV.3. Étude sur modèle réduit physique	26
IV.4. Variante d'aménagement	26
IV.5. Agitation	27
IV.5.1. Analyse et interprétation des résultats	28
IV.6. Estimation budgétaire	28

IV.7. Conclusion	28
Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de protection	31
V.1. Introduction	31
V.2. Choix du type d'ouvrage	31
V.3. Choix des matériaux	31
V.4. Méthode de dimensionnement des jetées	32
V.4.1. Carapace	32
V.4.1.1. Poids de la carapace	32
V.4.1.2. Épaisseur de la carapace	33
V.4.1.3. Nombre de blocs	33
V.4.2. Berme	33
V.4.2.1. Hauteur de berme	33
V.4.4. Noyau	35
V.4.4.1. Poids du noyau	35
V.4.5. Butée de pied	35
V.4.5.1. Poids de la butée de pied	35
V.4.5.2. Épaisseur de la butée de pied	35
V.4.6. Vérification des lois de TERZAGHI	36
V.5. Dimensionnement de l'épi contre agitation	36
V.5.1. Profil enracinement	36
V.5.2. Profil courant	39
V.5.3. Profil musoir	42
V.6. Dimensionnement du contre-épi	45
V.7. Calcul du Run-Up et Run-Down	48
V.8. Conclusion	49
Chapitre VI : Dimensionnement des ouvrages intérieurs	51
VI.1. Introduction	51
VI.2. Hypothèses de calcul	51
VI.2.1. Caractéristiques des matériaux de construction	51
VI.3. Étude des quais	51
VI.3.1. Caractéristiques géométriques des éléments constituant le quai	52

VI.3.2. Poids des TVC	54
VI.3.3. Actions appliquées au quai	54
VI.3.3.1. Poussée des terres	54
VI.3.3.2. Poussée due aux surcharges	56
VI.3.3.3. Poussée hydrostatique de marnage	56
VI.3.3.4. Poussée hydrodynamique	57
VI.3.3.5. Effort d'amarrage	57
VI.3.3.6. Effort dû au séisme	58
VI.3.5. Vérification de la stabilité du quai à -4m	58
VI.3.5.1. Cas statique	59
VI.3.5.2. Cas dynamique	61
VI.3.6. Stabilité partielle	62
VI.3.6.1. Stabilité partielle 1 (Blocs 3 et poutre de couronnement)	63
VI.3.6.2. Stabilité partielle 2 (Blocs 2, 3 et poutre de couronnement)	65
VI.3.7. Étude du couronnement	67
VI.3.7.1. Actions et sollicitations de la poutre de couronnement	67
VI.3.7.1.1. Efforts horizontaux	67
VI.3.7.1.2. Efforts verticaux	67
VI.3.7.1.2.1. Cas de charge	67
VI.3.7.2. Combinaisons de charge	69
VI.3.7.3. Ferrailage	70
VI.4. Étude des appontements flottants	71
VI.4.2. Calculs de la flottabilité	71
VI.4.2.1. Capacité totale de charge	71
VI.4.2.2. Hauteur totale de l'appontement	72
VI.4.2.3. Étude de la stabilité	72
VI.4.2.4. Calcul de l'angle d'agitation	73
VI.4.3. Calcul du dispositif d'ancrage	74
VI.4.3.1. Calcul de l'effort vertical	74
VI.4.3.2. Calcul du poids de bloc	75
VI.4.3.3. Équipements du corps mort	76

VI.4.3.4. Amarre aussière	76
VI.4.3.5. Chaînes métalliques	76
VI.5. Conclusion	77
Chapitre VII : Étude d'impact sur l'environnement	79
VII.1. Introduction	79
VII.2. Analyse globale du milieu	79
VII.3. Estimation des sources d'impact générées par le projet	79
VII.4.1. Phase de construction	79
VII.4.2. Phase d'exploitation	79
VII.5. Évaluation des impacts	79
VII.6. Mesures d'atténuation des impacts environnementaux	82
VII.7. Conclusion	82
Conclusion générale	83
Bibliographie.....	84
Annexe.....	85

Introduction générale

Le développement des infrastructures portuaires joue un rôle essentiel dans la dynamique économique, touristique et sociale d'un pays. Parmi ces infrastructures, les ports de plaisance occupent une place importante dans la promotion du tourisme maritime et des activités nautiques.

Le littoral algérien, et particulièrement la zone des Sablettes à Alger, présente un potentiel considérable pour l'aménagement d'un port de plaisance. Cette zone bénéficie d'une position stratégique, d'un attrait touristique important et d'un environnement maritime favorable.

Cependant, la réalisation d'un port de plaisance nécessite une étude technique approfondie, notamment le dimensionnement des ouvrages de protection (digues, brise-lames) afin d'assurer la sécurité contre la houle, ainsi que le dimensionnement des ouvrages d'accostage (quais, pontons) pour garantir de bonnes conditions d'exploitation.

Ainsi, ce projet de fin d'études porte sur l'étude d'aménagement d'un port de plaisance au niveau des Sablettes, en mettant l'accent sur le dimensionnement des ouvrages de protection et d'accostage, tout en respectant les contraintes techniques, environnementales et économiques.

Chapitre I

Généralités sur les ouvrages maritimes et le milieu marin

I.1. Introduction

Avant de commencer l'étude du projet, il est important de présenter le domaine des travaux maritimes et son environnement. Ce chapitre introduit les notions essentielles liées aux ports et à leurs ouvrages, précise le rôle et les différents types de ports, et décrit les mouvements de la mer ainsi que les phénomènes naturels pouvant affecter les structures maritimes.

I.2. Les travaux maritimes dans les travaux publics

Les travaux maritimes constituent un secteur important des infrastructures publiques. Ils comprennent la construction, la rénovation et l'entretien des équipements maritimes tels que les ports, les digues, les jetées, les quais, les écluses, etc.

Ces ouvrages contribuent au développement économique, car ils facilitent les échanges commerciaux et les activités touristiques et récréatives.

Dans le cadre de l'aménagement du territoire et du développement durable, les ouvrages maritimes doivent être conçus et réalisés en tenant compte des contraintes environnementales et des risques naturels présents dans la zone, tels que les tempêtes, les tsunamis ou l'érosion côtière.

Les infrastructures maritimes représentent donc un élément clé pour les pays disposant de côtes et de ressources maritimes.

I.3. Définition d'un port

Un port maritime est un havre offrant un abri aux navires et aux autres embarcations. Il s'agit généralement d'une petite baie ou d'une étendue d'eau protégée contre les houles et les courants. Selon leur type, les ports constituent des infrastructures stratégiques pour les activités commerciales, culturelles et les échanges internationaux.

I.4. Différent type de port

Il existe plusieurs types de ports maritimes, chacun ayant une fonction spécifique selon sa situation géographique et les activités qu'il soutient, afin de répondre à des besoins variés et spécialisés.

Voici les principaux types de ports maritimes :

- **Port de commerce** : Ce type de port est destiné principalement au transport de marchandises. Il est équipé d'installations pour le chargement et le déchargement des cargaisons, telles que des quais, des grues, des entrepôts et des aires de stockage.
- **Port de plaisance** : Un port de plaisance accueille principalement les plaisanciers et les yachts. Il dispose d'installations pour l'amarrage et le stationnement des bateaux, ainsi que de services tels que des points de vente et des équipements sanitaires.
- **Port de pêche** : Ce port est destiné aux navires de pêche pour le déchargement de leurs prises. Il comprend des installations pour le traitement, le stockage et l'expédition des produits de la pêche.

- **Port de croisière :** Ce type de port accueille les navires de croisière. Il est équipé pour l'embarquement et le débarquement des passagers, ainsi que pour les services touristiques, tels que les magasins, restaurants et attractions.
- **Port militaire :** Un port militaire est destiné à la marine pour les opérations navales et les manœuvres. Il comprend des installations pour le maintien et la réparation des navires, ainsi qu'un arsenal pour le stockage des armes et des munitions.

I.5. Les ouvrages portuaires

Les ports sont constitués de deux type d'ouvrage principalement qui sont : les ouvrages extérieurs permettant la protection du port, et les ouvrages intérieurs utiliser pour l'accostages et l'amarrages des navires.

I.5.1. Les ouvrages extérieurs

Les ouvrages de fermeture portuaire sont des structures conçues pour protéger le port des perturbations extérieures et assurer la sécurité des amarrages des navires et des embarcations. Les principaux types d'ouvrages de fermeture sont les jetées et les digues.

Les jetées

Les jetées sont des structures en béton ou en pierre qui s'avancent dans l'eau afin de protéger les navires amarrés des vagues et des courants violents. Elles permettent également de sécuriser les accès au port. On distingue deux types de jetées :

- **Jetées principales**
- **Jetées secondaires**

Les digues

Une digue est un remblai longitudinal, naturel ou artificiel, qui empêche la submersion des terres situées derrière elle par les eaux de la mer. Il existe plusieurs types de digues selon leur structure et leur fonction :

- **Digues verticales**
- **Digues talus**
- **Digues mixtes**
- **Digues de types spécifiques**

I.5.2. Ouvrage d'accostage

Un ouvrage d'accostage est une structure construite le long d'un cours d'eau pour permettre aux navires de s'approcher et de s'amarrer. Ces ouvrages peuvent prendre différentes formes et tailles selon les besoins spécifiques des usagers.

Les types d'ouvrages d'accostage les plus couramment utilisés sont :

- **Les quais**

Les quais existent en plusieurs types et peuvent être équipés de grues, de rampes d'accès et de systèmes de chargement et de déchargement adaptés aux besoins des navires.

- **Les pontons**

Les pontons sont des structures flottantes en bois ou en métal, ancrées dans l'eau pour sécuriser l'amarrage des navires. Ils sont souvent utilisés pour les bateaux de plaisance ou les navires légers.

- **Les cales sèches**

Les cales sèches sont des structures qui permettent de mettre les navires à sec afin d'effectuer des réparations ou des travaux d'entretien.

I.6. Mouvement de la mer

Les mouvements de la mer sont des phénomènes naturels qui produisent des variations dans le niveau de l'eau, les courants et les vagues. Ces mouvements, qu'ils soient réguliers ou irréguliers, ont une influence importante sur les activités humaines, telles que la navigation, le transport maritime et la sécurité des ouvrages portuaires.

Il existe plusieurs types de mouvements de la mer :

I.6.1 La houle

La houle est un mouvement ondulatoire de la surface de l'eau, généré par le vent dans les zones océaniques où la distance permet son amplification. Ces vagues se propagent dans une direction particulière, indépendamment des conditions locales du vent.

Même en l'absence de vent local, la houle peut produire des conditions significatives dans les zones côtières. Ses caractéristiques dépendent de la vitesse, de la durée et de la direction du vent, ainsi que de la distance sur laquelle celui-ci souffle.

Les vagues de houle sont caractérisées par leur **période**, c'est-à-dire le temps qui sépare deux crêtes successives, et par leur **longueur d'onde**. Leur propagation peut être modifiée par des phénomènes tels que la **réfraction**, la **diffraction**, la **réflexion** et le **déferlement**.

I.6.2 La diffraction de la houle

La diffraction se produit lorsque la houle rencontre un obstacle et se courbe autour de celui-ci, créant des zones d'ombre et d'ombre partielle derrière l'obstacle.

I.6.3 La réfraction de la houle

La réfraction se produit lorsque la houle change de direction en entrant dans des zones d'eau de profondeur différente. La partie de la vague située dans l'eau peu profonde se déplace plus lentement que celle dans l'eau profonde, ce qui provoque une courbure de la houle.

I.6.4 Le déferlement

Le déferlement se produit lorsque la houle atteint une zone peu profonde, comme une plage, ou lorsque la crête de la vague atteint une hauteur critique par rapport à la profondeur de l'eau. La vague se brise alors et s'effondre sur elle-même.

I.6.5 La marée

La marée est un phénomène naturel de montée et de descente régulière du niveau de l'eau, causé par l'attraction combinée de la Lune et du Soleil. Elle influence le niveau d'eau dans les ports et la navigation, et doit être prise en compte dans la conception des ouvrages portuaires.

I.6.6 Les courants

Les courants sont des mouvements à grande échelle de l'eau de mer, générés par plusieurs facteurs : rotation de la Terre, vent, différences de température et de salinité, ainsi que caractéristiques géographiques.

Ils se caractérisent par leur direction, leur vitesse et leur débit. On distingue deux types principaux :

- **Courants de surface** : rapides et influencés par le vent et les vagues.
- **Courants profonds** : lents, résultant des différences de densité de l'eau et moins affectés par le vent et les vagues.

I.7. Les navires

Il existe de nombreux types de navires, chacun conçu pour un usage spécifique. Parmi eux, on peut citer :

- **Navires de recherche** : utilisés pour des missions scientifiques et d'exploration maritime.
- **Navires militaires** : destinés aux opérations navales et à la défense.
- **Navires de croisière** : conçus pour le transport de passagers et les activités touristiques.
- **Navires de charge** : utilisés pour le transport de marchandises en vrac ou en conteneurs, tels que les cargos, les porte-conteneurs et les vraquiers.
- **Navires de pêche** : incluant les chalutiers, thoniers et autres bateaux de capture.
- **Navires de plaisance** : conçus pour les activités récréatives, tels que les voiliers, yachts et bateaux de loisirs.

La connaissance des types de navires qui accostent dans un port est primordiale, car leurs caractéristiques influencent directement la conception des ouvrages d'accostage et la configuration du port.

Les principales caractéristiques des navires à considérer sont :

- **Tirant d'eau (T)** : distance verticale entre la ligne de flottaison et la partie la plus basse du navire.
- **Longueur** : influence la position des quais ou pontons et l'espace nécessaire pour les manœuvres.
 - **LOA (Length Overall)** : longueur totale, mesurée de l'extrémité avant à l'extrémité arrière du navire.
 - **LPP (Length Between Perpendiculars)** : longueur entre perpendiculaires, utilisée pour certains calculs techniques.
- **Largeur (B)** : largeur maximale du navire, qui détermine l'espace nécessaire pour les manœuvres dans le port.
- **Hauteur** : hauteur totale du navire, importante pour les ponts, passages et équipements portuaires.

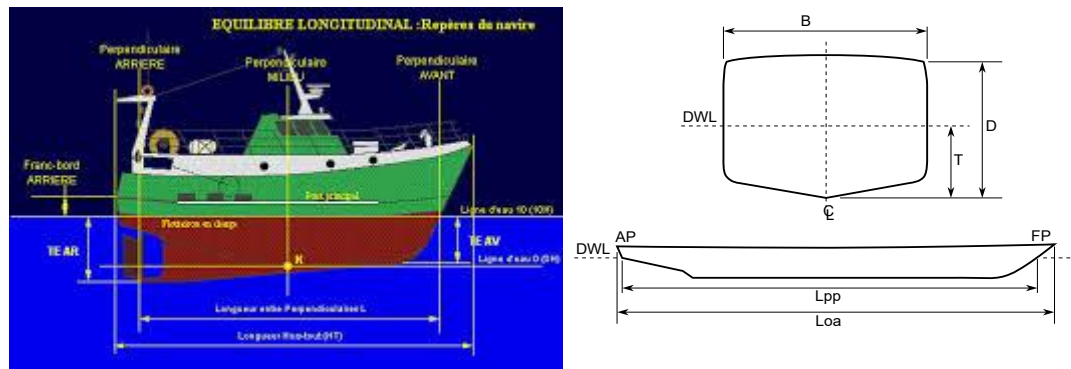


Figure I.1 Dimensions des navires

- **Tonnage net** : il correspond au volume de la capacité commerciale d'un navire.
- **Type de cargaison transportée** : il influence les installations nécessaires dans le port, telles que les grues, les équipements de manutention, les entrepôts ou les zones de stockage.
- **Maniabilité** : elle caractérise la capacité du navire à manœuvrer dans le port, que ce soit par ses propres moyens ou à l'aide de remorqueurs.

I.8. La signalisation maritime

La signalisation maritime est un service public destiné à l'ensemble des usagers de la mer, qu'ils soient navigateurs professionnels ou plaisanciers. Ces dispositifs jouent un rôle essentiel en facilitant la navigation et en indiquant les itinéraires sûrs, ainsi que les zones dangereuses ou non navigables.

Elle permet aux navigateurs de se positionner et de s'orienter en mer, notamment à l'approche des ports et des estuaires.

La signalisation maritime constitue ainsi un outil indispensable pour garantir la sécurité en mer et prévenir les accidents. Pour cette raison, tout dommage ou dysfonctionnement d'un dispositif de signalisation doit être signalé immédiatement, même s'il est accidentel.

Les balises et les feux : Les balises maritimes sont des structures visibles implantées en mer, le long des côtes ou dans les estuaires. Elles sont généralement constituées d'un corps cylindrique ou conique, peint avec des couleurs distinctives et muni de marques spécifiques permettant leur identification.

Les balises peuvent être fixes, maçonnées, installées sur des rochers ou flottantes, comme les bouées de navigation.

Les feux maritimes, quant à eux, sont des dispositifs lumineux installés sur des balises, des tours ou des ouvrages portuaires. Ils permettent de signaler la position des côtes, des chenaux d'accès et des dangers, notamment durant la nuit ou par mauvaise visibilité.

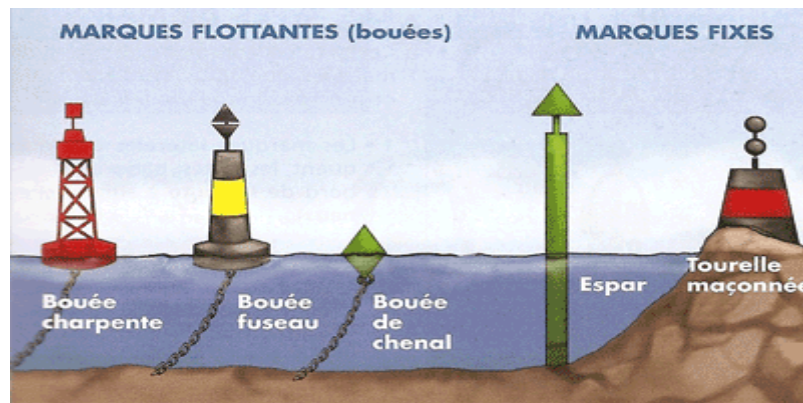


Figure I.2 Balise de signalisation

Parmi les dispositifs de signalisation maritime figurent les **feux de navigation**, également appelés feux de signalisation. Il s'agit de dispositifs lumineux installés sur des balises ou sur des structures telles que les phares, les pylônes ou les plates-formes.

Ces feux émettent des signaux lumineux de différentes couleurs, intensités et rythmes afin de transmettre des informations spécifiques aux navigateurs.

Ils sont généralement équipés de lentilles ou de systèmes de focalisation permettant d'augmenter leur portée et leur visibilité, notamment durant la nuit ou par conditions météorologiques défavorables.

Les feux de navigation servent à signaler les chenaux navigables, les zones de mouillage autorisées, les obstacles sous-marins, les zones interdites à la navigation, les accès portuaires, ainsi que les changements de direction et les dangers côtiers.

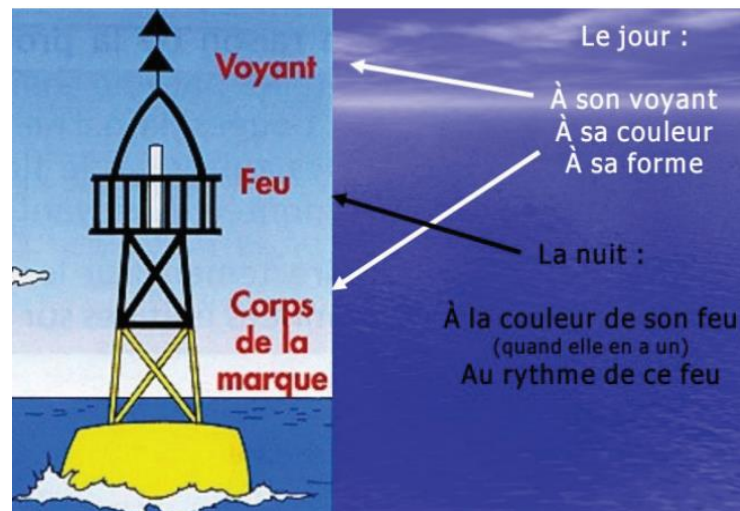


Figure I.3 Feux de signalisation

La signalisation maritime est interprétée en fonction de la forme, de la couleur et du voyant (partie supérieure de la balise), ainsi que des caractéristiques du feu associé.

Les feux peuvent être fixes, clignotants, à éclats ou à occultations. Ces différentes configurations visuelles sont définies selon des règles internationales afin d'assurer une reconnaissance universelle par tous les navigateurs.

- **Les balises à sens indifférent**

Les balises à sens indifférent sont celles que l'on peut laisser indifféremment à tribord (droite) ou à bâbord (gauche) lors du passage. Elles servent généralement à signaler des zones d'eau particulières.

On distingue principalement :

Zone de danger isolé :

Elle indique un danger localisé entouré d'eaux navigables. Elle est de couleur noire et rouge, avec un voyant constitué de deux boules noires superposées. Le feu associé est blanc à deux éclats groupés.

Zone d'eaux saines :

Elle signale une zone de navigation sûre, notamment au milieu de hauts-fonds. Elle est généralement de couleur rouge et blanche, avec un voyant en forme de boule rouge.

Une marque spéciale :

De couleur jaune, avec un voyant en forme de croix, elle ne signale pas un danger particulier mais une zone ou une condition spéciale (zone réglementée, zone militaire, zone de travaux, etc.).



Figure I.4 Balise a sens indifferent

- **Balise qui impose un sens de passage**

Marques latérales : sont des balises qui définissent le chenal navigable à travers les hauts-fonds. Elles guident les navires pour assurer une navigation sûre lors de l'entrée ou de la sortie du port.

Marque bâbord : balise rouge à voyant cylindrique, équipée d'un feu rouge. Elle doit être laissée **à gauche** lors de l'entrée au port et **à droite** lors de la sortie.

Marque tribord : balise verte à voyant conique, équipée d'un feu vert. Elle doit être laissée **à droite** lors de l'entrée au port et **à gauche** lors de la sortie.



Figure I.5 Balise qui impose un sens de passage

- **Marque de chemin principale tribord et bâbord :**

Dans certains ports, il peut exister plusieurs chenaux permettant d'accéder à une même zone. Dans ce cas, on utilise des marques latérales modifiées qui fonctionnent selon le même principe que les marques bâbord et tribord, tout en signalant l'existence d'un chenal secondaire.

Ces balises se distinguent par l'ajout d'une bande de couleur opposée, indiquant la direction du chenal secondaire :

- Une bande rouge sur une marque tribord (verte) signale l'existence d'un chenal secondaire situé à gauche de cette marque.
- Une bande verte sur une marque bâbord (rouge) indique la présence d'un chenal secondaire situé à droite de cette marque.

Ces dispositifs permettent d'orienter correctement les navires lorsque plusieurs routes de navigation sont possibles.

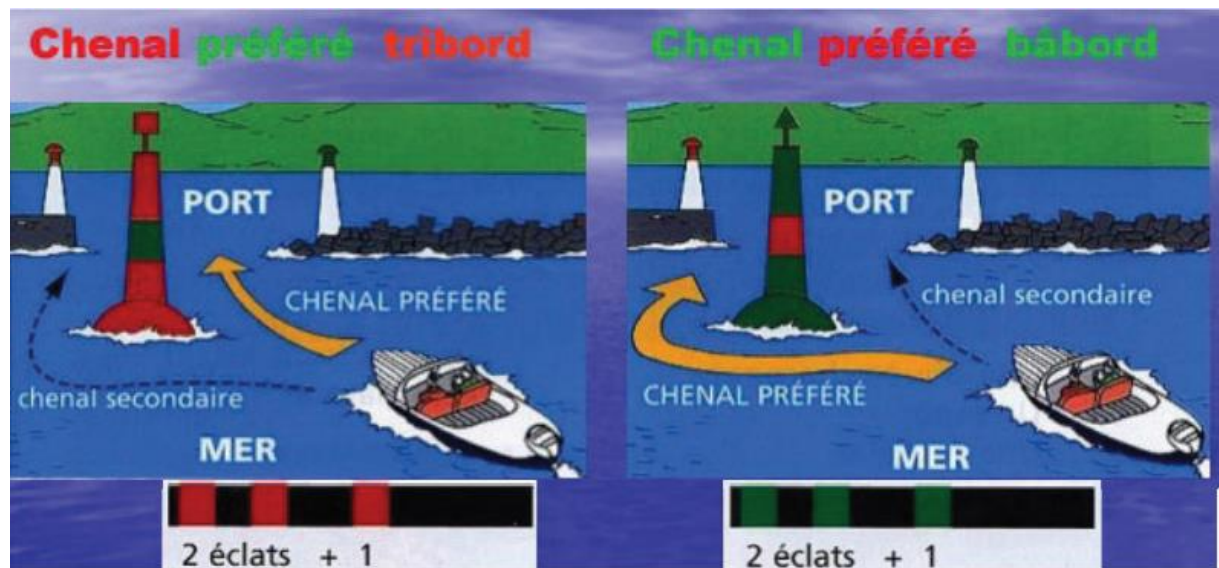


Figure I.6 Signalisation de chemins principal

- Marque cardinale

Il existe quatre marques cardinales, correspondant aux quatre points cardinaux (Nord, Sud, Est et Ouest). Ces balises ne désignent pas un point précis, mais indiquent la limite entre une zone dangereuse et une zone navigable.

Elles sont caractérisées par une coloration jaune et noire, disposée selon un schéma spécifique à chaque point cardinal. Leur voyant est constitué de deux cônes noirs superposés, dont l'orientation permet d'identifier le type de marque et d'indiquer au navigateur le côté par lequel il doit passer en toute sécurité.

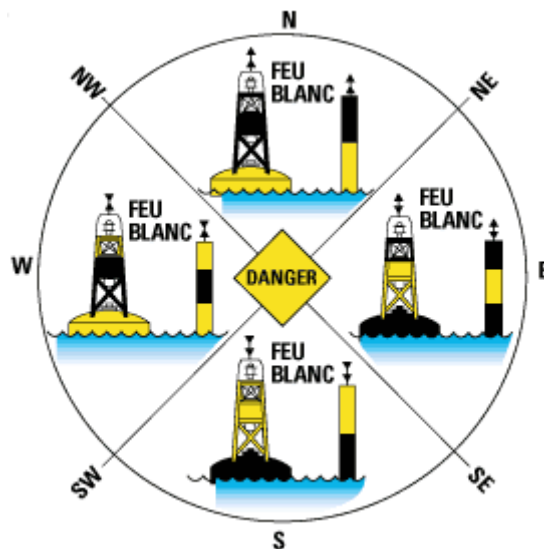


Figure I.7 Marque cardinale

I.9. Conclusion

La conception d'un port constitue un processus complexe qui nécessite la prise en compte de plusieurs facteurs afin de garantir son bon fonctionnement ainsi que la sécurité de la navigation.

Les notions développées dans ce chapitre ont permis d'apporter les bases théoriques nécessaires à la compréhension et à la conception des différents types de ports. Les éléments spécifiques retenus pour le présent projet seront présentés et détaillés dans les chapitres suivants.

Chapitre II

Présentation du projet et collecte des données de base

II.1. Introduction

La Wilaya d'Alger s'étend sur une superficie d'environ 1 190 km² et possède un linéaire côtier de plus de 100 km. Elle bénéficie de nombreuses plages et d'un fort potentiel balnéaire. La wilaya compte six ports, dont quatre sont des ports de plaisance.

Dans ce chapitre, nous présenterons le projet d'aménagement d'un port de plaisance au niveau des Sablettes. Nous aborderons également l'ensemble des données de base nécessaires à l'étude et à la conception du projet.

II.2. Situation géographique du projet

Le projet du **port de plaisance des Sablettes** est situé sur le littoral de la **baie d'Alger**, dans la commune de Belouizdad, à l'est du centre-ville d'Alger. Il s'inscrit dans la zone touristique et de loisirs de la promenade des Sablettes, qui longe la mer Méditerranée.

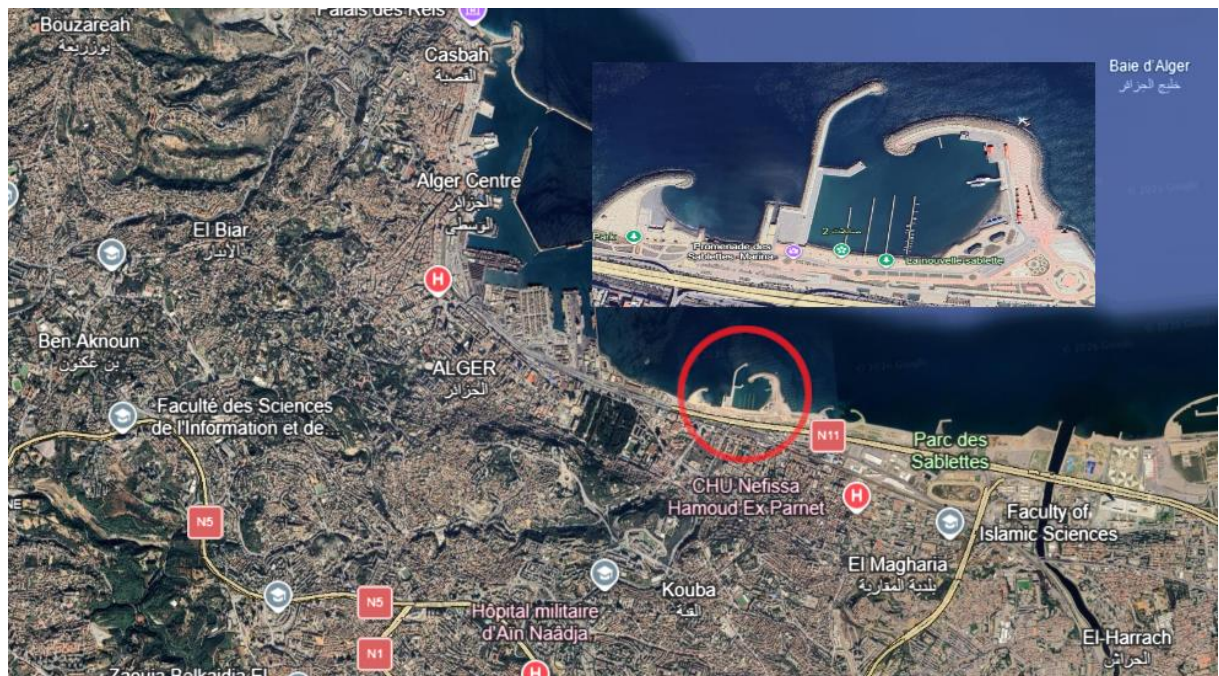


Figure II.1. Localisation géographique du site de projet

II.3. Données naturelles du projet

II.3.1. Géomorphologie de la zone

La géomorphologie de la région d'Alger est caractérisée par plusieurs ensembles naturels situés autour de la Baie d'Alger. On distingue principalement le massif de Bouzaréah, qui constitue le relief le plus élevé de la région avec une altitude d'environ 470 m, ainsi que le Sahel d'Alger formé de plateaux et de collines.

Au sud s'étend la plaine de la Mitidja, composée de dépôts alluvionnaires d'argile et de graviers et traversée par plusieurs oueds, notamment l'Oued El Harrach et l'Oued El Hamiz.

Le littoral oriental de la baie d'Alger présente également un cordon dunaire qui s'étend entre l'oued El Harrach et Bordj El Bahri, bien que celui-ci ait été fortement réduit par l'urbanisation du front de mer.

II.3.2. Données hydrologiques

La baie d'Alger est alimentée par Oued El Harrach et Oued Hamiz. Ces cours d'eau prennent leur source dans l'Atlas blidéen et traversent la plaine de la Mitidja.

Le régime hydrographique de ces oueds se caractérise par un long étiage de 6 mois et des crues d'hiver et de printemps soudaines et rapides.

Le bassin versant de l'oued El-Harrach s'étend sur une superficie de 970 km² et culmine à une altitude moyenne de 830 m. C'est un bassin difficile d'accès caractérisé par de fortes dénivelées, une végétation peu dense et une pluviométrie importante. A ces facteurs érosifs s'ajoute le caractère torrentiel de l'Oued, qui est en faveur d'une forte érosion et d'un alluvionnement important.

Les apports solides inter - annuels durant la période (1968-1978) sont évalués à 717.119 T (ANRH).

Pour la période s'étalant de 1971-1974, les informations recueillis indiquent une érosion spécifique moyenne de l'ordre de 4450 T/km²/an et une charge solide de 6.68 10³ T soit en moyenne 1.67 10³ T/an. Ceci est résumé dans le tableau n°3 :

Tableau III .1. Apports liquides et solides de l'Oued El Harrach durant la période 1971 - 1974 (A.N.R.H).

Années	Apports liquides Hm³	Apports solides 10³ T	Taux d'abrasion T/Km²/an
1970-1971	90.7	0.157	410
1971-1972	322	2.37	6200
1972-1973	275	1.14	3000
1973-1974	227	3.01	8200
TOTAL	941.7	6.68	17810
Moyenne quinquennale	228	1.67	4450

La superficie du bassin versant de l'Oued Hamiz est de l'ordre de 160Km², elle est donc bien plus réduite que celle de l'Oued El Harrach. Aussi, la présence du barrage El Hamiz en amont réduit considérablement les apports solides vers la mer.

La nature et la proportion des différents composants des apports terrigènes arrivant en mer dépendent du fonctionnement du bassin versant ; plus la superficie de ce dernier est grande plus les apports seront importants.

Il est à noter l'importance, surtout depuis une vingtaine d'années, des exploitations d'agrégats en amont (ballastières) et en aval (sablières) de l'Oued El Harrach et de ses affluents aboutissants sur le rivage et en mer.

II.3.3. Données climatologiques

L'irrégularité du régime et l'alternance de deux saisons nettement contrastées constituent les éléments fondamentaux du climat des pays du Sahel.

La proximité de la mer confère à ces régions un climat remarquablement tempéré, dû à l'effet modérateur de la mer. Les données climatiques (précipitations et températures) restent à peu près voisines et uniformes sur le Sahel et dans la plaine de la Mitidja (légères variations dues à la disposition géographique de chaque ensemble).

La région d'Alger appartient au domaine méditerranéen subhumide. Le climat est de type méditerranéen, caractérisé par un été sec et chaud et un hiver humide et froid.

Les précipitations

La moyenne annuelle donnée par la station de Dar El Beida couvrant la période qui s'étale de 1991 à 2001 est de l'ordre de 569 mm.

Les précipitations se concentrent de Septembre à Mai, avec un maximum hivernal de 95 mm en Novembre ; celles-ci diminuent progressivement dès le mois de Mai pour devenir faibles de juin à août avec un minimum de 2 mm en juillet.

Les températures

La température diminue durant la période qui s'étale de Novembre à Mai, pendant laquelle la température enregistre des moyennes allant de 11 à 15°C, tandis qu'elles augmentent pendant les mois allant de Mai à Septembre avec des températures moyennes variant de 18 à 27°C (station de Dar El Beida / période (1991-2001).

II.3.4. Donnée sur les vents

L'étude du régime des vents dans la zone du projet est basée sur trois sources :

- **S.S.M.O (1914-1970)**
- **Station météorologique de Dar El Beida (1975-1984)**
- **Base de données MEDATLAS (1999-2004)**

Les analyses montrent que :

- **En hiver**, les vents dominants proviennent des secteurs **Ouest et Sud-Ouest**, avec des vitesses souvent **supérieures à 16 nœuds**.
- **En été**, les vents dominants sont de **l'Est et du Nord-Est**, généralement avec des vitesses **inférieures à 16 nœuds**.
- Les vents **Nord-Est et Est** sont fréquents mais de vitesse modérée, tandis que les vents **Nord-Ouest** sont moins fréquents mais **plus forts**.
- Les données récentes **MEDATLAS** confirment une prédominance des vents **Est-Nord-Est et Ouest-Sud-Ouest**, avec des vitesses maximales atteignant **20 m/s**.

II.3.5. Actions sismiques

La zone d'étude est classée zone 3 (Zone dont l'activité sismique est la plus forte) selon le Règlement Parasismique Algérien ; RPA 99- Révision 2003.

La baie d'Alger abrite la faille du Sahel qui est une faille inverse. Elle affecte toute la partie nord de la Mitidja qui se prolonge probablement en mer. C'est l'accident le plus important dans la région d'Alger. Sa longueur pourrait atteindre plus de 60Km et génère un séisme d'une magnitude maximale $MW=5$ et la faille de Thenia est localisée sur la périphérie Nord –Est du bassin de la Mitidja

Elle s'étend sur 140 km des Issers au sud-Est jusqu'à quelques kilomètres en méditerranée au Nord du massif de Bouzarah dans la direction nord-ouest (D.Mabrouk, 2013), ce qui peut engendrer l'apparition de mouvements sismiques tant horizontaux que verticaux susceptibles de modifier la disposition du rivage et favoriser l'érosion côtière.

II.3.6. Paramètres océanographiques

II.3.6.1. La marée et les variations du niveau marin

Le **Nivellement Général Algérien (NGA)** constitue le système de référence altimétrique utilisé en Algérie.

Le **zéro hydrographique (ZH)**, correspondant au niveau des plus basses mers astronomiques, est situé à **0,34 m en dessous du NGA**. Ainsi :

$$ZH = NGA - 0,34 \text{ m}$$

Les marées sur la côte algérienne sont très faibles, avec une amplitude de l'ordre de **20 à 30 cm**. La surcote exceptionnelle est généralement égale à **+1,00 m NGA**.

II.3.6.2. Les courants

Le courant général

Le courant Atlantique (pénétration des eaux par le détroit de Gibraltar) longe, d'Ouest en Est, les côtes d'Afrique du nord ; sa vitesse est de l'ordre de 1,5 à 2 nœuds. Ce courant s'étale sur plusieurs milles nautiques et son action se fait sentir jusqu'à une profondeur de 200 m. Encore très sensible au large de l'Algérois (vitesse = 0,7 nœud), son action va en diminuant vers l'Est du bassin occidental de la Méditerranée.

Ce courant de surface est compensé en profondeur par un contre-courant qui longe les côtes espagnoles. La vitesse de ces courants peut augmenter par régime de vent d'Ouest pour atteindre 2,5 à 3 nœuds.

Les courants côtiers et de marée

Les transferts côtiers sont surtout conditionnés par les différentes dérives littorales engendrées par la houle. Pendant l'hiver ils ont une direction Ouest - Est du fait de la houle dominante du NW. Le reste de l'année les courants ont plutôt une direction Est – Ouest.

Sur les côtes algériennes les courants de marée, du fait du faible marnage des marées, sont négligeables voire même inexistantes.

Les courants de houle sont localisés dans la zone comprise entre le déferlement et la côte, lorsque la houle déferle avec une certaine obliquité par rapport au rivage.

Lorsque la houle est frontale, des échanges importants peuvent se faire entre la côte et le large par des courants orientés vers le large, appelés courants de retour ou «rip currents». Ces courants traversent la zone de déferlement et peuvent être très importants et dépasser 2 nœuds.

II.3.6.3. Statistiques de la Houle

Les données collectées seront principalement issues des rapports d'études antérieures menées dans la même zone géographique par le LEM.

Houles au large :

Les enregistrements du S.S.M.O indiquent une prédominance des houles provenant du secteur Ouest–Nord-Ouest en hiver, avec une période moyenne de 8 à 10 secondes et des amplitudes moyennes de 2 à 3 mètres. Des houles plus importantes peuvent atteindre des amplitudes maximales de 4 à 6 mètres.

Houles à la côte :

Les données de houle au large de la zone d'étude montrent que le site peut être exposé à des houles provenant des secteurs Nord, Nord-Est et Nord-Ouest,

II.4. Conclusion

Toutes ces données permettront de mieux caractériser le site d'étude. Elles seront utilisées comme données d'entrée pour l'étude hydrosédimentaire, le dimensionnement des ouvrages de protection ainsi que pour la calibration du modèle lors des essais en modèle réduit physique.

Chapitre III : Étude de la réfraction de la houle

III.1. Introduction

L'étude de la réfraction de la houle constitue une étape importante dans la conception des projets portuaires. Elle permet d'analyser la transformation et la propagation des vagues à l'approche du littoral en fonction de la bathymétrie et de la configuration de la côte. Cette étude est essentielle pour déterminer les hauteurs de houle susceptibles d'atteindre la zone du projet et pour évaluer les sollicitations exercées sur les ouvrages portuaires. Les résultats obtenus permettent ainsi de choisir et de dimensionner de manière adéquate les ouvrages de protection du port.

Dans ce chapitre, nous présentons les résultats de l'étude de réfraction de la houle réalisée pour la zone du projet.

III.2. Données de base

III.2.1. Données bathymétriques

Les données bathymétriques des fonds marins utilisées pour la modélisation de la Transformation de la houle sont décrites ci-dessous.

- Les données bathymétriques extraites de la digitalisation de la carte SHOM.
- Bathymétrie fine du site, obtenue dans le cadre de cette étude lors de la campagne de Décembre 2022 .

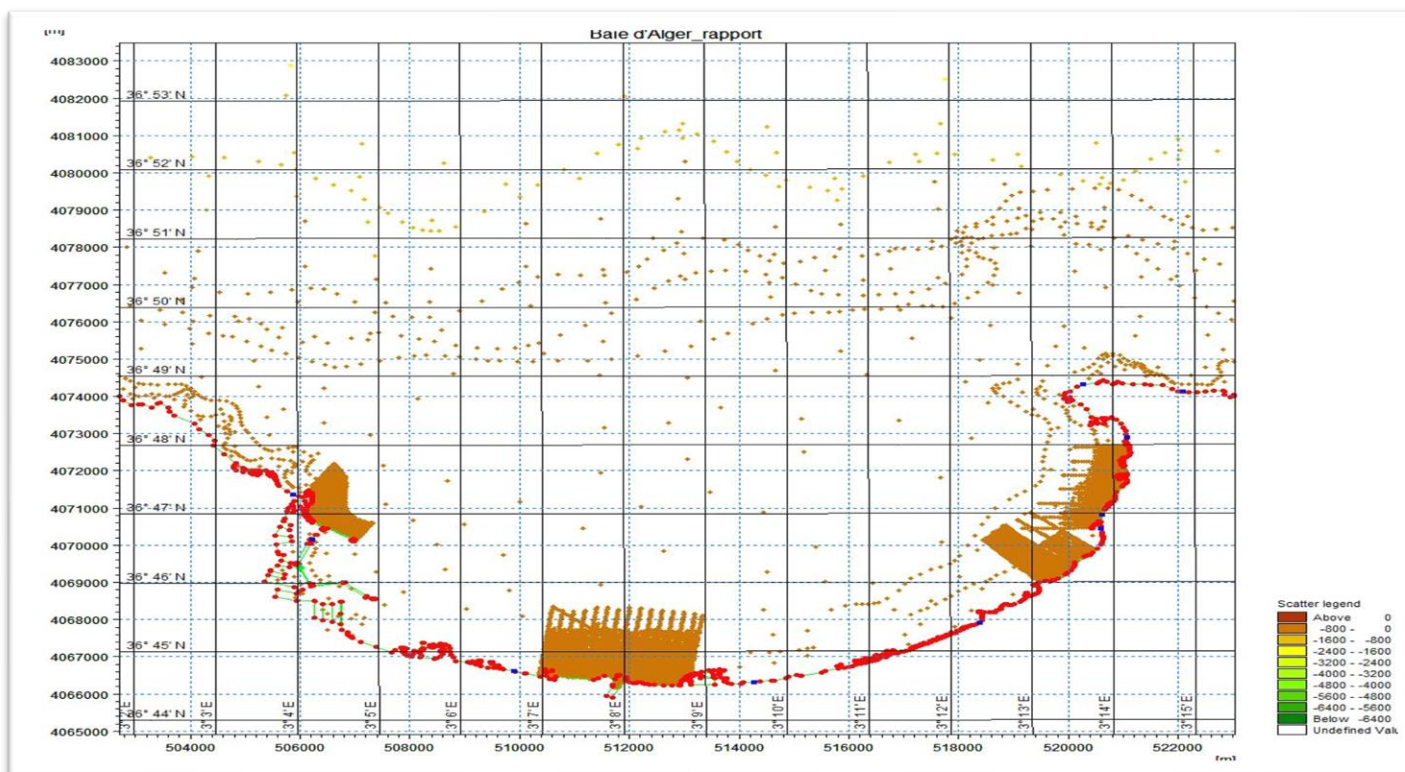


Figure III .9. Données bathymétriques extraites de la carte SHOM et de la campagne bathymétrique

III.2.2. Conditions aux limites de la houle

Donnée SSMO, 1963-1970

Les données de la houle au large sont celles du Summary of Synoptic Meteorological observations (SSMO) Zone centre couvrant une période de 8 ans (1963 à 1970).

Houles annuelles

Un traitement statistique de ces données a permis de déterminer les fréquences d'apparition de houle par direction et par période.

Nous avons procédé au calcul d'une houle équivalente par période et par direction. Celle-ci correspond à la moyenne des amplitudes significatives pour une période donnée (voir tableau n°2).

Tableau III .1. Amplitude de la houle annuelle au large par direction et par période

Période	Direction de la houle au large				
	Ouest	Nord-Ouest	Nord	Nord Est	Est
6s	1,19 m	1,10 m	1,00 m	1,09 m	1,06 m
8s	2,67 m	2,64 m	2,67 m	2,56 m	2,53 m
10s	5,54 m	4,53 m	4,92 m	5,05 m	6,52 m

Houles pluri- annuelles

Un traitement statistique de ces données a permis de déterminer les fréquences d'apparition de houle par direction et par période, ainsi que la détermination de la probabilité de retour des houles annuelle, quinquennale, décennale, vingtennale, cinquantenale et centennale.

Les caractéristiques des houles extrêmes retenues pour la détermination des conditions de houles au pied des ouvrages de protection à projeter (dimensionnement des ouvrages) sont présentées dans tableau n°, ci-dessous :

Tableau III.2. Houles extrêmes par direction et par période de retour

Période de retour	Direction houle au large			
	Ouest	Nord-Ouest	Nord	Nord Est
Biennale	Hs = 7,36 m	Hs = 4.16 m	Hs = 4.90 m	Hs = 4.93 m
	Tp = 13.20 s	Tp = 10.00 s	Tp = 10.88 s	Tp = 10.92 s
Decennale	Hs = 9,22 m	Hs = 5.40 m	Hs = 6.38 m	Hs = 6.23 m
	Tp = 14.50 s	Tp = 11.42 s	Tp = 12.37 s	Tp = 12.23 s
Vingtennale	Hs = 10.02 m	Hs = 5.94 m	Hs = 7.02 m	Hs = 6.79 m
	Tp = 14.98 s	Tp = 11.96 s	Tp = 12.92 s	Tp = 12.73 s
Cinquantenale	Hs = 10.08 m	Hs = 6.65m	Hs = 7.87m	Hs = 7.53m
	Tp = 15.55 s	Tp = 12.61 s	Tp = 13.58 s	Tp = 13.33 s
Centennale	Hs = 11.88 m	Hs = 7.18m	Hs = 8.50m	Hs = 8.08m
	Tp = 15.94 s	Tp = 13.05 s	Tp = 14.03 s	Tp = 13.74 s

III.2. Choix du secteur angulaire

Le secteur angulaire considéré correspond aux limites naturelles imposé d'une part, par la configuration géographique du site d'étude, et d'autre part, par le secteur d'intérêt des houles du large.

Ainsi, Quatre (04) directions ont été retenues en tenant compte des tableaux de fréquence par direction des houles au large ainsi que l'incidence de ces houles par rapport à la zone d'étude (voir figure n°7) :

- Deux (2) directions approximativement perpendiculaires à la côte pour mesurer les effets d'une houle frontale (N360° et N10°)
- Deux (02) directions de houle à incidence approximativement oblique (N30°et N330°)

Il est à noter que pour la houle frontale deux directions ont été choisies.

Le fetch de la direction N10° est plus important que celui de la direction N360°. Entre ces deux directions, la direction défavorable (Hs important) sera retenue pour le reste de l'étude.



Figure III .10. Les houles qui peuvent atteindre la zone d'étude

III.3. Points d'extraction

Des points d'extraction pour la détermination quantitative des conditions de la houle ont été positionnés à différentes profondeurs (jusqu'à -20 m environ). Chacun de ces points permet l'établissement de la statistique locale de la houle à la profondeur spécifiée.

III.4. Étude de la transformation de la houle

L'objectif de cette étude est de déterminer les conditions de houle au niveau de plusieurs points de référence situés dans la zone du projet. Ces données permettront de définir la houle de projet utilisée pour le dimensionnement des ouvrages maritimes. Elles peuvent également servir comme données d'entrée pour la réalisation d'un modèle physique.

III.4.1. Modèle de houle MIKE 21 SW

Le modèle numérique de houle MIKE 21 SW, a été appliqué pour la transformation de la houle.

MIKE 21 SW est un modèle vent-houle spectral basé sur un maillage non structuré.

Le modèle simule la croissance, la décroissance et la transformation des vagues générées par le vent et la houle au large des côtes et du littoral. MIKE 21 SW inclut les phénomènes physiques suivants :

- La croissance de la houle par l'action du vent
- Interaction houle-houle non linéaire
- Dissipation due au déferlement
- Dissipation due à la friction au fond de mer
- Dissipation due à la profondeur limitée du déferlement
- Réfraction et diminution du fond due aux variations de la profondeur
- Effet de profondeur d'eau variant dans le temps et les inondations et le séchage

III.4.2. Limite du modèle, bathymétrie et maille

L'étendue du modèle a été choisie de manière à garantir que la zone des Sablettes n'est pas affectée par un effet de bord.

La maille du modèle a été divisée en 3 zones avec les résolutions spatiales suivantes :

- Zone Offshore
- Zone de Transition
- Site du projet

La variation de la résolution a permis la concentration des efforts de calcul à proximité

du site du projet et surtout près de la côte et dans les zones abritées. Dans la Figure , la résolution du maillage est indiquée pour la zone du projet.

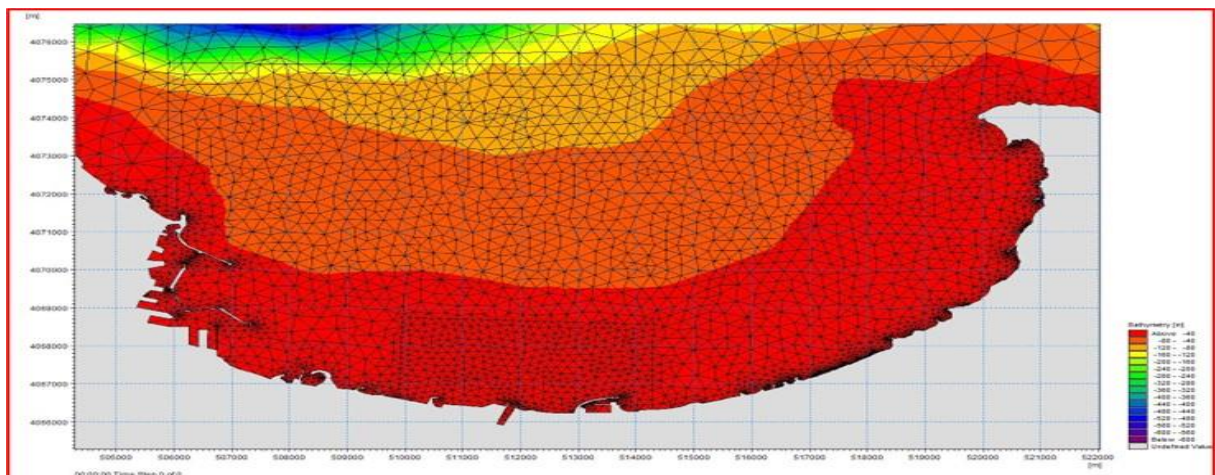


Figure III .11. Maillage du modèle au site du Projet

III.4.3. Périodes de simulation

Le modèle de transformation de la houle fût exécuté pour 72 heures (03 jours).

III.4. RESULTATS DE LA MODELISATION

III.4.1. Houles annuelles

- **Houle N360°**

La houle N360° est peu réfractée, et présente un coefficient de réfraction compris entre 0.81 et 0.89. Elle conserve presque la totalité de son énergie. Son angle de déviation est de 1° et atteint ainsi le site de manière frontale.

- **Houle N10°**

Pour cette direction de houle la tendance est la même que celle de direction N360°. Son angle de déviation maximale est de 8°.

- **Houle N30°**

Ce secteur de houle est un peu plus réfracté que celles des directions N360° et N10° et présente des coefficients de réfraction compris entre 0.74 et 0.82. La perte en énergie oscille entre 11% et 26 %. Son angle de déviation maximale est de 15°.

- **Houle N330°**

La direction N330° est relativement très réfractée et présente des coefficients de réfraction compris entre 0.72 et 0.77. L'angle de déviation maximale est de 18°.

Tableau III.3. Moyennes des résultats obtenus par direction et par période de la houle annuelle à -10 m

DIRECTION EN DEGRE	PERIODE EN (s)	AMPLITUDE DE LA HOULE AU LARGE Hs (m)	AMPLITUDE DE LA HOULE EN (m) A - 10 m	ANGLE D'ARRIVEE (degré)	COEFFICIENT DE REFRACTION Kr A - 10 m
N360°	6	1	0.89	1	0.89
N360°	8	2.67	2.28	1	0.85
N360°	10	4.92	4	1	0.81
N10°	6	1	0.89	8	0.89
N10°	8	2.67	2.27	7	0.85
N10°	10	4.92	3.98	6	0.81
N30°	6	1.09	0.89	21	0.82
N30°	8	2.56	1.99	18	0.78
N30°	10	5.05	3.74	15	0.74
N330°	6	1.10	0.84	342	0.77
N330°	8	2.64	1.92	346	0.73
N330°	10	4.53	3.26	348	0.72

III.4.2. Houles extrêmes

Pour les houles extrêmes, celles-ci présentent la même tendance que les houles annuelles à savoir une forte réfraction des houles de directions N330° et N30° et une faible réfraction des houles de secteurs N360° et N10°. Celle de direction N360° présente les plus fortes amplitudes.

Tableau III.4. Moyennes des résultats obtenus par direction des houles de période de retour 50 ans et 100 ans à différentes profondeurs

Direction de la houle	Période de retour	Profondeur (m)	-20		-15		-10		-5	
		Hs au large (m)	Hs (m)	Kr	Hs (m)	Kr	Hs (m)	Kr	Hs (m)	Kr
N360°	50 ans	7.87	6.76	0.86	6.44	0.82	5.18	0.66	3.06	0.39
	100 ans	8.5	7.29	0.86	6.78	0.8	5.25	0.62	3.11	0.37
N10°	50 ans	7.87	6.69	0.85	6.4	0.81	5.12	0.65	3.06	0.39
	100 ans	8.5	7.21	0.85	6.75	0.79	5.24	0.62	3.11	0.37
N30°	50 ans	7.53	5.75	0.76	5.68	0.75	4.91	0.65	3.03	0.4
	100 ans	8.08	6.17	0.76	6.05	0.75	5.06	0.63	3.08	0.38
N330	50 ans	6.65	4.95	0.74	4.89	0.74	4.55	0.68	2.94	0.44
	100 ans	7.18	5.34	0.74	5.28	0.73	4.76	0.66	2.99	0.42

D'après ce tableau, la houle de projet correspond à la houle centennale (T = 100 ans) provenant du (N360°), qui constitue le cas le plus défavorable. (Annexe A tableau A1)

III.4. CONCLUSION

L'étude de la réfraction de la houle a permis d'évaluer l'évolution des caractéristiques de la houle à l'approche du site, en tenant compte de la bathymétrie. Les résultats obtenus ont servi de base au dimensionnement des ouvrages, en particulier pour la détermination des hauteurs de houle aux différents profils.

Chapitre IV : Etude d'aménagement

IV.1. INTRODUCTION

Le projet étudié ayant déjà été réalisé, la solution d'aménagement a été préalablement définie et validée par le maître d'ouvrage sur la base d'études antérieures.

Par conséquent, la présente étude s'appuie directement sur la variante retenue comme solution de référence.

Ce chapitre présente les principales caractéristiques de cette variante.

IV.2. OBJETCTIF DE L'ÉTUDE

Cet aménagement a pour objectif l'étude et la conception d'un port de plaisance, visant à assurer des conditions d'accueil sûres et confortables pour les embarcations, tout en garantissant une protection efficace contre les effets de la houle.

Il s'agit notamment de dimensionner les ouvrages de protection, tels que les jetées et les épis contre agitation, afin de réduire l'agitation à l'intérieur du bassin portuaire et d'assurer des conditions d'exploitation optimales.

Le projet vise également à proposer une solution d'aménagement adaptée aux contraintes du site, en tenant compte des aspects techniques, économiques et environnementaux, dans une optique de développement durable et d'attractivité touristique.

IV.3 ÉTUDE SUR MODELE REDUIT PHYSIQUE

L'étude sur modèle réduit physique onside à reproduire, à une échelle réduite, les caractéristiques géométriques du site ainsi que les phénomènes hydrodynamiques afin d'évaluer le comportement des ouvrages sous l'action de la houle, des courants et des variations du niveau d'eau.

Cette méthode permet de visualiser les phénomènes complexes qui sont parfois difficiles à représenter par les modèles numériques, notamment la propagation de la houle, la diffraction, la réflexion, l'agitation à l'intérieur du bassin portuaire ainsi que les franchissements d'ouvrages. Les essais réalisés sur modèle réduit permettent également d'optimiser les dimensions des ouvrages de protection et de vérifier leur efficacité avant leur réalisation.

IV.4 VARIANTE D'AMENAGEMENT

Ouvrages de protection

- Un épi contre agitation d'une longueur totale de 530 ml ;
- Un contre-épi d'une longueur de 120 ml.

Ouvrages d'accostage

- Un quai implanté au niveau de l'épi contre agitation, offrant un linéaire d'accostage de 315 ml ;
- Des appontements flottants destinés à l'amarrage des embarcations de plaisance.



Figure IV.1. Plan de masse du projet

IV.5. AGITATION

Les essais relatifs à cette variante ont été réalisés uniquement pour la direction de houle la plus défavorable en termes d'agitation, à savoir la direction Nord (360°). Le tableau ci-dessous présente une synthèse des résultats obtenus à partir du modèle physique. Les valeurs indiquées en rouge correspondent aux dépassements des seuils d'agitation résiduelle observés sur le modèle physique ; ces dépassements sont localisés exclusivement au niveau de l'épi de protection contre l'agitation.

L'agitation admissible à l'intérieur d'un bassin portuaire est donnée dans les ouvrages suivants :

- Notice du Service Technique Central des Ports Maritimes et Voies Navigables (S.T.C.P.M.V.N) Décembre 1992, Mouvements des navires amarrés.
- Association Internationale Permanente des Congrès de Navigation (A.I.P.C.N). Critères régissant les mouvements des navires amarrés dans les ports-guide pratique-1995.

D'après la compilation des références citées ci-dessus, la hauteur d'agitation maximale admissible pour les différents types de bateaux et pour des conditions normales a été fixée comme suit :

En terme de confort (Houle annuelle) jusqu'à **40cm**.

En terme de sécurité (Houle décennale) jusqu'à **60cm**.

Tableau IV.1. Résultats des essais d'agitation NORD 360°

T (retour)	Hs Désirée au large	Tp (s)	Niveau d'eau +0,00 m NGA												
			Hs Obtenue au large		Passe d'entrée		Quai		Appont	Talus en enrochement			Quai au niveau de l'épi contre agitation	Contre épi	Cercle d'évitage
			P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13
1 an	4.05	9.86	4.19	4.23	1.85	0.58	0.22	0.30	0.19	0.25	0.38	0.33	0.33	0.32	0.27
10 ans	5.85	11.88	5.82	5.41	2.78	1.01	0.41	0.44	0.46	0.54	0.68	0.65	0.70	0.78	0.45
20 ans	6.32	12.32	6.39	5.49	2.92	1.12	0.47	0.50	0.49	0.62	0.80	0.69	0.81	1.02	0.47

IV.5.1. Analyse et interprétation des résultats

Les essais réalisés sur cette variante montrent une agitation globalement satisfaisante à l'intérieur du plan d'eau. Toutefois, les quais qui se situent au niveau de l'épi contre l'agitation demeurent relativement exposés à l'action de la houle. En effet, pour une houle décennale, la hauteur significative maximale enregistrée au niveau de ces quais atteint $H_s = 0,78$ m, une valeur supérieure à la limite recommandée.

Donc les résultats obtenus permettent de visualiser que l'agitation à l'intérieur du bassin est satisfaisante et que les postes sont globalement bien protégés.

IV.6. ESTIMATION BUDGETAIRE

Sur la base des estimations unitaires par mètre linéaire établis par le Laboratoire d'Etudes Maritimes, l'estimation de la variante est : 1 839 145 000 DA-TTC

IV.7. CONCLUSION

L'étude d'agitation en modèle réduit physique tridimensionnel d'un port de plaisance au niveau des sauteries a permis de dégager les conclusions suivantes :

- Les résultats obtenus lors des essais d'agitation sur le modèle réduit physique confirment les résultats du modèle numérique et une bonne corrélation entre les deux modèles est notée.

Néanmoins, les résultats du modèle physique paraissent plus conservatifs que ceux du modèle physique.

- La direction Nord 360° , présente une agitation largement acceptable sur l'ensemble des postes d'accostage, pour les houles d'occurrence annuelle. Et demeurent un peu critique pour les houles d'occurrence décennale.

CHAPITRE V : Dimensionnement des ouvrages de protection

V.1.INTRODUCTION

Les jetées sont des ouvrages de protection destinés à protéger un port ou une partie de celui-ci (plan d'eau, terre-plein) contre les effets de la houle, tels que l'attaque directe des vagues, les franchissements, les submersions et l'érosion. Elles sont généralement constituées de matériaux rocheux et protégées par une carapace composée de blocs d'enrochements naturels ou artificiels de grande dimension.

Dans ce chapitre, nous procéderons au dimensionnement des différents éléments constituant ces ouvrages de protection.

V.2. CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE

Le choix du type d'ouvrage à réaliser dépend de plusieurs critères fondamentaux :

- La durabilité ;
- L'efficacité de la protection contre la houle ;
- Le coût de construction ;
- Le coût d'entretien.

Dans le cadre de ce projet, le choix s'est porté sur des **digues à talus**, en raison de leur facilité de réalisation, d'entretien et de réparation en cas de dégradation. Ces ouvrages sont constitués de matériaux rocheux de différentes granulométries, disposés généralement sous forme trapézoïdale. Cette configuration permet d'opposer une résistance efficace à l'action de la houle, d'autant plus importante que la masse de l'ouvrage est élevée et que sa porosité est réduite.

Une digue à talus est généralement composée des éléments suivants :

- **Un soubassement**, éventuellement accompagné d'un **tapis de pied** situé à la base de l'ouvrage ;
- **Un noyau central**, protégé par des **sous-couches** et une **carapace** constituée d'éléments capables de résister à l'action de la houle, aussi bien du côté extérieur que du côté intérieur ;
- **Des cavaliers de pied**, destinés à renforcer la stabilité de l'ouvrage dans sa partie inférieure si nécessaire ;
- **Un couronnement**, situé dans la partie supérieure de la digue.

V.3. CHOIX DES MATÉRIAUX

Les matériaux constituant les jetées sont sélectionnés en tenant compte de plusieurs considérations dont :

- La taille des blocs requis ;
- La qualité, la quantité et la taille des enrochements naturels disponibles (une carrière peut rarement fournir une quantité suffisante d'enrochements supérieurs à (6-10t)) ;
- La distance entre la carrière et le site du projet (coût et délais de transport).

Les matériaux utilisés pour la carapace sont également tributaires de la houle de projet H.

Section	Type de matériau
Matériaux de remplissage du noyau	TVC
Sous-couche : matériaux de filtration	Enrochement ;
Carapace : matériaux de protection	BCR ; Enrochement

V.4. MÉTHODE DE DIMENSIONNEMENT DES JETÉES

Le dimensionnement des éléments constituant les jetées comprendra: La détermination du poids de la carapace, de son épaisseur et du nombre de blocs par mètre carré ;

- La détermination du poids des filtres et leurs épaisseurs ;
- La détermination du poids du noyau ;
- Le dimensionnement des butées de pied ;
- Le dimensionnement du talus arrière ;
- La vérification des lois de TERZAGHI.

Pour le calcul, deux types de profils différents sont considérés :

- Le profil enracinement
- Le profil courant ;
- Le profil du musoir.

V.4.1. Carapace

Elle protège l'ensemble de l'ouvrage contre l'action de la houle, elle est constituée d'enrochements naturels ou de blocs artificiels en béton généralement non armé, dont le poids est le facteur principal pour le dimensionnement.

V.4.1.1. Poids de carapace

Le poids des blocs constituant la carapace est donné par la formule d'HUDSON :

$$W = \frac{1}{K_D} \cdot \frac{\gamma_S}{\left(\frac{\gamma_S}{\gamma_0} - 1\right)^3} \cdot \frac{H_b^3}{\cot \alpha}$$

Avec :

- K_D : coefficient de stabilité adimensionnel dit d'HUDSON
- γ_S : Masse volumique des blocs utilisés
- γ_0 : Masse volumique de l'eau de mer
- H_b : Houle de projet
- α : Angle du talus

V.4.1.2. Épaisseur de la carapace

L'épaisseur de la carapace est donnée par la formule suivante :

$$E = n \times k_{\Delta} \times \left(\frac{W}{\gamma_s}\right)^{\frac{1}{3}}$$

Avec :

- n : Nombre des couches
- W : Poids unitaire des blocs de carapace
- γ_s : Masse volumique des blocs utilisés (BCR)
- K_{Δ} : Coefficient de forme des blocs

V.4.1.3. Nombre de blocs

Le nombre de blocs par unité de surface est donné par la formule suivante :

$$N_s = n \times K_{\Delta} \times (1 - p) \times \left(\frac{\gamma_s}{W}\right)^{\frac{2}{3}}$$

Avec :

- N_s : Nombre de blocs par mètre carré
- n : Nombre des couches
- W : Poids unitaire des blocs de carapace
- γ_s : Masse volumique des blocs utilisés (BCR)
- K_{Δ} : Coefficient de forme des blocs
- p : Porosité moyenne

V.4.2. Berme

Pour le choix de la côte d'arase du profil, on trouve généralement un compromis entre l'acceptation d'une certaine gêne ou dommages induits par les franchissements et le surcoût qu'entraîne un ouvrage présentant une arase plus élevée.

V.4.2.1. Hauteur de berme

La hauteur de berme est déterminée par la côte d'arase de la carapace et est égale à la somme de la hauteur d'ascension des houles sur la digue et de la plus haute mer de vives eaux exceptionnelles (P.M.V.E.E). Pour la déterminer, on utilise le calcul du Run-Up qui est une méthode basée sur des équations développées par Van der Meer et Stam en 1992 à partir des expériences, qui dépendent du paramètre de déferlement ξ (nombre d'Iribarren) ainsi que de la hauteur de houle significative H_s .

V. 4.2.2. Largeur de berme

La largeur de berme est donnée par la formule suivante :

$$B = 4 \times D_{n_{50}}^{carapace}$$

Avec :

- $D_{n_{50}}^{carapace} = \left(\frac{W_{carapace}}{\gamma_s} \right)^{1/3}$: Diamètre médian de la carapace

V. 4.3. Filtre

Les filtres sont des couches d'embrochements qui assurent la transition et stabilisent l'interface entre le noyau et la carapace, empêchent les matériaux les plus fins de passer à travers les couches des matériaux plus grossiers. L'alternative la plus répandue est celle du géotextile.

V. 4.3.1. Poids du filtre

Selon les recommandations du CERC, le poids du filtre est déterminé par l'inégalité suivante :

$$W_1 = \frac{W_{carapace}}{10} ; 0.7 \times W_1 < W_{filtre} < 1.3 \times W_1$$

V. 4.3.2. Épaisseur du filtre

L'épaisseur du filtre est calculée en utilisant la formule suivante :

$$E = n \times K_{\Delta} \times \left(\frac{W_{filtre}}{\gamma_s} \right)^{\frac{1}{3}}$$

Avec :

- $n = 2$: nombre des couches
- $\gamma_s = 2.65 \text{ t/m}^3$;
- $K_{\Delta} = 1.15$: Coefficient de forme des blocs

V. 4.3.3. Diamètre médian

Le diamètre médian du filtre est donné par formule suivante :

$$D_{n_{50}}^{filtre} = \left(\frac{W_{filtre}}{\gamma_s} \right)^{\frac{1}{3}}$$

Avec :

- $\gamma_s : 2.65 \text{ t / m}^3$: Masse volumique du filtre (embrochements naturels)

V.4.4. Noyau

Le noyau constitue la partie principale de l'ouvrage et nécessite d'importantes quantités de matériaux granulaires, devant être insolubles dans l'eau. Une granulométrie étendue, avec une certaine proportion de fines, permet d'assurer sa stabilité et de limiter les tassements ainsi que la migration des matériaux. Durant la construction, il doit être rapidement protégé par un embrochement provisoire afin d'éviter son érosion sous l'action de la houle.

V.4.4.1. Poids du noyau

Selon les recommandations du CERC, le poids du noyau est estimé par l'intervalle suivant :

$$0.3 \times W_{noyau} < \frac{W_{carapace}}{4000} < 1.7 \times W_{noyau}$$

V.4.5. Butée de pied

La butée de pied a pour rôle le calage inférieur de la carapace pour contrer le risque de glissement et la protection des blocs contre les affouillements de pied.

V.4.5.1. Poids de la butée de pied

Le poids de la butée de pied est donné par la formule suivante :

$$W_{butée} = \frac{0.1}{K_D} \times \left[\frac{\gamma_s \times H_b^3}{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_0} - 1 \right)^3 \cot \alpha} \right] \times \frac{H_b}{d_s}$$

Avec :

- $K_D = 3.5$: coefficient de stabilité adimensionnel dit d'HUDSON
- $\gamma_s = 2.65 \text{ t/m}^3$: Masse volumique des blocs utilisés (BCR)
- $\gamma_0 = 1.028 \text{ t/m}^3$: Masse volumique de l'eau de mer
- H_b : Houle de projet
- α : Angle du talus ($\cot \alpha = 1.5$)
- d_s : Profondeur au pied de l'ouvrage

V.4.5.2. Épaisseur de la butée de pied

L'épaisseur de la butée de pied est donné par la formule suivante :

$$E = n \times k_{\Delta} \times \left(\frac{W_{butée}}{\gamma_s} \right)^{\frac{1}{3}}$$

V.4.6. Vérification des lois de TERZAGHI

Les lois de Terzaghi permettent de vérifier la stabilité interne de l'ouvrage, en particulier le non-entraînement des particules entre les différentes couches granulaires, notamment entre le noyau et la couche de transition (filtre).

$$\frac{D_{15}^{filtre}}{D_{85}^{noyau}} \leq 5 \qquad 4 \leq \frac{D_{15}^{filtre}}{D_{15}^{noyau}} \leq 20 \qquad \frac{D_{50}^{filtre}}{D_{50}^{noyau}} \leq 25$$

Les indices 15, 50, 85 indiquent le % en poids des matériaux de diamètre inférieur à D.

On calcule le petit ainsi que le plus grand diamètre constituant la couche à considérer par les formules :

$$\phi_s = 2 \times \left(3 \times \frac{\omega_s}{4\pi\gamma_s} \right)^{\frac{1}{3}} ; \quad \phi_i = 2 \times \left(3 \times \frac{\omega_i}{4\pi\gamma_s} \right)^{\frac{1}{3}}$$

Avec :

- ω_s : Limite supérieure du poids de l'enrochement constituant la couche considérée ;
- ω_i : Limite inférieure du poids de l'enrochement constituant la couche considérée ;
- $\gamma_s = 2.65 \text{ t/m}^3$

Par la suite, on calculera le diamètre correspondant à n%, en utilisant la formule suivante :

$$D_n = n \times (\phi_s - \phi_i) + \phi_i$$

V.5. DIMENSIONNEMENT DE L'ÉPI CONTRE AGITATION

V.5.1. Profil enracinement

- **Calcul du poids de la carapace**

$$W = \frac{1}{K_D} \cdot \frac{\gamma_s}{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_0} - 1\right)^3} \cdot \frac{H_b^3}{\cot \alpha}$$

Avec :

- $K_D = 3.5$: coefficient de stabilité adimensionnel dit d'HUDSON
- $\gamma_s = 2.65 \text{ t/m}^3$: Masse volumique des blocs utilisés
- $\gamma_0 = 1.028 \text{ t/m}^3$: Masse volumique de l'eau de mer
- $H_b = 3.38 \text{ m}$: Houle de projet
- $\cot \alpha = 1.5$: Angle du talus

$$\frac{1}{3.5} \cdot \frac{2.65}{\left(\frac{2.65}{1.028} - 1\right)^3} \cdot \frac{3.38^3}{1.5} = \mathbf{4.96 \text{ t}}$$

On choisit la catégorie d'enrochement [3t – 6t]

- **Calcul de l'épaisseur de la carapace**

$$E = n \times k_\Delta \times \left(\frac{W}{\gamma_s} \right)^{\frac{1}{3}}$$

Avec :

- $n = 2$: Nombre des couches
- W : Poids unitaire des blocs de carapace
- $\gamma_s = 2.65 \text{ t/m}^3$: Masse volumique des enrochements
- $K_\Delta = 1.15$: Coefficient de forme des blocs

$$E = 2 \times 1.15 \times \left(\frac{4.5}{2.65} \right)^{\frac{1}{3}} = \mathbf{2.74 \text{ m}}$$

On prend $E_{carapace} = 2.8 \text{ m}$

- Calcul du Nombre de blocs par unité de surface

$$N_s = n \times k_\Delta \times (1 - p) \times \left(\frac{\gamma_s}{W} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$N_s = 2 \times 1.15 \times (1 - 0.44) \times \left(\frac{2.65}{4.5} \right)^{\frac{2}{3}} = 0.9$$

Soit 90 blocs par 100 m²

- Largeur de berme

$$B = 4 \times D_{n_{50}}^{carapace}$$

Avec :

$$D_{n_{50}}^{carapace} = \left(\frac{W_{carapace}}{\gamma_s} \right)^{1/3} : \text{Diamètre médian de la carapace}$$

$$D_{n_{50}}^{carapace} = \left(\frac{4.5}{2.65} \right)^{1/3} = 1.19 \text{ m}$$

$$B = 4 \times 1.19 = 4.76 \text{ m}$$

Donc on prend la largeur de berme 5,0m

- Poids du filtre

$$\frac{W_c}{15t} < W_{filtre} < \frac{W_c}{10t}$$

$$0.3t < W_{filtre} < 0.45t$$

On choisit la catégorie d'enrochement [0.5t – 1t]

- Epaisseur du filtre

$$E = n \times k_\Delta \times \left(\frac{W_{filtre}}{\gamma_s} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$$E = 2 \times 1.15 \times \left(\frac{0.75}{2.65} \right)^{\frac{1}{3}} = 1.51 \text{ m}$$

- Poids du noyau

$$\frac{W_c}{6000T} < W_n < \frac{W_c}{4000T}$$

$$\frac{4.5}{6000} < W_n < \frac{4.5}{4000}$$

$$7.5 \times 10^{-4} < W_n < 1.125 \times 10^{-3}$$

On prend un noyau en TVC [1-500kg]

- Poids de la butée

$$W_{butée} = \frac{0.1}{K_D} \times \left[\frac{\gamma_s \times H_b^3}{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_0} - 1 \right)^3 \cot \alpha} \right] \times \frac{H_b}{d_s}$$

Avec :

- $K_D = 3.5$: coefficient de stabilité adimensionnel dit d'HUDSON
- $\gamma_s = 2.65 \text{ t/m}^3$: Masse volumique des blocs utilisés (BCR)
- $\gamma_0 = 1.028 \text{ t/m}^3$: Masse volumique de l'eau de mer
- H_b : Houle de projet
- α : Angle du talus ($\cot \alpha = 1.5$)
- d_s : Profondeur au pied de l'ouvrage

$$W_{butée} = \frac{0.1}{3.5} \times \left[\frac{2.65 \times 3.38^3}{\left(\frac{2.65}{1.028} - 1 \right)^3 \times 1.5} \right] \times \frac{3.38}{6}$$

$$W_{butée} = 0.28 \text{ t}$$

On prend une butée en enrochements [0,5 - 1t]

- Epaisseur de la butée

$$E = n \times k_\Delta \times \left(\frac{W_{butée}}{\gamma_s} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$$E = 2 \times 1.15 \times \left(\frac{0.75}{2.65} \right)^{\frac{1}{3}} = 1.51 \text{ m}$$

- Vérifications de therzagui

Couche	ω_i	ω_s	ϕ_i	ϕ_s	D_{15}	D_{50}	D_{85}
Noyau	0.00	0.50	0.00	0.71	0.11	0.36	0.60
Filtre	0.50	1.00	0.71	0.90	0.74	0.81	0.87

- $\frac{D_{15}^{filtre}}{D_{85}^{noyau}} = \frac{0.74}{0.6} = 1.23 \leq 5$ vérifié

- $4 \leq \frac{D_{15}^{filtre}}{D_{15}^{noyau}} = \frac{0.74}{0.11} = 6.73 \leq 20$ vérifié
- $\frac{D_{50}^{filtre}}{D_{50}^{noyau}} = \frac{0.81}{0.36} = 2.25 \leq 25$ vérifié

V.5.2. Profil courant

- **Calcul du poids de la carapace**

$$W = \frac{1}{K_D} \cdot \frac{\gamma_S}{(\frac{\gamma_S}{\gamma_0} - 1)^3} \cdot \frac{H_b^3}{\cot \alpha}$$

Avec :

- $K_D = 6.8$: coefficient de stabilité adimensionnel dit d'HUDSON
- $\gamma_S = 2.4 \text{ t/m}^3$: Masse volumique des blocs utilisés
- $\gamma_0 = 1.028 \text{ t/m}^3$: Masse volumique de l'eau de mer
- $H_b = 4.2 \text{ m}$: Houle de projet
- $\cot \alpha = 1.5$: Angle du talus

$$\frac{1}{6.8} \cdot \frac{2.4}{(\frac{2.4}{1.028} - 1)^3} \cdot \frac{4.2^3}{1.5} = 7.33 \text{ t}$$

On choisit une carapace en BCR de catégorie 8t

- **Calcul de l'épaisseur de la carapace**

$$E = n \times k_{\Delta} \times \left(\frac{W}{\gamma_S} \right)^{\frac{1}{3}}$$

Avec :

- $n = 2$: Nombre des couches
- W : Poids unitaire des blocs de carapace
- $\gamma_S = 2.4 \text{ t/m}^3$: Masse volumique des enrocheements
- $K_{\Delta} = 1.15$: Coefficient de forme des blocs

$$E = 2 \times 1.1 \times \left(\frac{8}{2.4} \right)^{\frac{1}{3}} = 3.28 \text{ m}$$

On prend $E_{carapace} = 3.3 \text{ m}$

- **Calcul du Nombre de blocs par unité de surface**

$$N_s = n \times k_{\Delta} \times (1 - p) \times \left(\frac{\gamma_S}{W} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$N_S = 2 \times 1.1 \times (1 - 0.44) \times \left(\frac{2.4}{8}\right)^{\frac{2}{3}} = \mathbf{0.55}$$

Soit 55 blocs par 100 m²

- Largeur de berme

$$B = 4 \times D_{n_{50}}^{carapace}$$

Avec :

$$D_{n_{50}}^{carapace} = \left(\frac{W_{carapace}}{\gamma_s}\right)^{1/3} : \text{Diamètre médian de la carapace}$$

$$D_{n_{50}}^{carapace} = \left(\frac{8}{2.4}\right)^{1/3} = 1.49 \text{ m}$$

$$B = 4 \times 1.49 = \mathbf{5.96m}$$

Donc on prend la largeur de berme 6m

- Poids du filtre

$$\frac{W_c}{15t} < W_{filtre} < \frac{W_c}{10t}$$

$$0.53t < W_{filtre} < 0.8t$$

On choisit la catégorie d'engrochement [1t – 3t]

- Epaisseur du filtre

$$E = n \times k_{\Delta} \times \left(\frac{W_{filtre}}{\gamma_s}\right)^{\frac{1}{3}}$$

$$E = 2 \times 1.15 \times \left(\frac{2}{2.65}\right)^{\frac{1}{3}} = \mathbf{2.11 \text{ m}}$$

- Poids du noyau

$$\frac{W_c}{6000T} < W_n < \frac{W_c}{4000T}$$

$$\frac{8}{6000} < W_n < \frac{8}{4000}$$

$$1.33 \times 10^{-3} < W_n < 2 \times 10^{-3}$$

On prend un noyau en TVC [1-500kg]

- Poids de la butée

$$W_{butée} = \frac{0.1}{K_D} \times \left[\frac{\gamma_s \times H_b^3}{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_0} - 1 \right)^3 \cot \alpha} \right] \times \frac{H_b}{d_s}$$

Avec :

- $K_D = 3.5$: coefficient de stabilité adimensionnel dit d'HUDSON
- $\gamma_s = 2.65 \text{ t/m}^3$: Masse volumique des blocs utilisés (BCR)
- $\gamma_0 = 1.028 \text{ t/m}^3$: Masse volumique de l'eau de mer
- H_b : Houle de projet
- α : Angle du talus ($\cot \alpha = 1.5$)
- d_s : Profondeur au pied de l'ouvrage

$$W_{butée} = \frac{0.1}{3.5} \times \left[\frac{2.65 \times 4.2^3}{\left(\frac{2.65}{1.028} - 1 \right)^3 \times 1.5} \right] \times \frac{4.2}{7}$$

$$W_{butée} = 0.57 \text{ t}$$

On prend une butée en enrochements [1 - 3t]

- Epaisseur de la butée

$$E = n \times K_\Delta \times \left(\frac{W_{butée}}{\gamma_s} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$$E = 2 \times 1.15 \times \left(\frac{2}{2.65} \right)^{\frac{1}{3}} = 2.1 \text{ m}$$

- Vérifications de therzagui

Couche	ω_i	ω_s	ϕ_i	ϕ_s	D_{15}	D_{50}	D_{85}
Noyau	0.00	0.50	0.00	0.71	0.11	0.36	0.60
Filtre	1.00	3.00	0.90	1.29	0.96	1.10	1.23

- $\frac{D_{15}^{filtre}}{D_{85}^{noyau}} = \frac{0.96}{0.6} = 1.6 \leq 5$ vérifié
- $4 \leq \frac{D_{15}^{filtre}}{D_{15}^{noyau}} = \frac{0.96}{0.11} = 8.73 \leq 20$ vérifié
- $\frac{D_{50}^{filtre}}{D_{50}^{noyau}} = \frac{1.1}{0.36} = 3.06 \leq 25$ vérifié

- **Talus arrière**

Afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage tout en optimisant les coûts de construction, le talus arrière est réalisé avec une pente de **3/2**, identique à celle du talus avant. La protection est assurée par une carapace en enrochements naturels

On a : $\frac{R_c}{H_s} = 0.84$ donc on trouve $\frac{D_{n50 \text{ arriere}}}{D_{n50 \text{ avant}}} = 0.45$

- $\gamma_1 = \frac{P_{BCR}}{V} = 2.4 \text{ t/m}^3$: Masse volumique des blocs BCR
- $\gamma_2 = \frac{P_{enr}}{V} = 2.4 \text{ t/m}^3$: Masse volumique des enrochements

$$P_{enr} = \frac{P_{BCR} \times \gamma_2}{\gamma_1}$$

$$P_{enr} = \frac{8 \times 2.65}{2.4} = 8.83 \text{ t}$$

$$D_{n50 \text{ arriere}} = 0.45 \times D_{n50 \text{ avant}}$$

$$D_{n50 \text{ arriere}} = 0.45 \times 1490 = 670.5 \text{ mm}$$

Un D_{n50} arrière de 670.5 mm représente une masse moyenne de :

$$M_{50} = \gamma_s \times D_{n50}^3 = 2.65 \times 670.5^3 = 0.80 \text{ t}$$

On choisit la catégorie d'enrochement [0.5t – 1t]

V.5.2. Profil musoir

- **Calcule du poids de la carapace**

$$W = \frac{1}{K_D} \cdot \frac{\gamma_s}{(\frac{\gamma_s}{\gamma_0} - 1)^3} \cdot \frac{H_b^3}{\cot \alpha}$$

Avec :

- $K_D = 6.8$: coefficient de stabilité adimensionnel dit d'HUDSON
- $\gamma_s = 2.4 \text{ t/m}^3$: Masse volumique des blocs utilisés
- $\gamma_0 = 1.028 \text{ t/m}^3$: Masse volumique de l'eau de mer
- $H_b = 5.12 \text{ m}$: Houle de projet
- $\cot \alpha = 1.5$: Angle du talus

$$\frac{1}{6.8} \cdot \frac{2.4}{(\frac{2.4}{1.028} - 1)^3} \cdot \frac{5.12^3}{1.5} = 13.28 \text{ t}$$

On choisit une carapace en BCR de catégorie 14t

- **Calcul de l'épaisseur de la carapace**

$$E = n \times K_{\Delta} \times \left(\frac{W_{\text{carapace}}}{\gamma_s} \right)^{\frac{1}{3}}$$

Avec :

- $n = 2$: Nombre des couches
- W : Poids unitaire des blocs de carapace
- $\gamma_s = 2.65 \text{ t/m}^3$: Masse volumique des enrochements
- $K_{\Delta} = 1.15$: Coefficient de forme des blocs

$$E = 2 \times 1.1 \times \left(\frac{14}{2.4} \right)^{\frac{1}{3}} = \mathbf{3.96 \text{ m}}$$

On prend $E_{\text{carapace}} = 4 \text{ m}$

- **Calcul du Nombre de blocs par unité de surface**

$$N_s = n \times k_{\Delta} \times (1 - p) \times \left(\frac{\gamma_s}{W} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$N_s = 2 \times 1.1 \times (1 - 0.44) \times \left(\frac{2.4}{14} \right)^{\frac{2}{3}} = \mathbf{0.38}$$

Soit 38 blocs par 100 m²

- **Largeur de berme**

$$B = 4 \times D_{n_{50}}^{\text{carapace}}$$

Avec :

$$D_{n_{50}}^{\text{carapace}} = \left(\frac{W_{\text{carapace}}}{\gamma_s} \right)^{1/3} : \text{Diamètre médian de la carapace}$$

$$D_{n_{50}}^{\text{carapace}} = \left(\frac{14}{2.4} \right)^{1/3} = 1.8 \text{ m}$$

$$B = 4 \times 1.8 = \mathbf{7.2m}$$

Donc on prend la largeur de berme 7.2m

- **Poids du filtre**

$$\frac{W_c}{15t} < W_{\text{filtre}} < \frac{W_c}{10t}$$

$$0.93t < W_{\text{filtre}} < 1.4t$$

On choisit la catégorie d'enrochement [1t – 3t]

- Epaisseur du filtre

$$E = n \times k_{\Delta} \times \left(\frac{W_{\text{filtre}}}{\gamma_s} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$$E = 2 \times 1.15 \times \left(\frac{2}{2.65} \right)^{\frac{1}{3}} = 2.1 \text{ m}$$

- Poids du noyau

$$\frac{W_c}{6000T} < W_n < \frac{W_c}{4000T}$$

$$\frac{14}{6000} < W_n < \frac{14}{4000}$$

$$2.33 \times 10^{-3} < W_n < 3.5 \times 10^{-3}$$

On prend un noyau en TVC [1-500kg]

- Poids de la butée

$$W_{\text{butée}} = \frac{0.1}{K_D} \times \left[\frac{\gamma_s \times H_b^3}{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_0} - 1 \right)^3 \cot \alpha} \right] \times \frac{H_b}{d_s}$$

Avec :

- $K_D = 3.5$: coefficient de stabilité adimensionnel dit d'HUDSON
- $\gamma_s = 2.65 \text{ t/m}^3$: Masse volumique des blocs utilisés (BCR)
- $\gamma_0 = 1.028 \text{ t/m}^3$: Masse volumique de l'eau de mer
- H_b : Houle de projet
- α : Angle du talus ($\cot \alpha = 1.5$)
- d_s : Profondeur au pied de l'ouvrage

$$W_{\text{butée}} = \frac{0.1}{3.5} \times \left[\frac{2.65 \times 5.12^3}{\left(\frac{2.65}{1.028} - 1 \right)^3 \times 1.5} \right] \times \frac{5.12}{9}$$

$$W_{\text{butée}} = 0.98 \text{ t}$$

On prend une butée en enrochements [1 - 3t]

- Epaisseur de la butée

$$E = n \times k_{\Delta} \times \left(\frac{W_{butée}}{\gamma_s} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$$E = 2 \times 1.15 \times \left(\frac{2}{2.65} \right)^{\frac{1}{3}} = 2.1 \text{ m}$$

- Vérifications de therzagui

Couche	ω_i	ω_s	ϕ_i	ϕ_s	D_{15}	D_{50}	D_{85}
Noyau	0.00	0.50	0.00	0.71	0.11	0.36	0.60
Filtre	1.00	3.00	0.90	1.29	0.96	1.10	1.23

- $\frac{D_{15}^{filtre}}{D_{85}^{noyau}} = \frac{0.96}{0.6} = 1.6 \leq 5$ vérifié
- $4 \leq \frac{D_{15}^{filtre}}{D_{15}^{noyau}} = \frac{0.96}{0.11} = 8.73 \leq 20$ vérifié
- $\frac{D_{50}^{filtre}}{D_{50}^{noyau}} = \frac{1.1}{0.36} = 3.06 \leq 25$ vérifié

V.6. DIMENSIONNEMENT DU CONTRE-EPI

- Calcule du poids de la carapace

$$W = \frac{1}{K_D} \cdot \frac{\gamma_s}{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_0} - 1 \right)^3} \cdot \frac{Hb^3}{\cot \alpha}$$

$$\frac{1}{3.5} \cdot \frac{2.65}{\left(\frac{2.65}{1.028} - 1 \right)^3} \cdot \frac{2.6^3}{1.5} = 2.26 \text{ t}$$

On choisit la catégorie d'encrochement [1t – 3t]

- Calcule de l'épaisseur de la carapace

$$E = n \times k_{\Delta} \times \left(\frac{W}{\gamma_s} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$$E = 2 \times 1.15 \times \left(\frac{2}{2.65} \right)^{\frac{1}{3}} = 2.10 \text{ m}$$

On prend $E_{carapace} = 2.10 \text{ m}$

- Calcul du Nombre de blocs par unité de surface

$$N_s = n \times k_\Delta \times (1 - p) \times \left(\frac{\gamma_s}{W}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$N_s = 2 \times 1.15 \times (1 - 0.44) \times \left(\frac{2.65}{2}\right)^{\frac{2}{3}} = \mathbf{0.9}$$

Soit 90 blocs par 100 m²

- Largeur de berme

$$B = 4 \times D_{n_{50}}^{carapace}$$

Avec :

- $D_{n_{50}}^{carapace} = \left(\frac{W_{carapace}}{\gamma_s}\right)^{1/3}$: Diamètre médian de la carapace

$$D_{n_{50}}^{carapace} = \left(\frac{2}{2.65}\right)^{1/3} = 0.91 \text{ m}$$

$$B = 4 \times 0.91 = \mathbf{3.64m}$$

Donc on prend la largeur de berme 3,65m

- Poids du filtre

$$\frac{W_c}{15t} < W_{filtre} < \frac{W_c}{10t}$$

$$0.13t < W_{filtre} < 0.2t$$

On choisit la catégorie d'enrochement [1– 500kg]

- Epaisseur du filtre

$$E = n \times k_\Delta \times \left(\frac{W_{filtre}}{\gamma_s}\right)^{\frac{1}{3}}$$

$$E = 2 \times 1.15 \times \left(\frac{0.25}{2.65}\right)^{\frac{1}{3}} = \mathbf{1.05 \text{ m}}$$

- Poids du noyau

$$\frac{W_c}{6000T} < W_n < \frac{W_c}{4000T}$$

$$\frac{2}{6000} < W_n < \frac{2}{4000}$$

$$3.33 \times 10^{-4} < W_n < 0.5 \times 10^{-3}$$

On prend un noyau en TVC [1-500kg]

- Poids de la butée

$$W_{butée} = \frac{0.1}{3.5} \times \left[\frac{2.65 \times 2.6^3}{\left(\frac{2.65}{1.028} - 1 \right)^3 \times 1.5} \right] \times \frac{2.6}{6}$$

$$W_{butée} = 0.1 \text{ t}$$

On prend une butée en enrochements [0,5 - 1t]

- Epaisseur de la butée

$$E = n \times k_{\Delta} \times \left(\frac{W_{butée}}{\gamma_s} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$$E = 2 \times 1.15 \times \left(\frac{0.1}{2.65} \right)^{\frac{1}{3}} = 0.77 \text{ m}$$

- Vérifications de therzagui

Couche	ω_i	ω_s	ϕ_i	ϕ_s	D_{15}	D_{50}	D_{85}
Noyau	0.00	0.50	0.00	0.71	0.11	0.36	0.60
Filtre	0.00	0.50	0.00	0.71	0.11	0.36	0.60

- $\frac{D_{15}^{filtre}}{D_{85}^{noyau}} = 1 \leq 5$ vérifié
- $4 \leq \frac{D_{15}^{filtre}}{D_{15}^{noyau}} = 1 \leq 20$ vérifié
- $\frac{D_{50}^{filtre}}{D_{50}^{noyau}} = 1 \leq 25$ vérifié

V.7. Calcul du Run-Up et Run-Down

Le run-up de la houle correspond à la hauteur maximale atteinte par l'eau sur le talus d'un ouvrage sous l'action des vagues. Sa valeur est généralement estimée à l'aide des équations empiriques développées par Van der Meer et Stam à partir d'essais expérimentaux.

Elle dépend principalement du paramètre de déferlement ξ (nombre d'Iribarren) ainsi que de la hauteur de houle significative H_s . (Detail en annexe B)

Tableau V.1. Résultats du calcul du Run-Up et du Run-Down de la houle

Profil	Déferlement	Run-Up (m)	Run-Down (m)
Enracinemet	4,33	6,89	2,56
Courant	3,66	8,92	4,23
Musoir	3,35	10,20	5,37

Tableau V.2. Caractéristiques finales de la jetée secondaire

Caractéristique		Enracinement	Courant	Musoir
Carapace	Nature	Enroch. naturels	BCR	BCR
	Poids(t)	[3t – 6t]	8.00	14.00
	Épaisseur(m)	2.80	3.30	4.00
Filtre	Nature	Enroch. naturels	Enroch. naturels	Enroch. naturels
	Poids(t)	[0.5t – 1t]	[1t – 3t]	[1t – 3t]
	Épaisseur(m)	1.51	2.11	2.11
Noyau	Nature	TVC	TVC	TVC
	Poids(Kg)	[1-500]	[1-500]	[1-500]
Butée de pied	Poids(t)	[0,5t - 1t]	[1t - 3t]	[1t - 3t]
	Épaisseur(m)	1,51	2.10	2.10

Tableau V.3. Caractéristiques finales du contre-epi

Caractéristique		
Carapace	Nature	Enroch. naturels
	Poids(t)	[1t – 3t]
	Épaisseur(m)	2.10
Filtre	Nature	Enroch. naturels
	Poids(t)	[0.5t – 1t]
	Épaisseur(m)	1.05
Noyau	Nature	TVC
	Poids(Kg)	[1-500]
Butée de pied	Poids(t)	[0,5t - 1t]
	Épaisseur(m)	0.77

V.8. CONCLUSION

Pour garantir la stabilité de la digue face aux houles extrêmes, il est indispensable de réaliser des essais sur modèle réduit. Ces tests permettent non seulement de sécuriser l'ouvrage, mais aussi d'optimiser le poids des blocs et de vérifier les risques de franchissement par les vagues.

Chapitre VI : Dimensionnement des ouvrages intérieurs

VI.1. INTRODUCTION

Le dimensionnement des ouvrages intérieurs consiste à l'étude des ouvrages d'accostage qui ont pour rôle l'accostage et l'amarrage des navires et le transbordement des passager et marchandises.

VI.2. HYPOTHÈSES DE CALCUL**VI.2.1. Caractéristiques des matériaux de construction****Remblai à l'arrière du mur et dans les évidements**

- Poids volumique $\gamma_d = 1,8 \text{ t/m}^3$
- Poids volumique déjaugé $\gamma' = 1,1 \text{ t/m}^3$
- Angle de frottement interne $\varphi = 37^\circ$
- Cohésion $c = 0 \text{ t/m}^2$

Assise en enrochement

- Poids volumique déjaugé $\gamma' = 1,1 \text{ t/m}^3$
- Angle de frottement interne $\varphi = 37^\circ$
- Cohésion $c = 0 \text{ t/m}^2$
- Contrainte admissible $\sigma_{adm} = 60 \text{ t/m}^2$

Béton de masse

- Poids volumique $\gamma_b = 2,4 \text{ t/m}^3$
- Poids volumique déjaugé $\gamma'_b = 1,4 \text{ t/m}^3$

Béton armé

- Poids volumique $\gamma_b = 2,5 \text{ t/m}^3$
- Poids volumique déjaugé $\gamma'_b = 1,4 \text{ t/m}^3$

VI.3. ÉTUDE DES QUAIS

Devant une multitude de types de quais disponibles, le choix du type se porte pour des quais en blocs de béton préfabriqués empilés les uns au-dessus des autres. L'objet de cette étude est le dimensionnement et la vérification d'un quai à -4.00 m composé de 3 types de blocs.

Le quai à -4.00 m est composé de :

- 03 types de blocs (type 1, type 2 et type 3) ;
- Poutre de couronnement en béton armé ;
- Couche sous le bloc type 1 en ballast (20-40 mm) ;
- Deux configurations de couche d'assise en enrochement (1-15 kg).

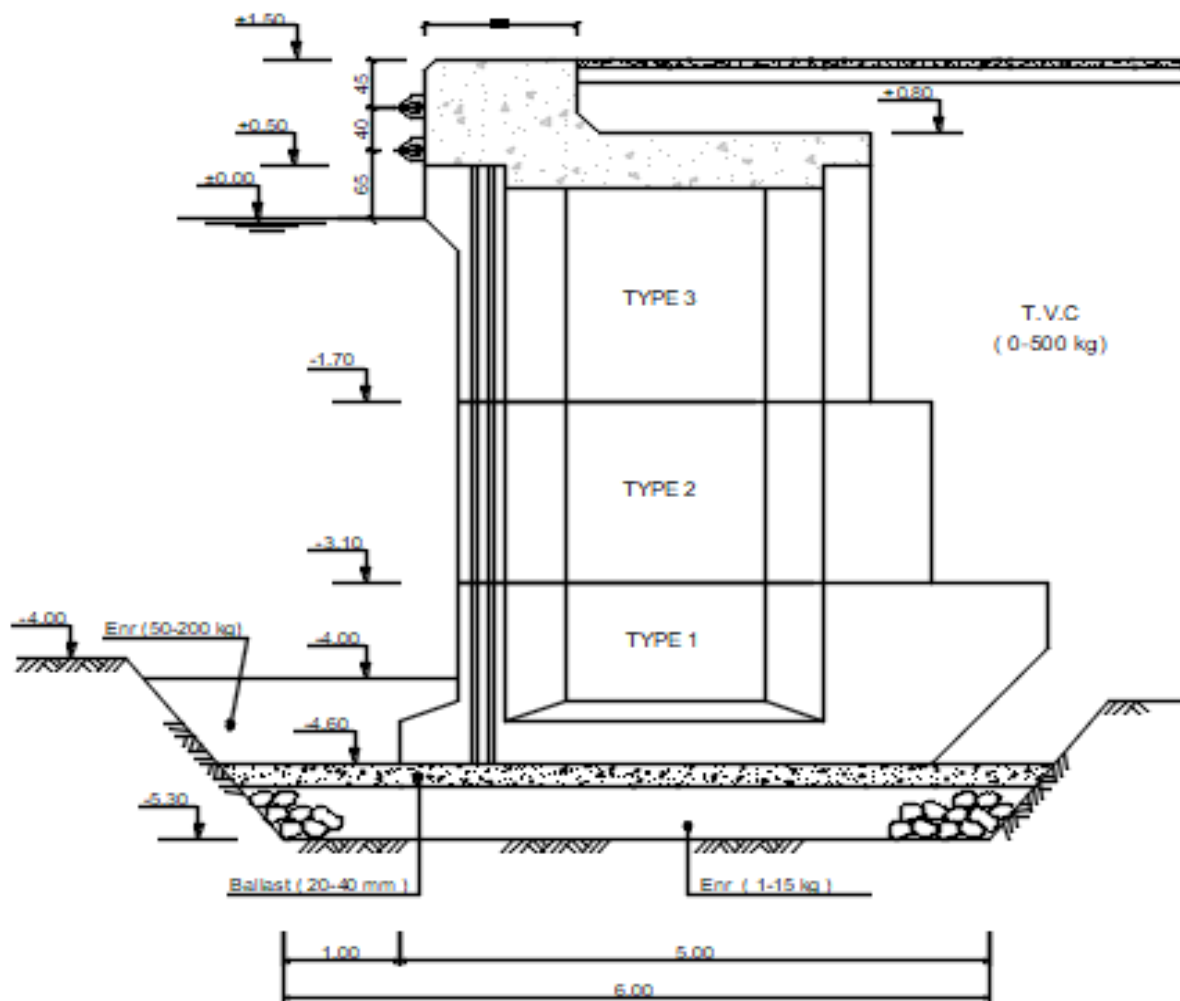


Figure VI.1. Vue en coupe du quai en bloc à -4.00m

VI.3.1. Caractéristiques géométriques des éléments constituant le quai

$$V = S \times H$$

$$P = V \times g_b \text{ ou } V \times g'_b \text{ (selon le cas d'immersion)}$$

$$M = P \times d$$

Avec :

- V : Volume de l'élément considéré ;
- S : Surface de l'élément considéré ;
- H: Hauteur de l'élément considéré ;
- P : Poids de l'élément considéré
- g_b : Poids volumique du béton ;
- g'_b : Poids volumique déjaugé du béton

- M : Moment de l'élément considéré ;
- d : Bras de levier de l'élément par rapport à la base.

a. Bloc type 1
Tableau VI.2. Valeurs des caractéristiques géométriques du bloc de type 1

Élément	V (m ³)	P (t)	d _v (m)	M _v (t.m)	d _H (m)	M _H (t.m)
Stot	17,78	24,89	0,75	18,66	1,98	49,15
S1	-1.50	-2.10	0.33	-0.70	3.28	-6.90
S2	-1.22	-1.70	1.05	-1.79	0.23	-0.38
S3	-0.23	-0.32	0.53	-0.17	0.15	-0.05
2*S4	-2.16	-3.02	1.05	-3.18	1.70	-5.14
2*S5	-0.24	-0.34	0.53	-0.18	1.70	-0.57
Total	12.44	17.41	0.76	12.66	2.07	44.83

b. Bloc type 2
Tableau VI.3. Valeurs des caractéristiques géométriques du bloc de type 2

Élément	Formule	V (m ³)	P (t)	d _v (m)	M _v (t.m)	d _H (m)	M _H (t.m)
Stot	1.4*2.8*3	11.76	16.46	2.20	36.22	1.85	30.46
2*S1	-2*((1,7+0,7)*1/2)*1,4	-3.36	-4.70	2.20	-10.35	1.70	-8.00
Total		8.40	11.76	2.20	25.87	1.91	22.46

c. Bloc type 3
Tableau VI.4. Valeurs des caractéristiques géométriques du bloc de type 3

Élément	Formule	V (m ³)	P (t)	d _v (m)	M _v (t.m)	d _H (m)	M _H (t.m)
S1im	1,7*2,8*3	14.28	19.99	3.75	74.97	1.55	30.99
S2im	- 0,3*1,4*3	-1.26	-1.76	3.60	-6.35	0.30	-0.53
S3im	- 0,5*0,3*0,3*3	-0.14	-0.19	4.40	-0.83	0.25	-0.05
2*S5im	- 2*((0,7+1,7)*1/2)*1,7	-4.08	-5.71	3.75	-21.42	1.55	-8.85
S1sec	0,5*2,8*3	4.20	10.08	4.85	48.89	1.55	15.62
S4sec	- 0,2*1,7*3	-1.02	-2.45	5.00	-12.24	1.70	-4.16
2*S5sec	- 2*((0,7+1,7)*1/2)*0,3	-0.72	-1.73	4.75	-8.21	1.70	-2.94
Total		11.26	18.23	4.10	74.81	1.65	30.08

d. Poutre de couronnement
Tableau VI.5. Valeurs des caractéristiques géométriques de la poutre de couronnement

Élément	Formule	V (m ³)	P (t)	d _v (m)	M _v (t.m)	d _H (m)	M _H (t.m)
Stot	1,2*2,8*3	10,08	25,20	5,50	138,60	1,55	39,06
S1	-0,7*0,2*3	-0,42	-1,05	5,00	-5,25	0,50	-0,53
S2	-0,4*0,2*3	-0,24	-0,60	5,00	-3,00	2,75	-1,65
S3	-1,8*0,75*3	-4,05	-10,13	5,73	-58,05	2,18	-22,08
S4	0,5*0,25*0,25*3	0,09	0,23	5,43	1,25	1,23	0,28
S5	-0,5*0,1*0,1*3	-0,02	-0,04	6,07	-0,24	0,18	-0,01
Total		5,44	13,62	5,42	73,82	1,21	16,48

VI.3.2. Poids des TVC

Trois catégories d'évidements sont considérées dans cette étude :

- l'évidement 1, situé entre deux blocs de type 1 ;
- l'évidement 2, situé entre deux blocs de type 2 ;
- l'évidement 3, situé entre deux blocs de type 3.

Au cours de cette étape, il sera procédé à l'évaluation du poids du remblai contenu dans chaque évidement, ainsi qu'à la détermination des bras de levier horizontaux et verticaux correspondants, afin de calculer les moments associés.

Concernant l'évidement 3, deux situations distinctes seront analysées selon les conditions du terrain : un état immergé et un état non immergé.

Tableau VI.6. Valeurs des caractéristiques géométriques des évidements

Élément	Formule	V (m ³)	P (t)	d _v (m)	M _v (t.m)	d _H (m)	M _H (t.m)
Évidement 1	$2*((0,7+1,7)*0,5)*(0,9+0,2/2)$	2,4	3,36	1,70	5,71	1,70	5,71
Évidement 2	$2*((1,7+0,7)*0,5)*1,4$	3,36	4,70	2,20	10,35	1,70	8,00
Évidement 3im	$2*((0,7+1,7)*0,5)*1,7$	4,08	5,71	3,75	21,42	1,70	9,71
Évidement 3n-im	$2*((0,7+1,7)*0,5)*0,3$	0,72	1,01	4,75	4,79	1,70	1,71
Total		10,56	14,8	2,86	42,27	1,70	25,13

VI.3.3. Actions appliquées au quai

Cette phase consiste à déterminer les différentes actions à considérer pour l'évaluation de la stabilité générale et détaillée du quai. L'analyse est menée selon deux situations de calcul : le cas statique et le cas dynamique.

Les sollicitations retenues dans le cadre de cette étude sont les suivantes :

- La poussée des terres ;
- La poussée due aux surcharges ;
- La poussée hydrostatique de marnage ;
- La poussée hydrodynamique ;
- L'effort d'amarrage ;
- L'effort dû au séisme.

VI.3.3.1. Poussée des terres

Cette poussée est calculée avec la méthode de « Coulomb » dont la formule générale est la suivante :

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

Avec :

- γ : Poids volumique des terres ;
- h : Hauteur du remblai ;
- K_{ca} : Le coefficient de poussée, calculé avec la formule de « Mononobe Okabe » :

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

Avec :

- $\varphi = 37^\circ$: Angle de frottement interne ;
- δ : Angle de frottement du sol sur l'écran :
 - Pour un frottement mur-sol : $\delta = \frac{2}{3}\varphi = 24,67^\circ$
 - Pour un frottement sol-sol : $\delta = \varphi = 37^\circ$
- λ : Angle de l'inclinaison de l'écran avec la verticale ;
- $\beta = 0$: Angle d'inclinaison du terre-plein avec l'horizontale ;
- $\theta = \tan^{-1}[\frac{K_h}{1 \pm K_v}]$; avec :
 - K_h : Accélération horizontale
 - K_v : Accélération verticale
 - $A = 0,3$: coefficient d'accélération de zone ;

La poussée des terres s'applique de 04 manières :

- De la côte 0.00 m à +1.50 m, sur un écran vertical de sol non immergé P_{a1} ;
- De la côte 0.00 m à -3.10 m, sur un écran vertical de sol immergé P_{a2} ;
- De la côte -3.10 m à -3.60 m, sur un écran vertical en béton et un sol immergé P_{a3} ;
- De la côte -3.60 m à -4.60 m, sur un écran incliné en béton et un sol immergé P_{a4} .

La force de poussée a deux composantes :

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

Avec : P_R : Résultante de la poussée des terres.

Tableau VI.10. Poussée des terres sur le quai à -4.00m (cas statique)

Cote	$\gamma(t/m^3)$	$\delta(^{\circ})$	$\lambda(^{\circ})$	$h(m)$	K_{ca}	$\sigma(t/m^2)$	$P_R(t)$	$P_{Rh}(t)$	$P_{Rv}(t)$
+1,50m à 0,00m	1,80	37,00	0,00	1,50	0,23	0,63	0,47	0,38	0,28
0,00m à -3,10m	1,10	37,00	0,00	3,10	0,23	1,41	3,16	2,52	1,9
-3,10m à -3,60m	1,10	24,67	0,00	0,50	0,29	1,57	0,75	0,68	0,31
-3,60m à -4,60m	1,10	24,67	-45,00	1,20	0,19	1,82	2,03	1,84	0,85

Tableau VI.11. Poussée des terres sur le quai à -4.00m (cas dynamique)

Cote	$\gamma(t/m^3)$	$\delta(^{\circ})$	$\lambda(^{\circ})$	$h(m)$	K_{ca}	$\sigma(t/m^2)$	$P_R(t)$	$P_{Rh}(t)$	$P_{Rv}(t)$
+1,50m à 0,00m	1,80	37,00	0,00	1,50	0,33	0,89	0,67	0,89	0,67
0,00m à -3,10m	1,10	37,00	0,00	3,10	0,33	2,02	4,51	3,60	2,71
-3,10m à -3,60m	1,10	24,67	0,00	0,50	0,40	2,24	1,07	0,97	0,45
-3,60m à -4,60m	1,10	24,67	-45,00	1,20	0,49	2,89	3,08	2,80	1,29

VI.3.3.2. Poussée due aux surcharges

On considère une surcharge de $q = 2 \text{ t/m}^2$. La poussée due aux surcharges est donnée par la formule suivante :

$$P_q = \sigma \times h$$

Avec :

- $\sigma = q \times K_q$: Contrainte due à la poussée due aux surcharges ;
- $K_q = \frac{K_{ca}}{\cos(\beta-\lambda)}$: Coefficient de poussée ;
- h : Hauteur du remblai

La poussée due aux surcharges s'applique comme suivant :

- De la côte +1.50m à -3.10m, sur un écran vertical P_{q1} ;
- De la côte -3.10m à -3.60m, sur un écran vertical en béton à partir P_{q2} ;
- De la côte -3.60m à -4.60 m, sur un écran incliné en béton à partir P_{q3} ;

Tableau VI.12. Poussée due aux surcharges sur le quai à -4.00m (cas statique)

Cote	$\delta(^{\circ})$	$\lambda(^{\circ})$	$h(m)$	K_{ca}	K_q	$\sigma(t/m^2)$	$P_q(t)$	$P_{qh}(t)$	$P_{qv}(t)$
+1,50m à -3,10m	37,00	0,00	4,60	0,23	0,23	0,46	2,12	1,69	1,28
-3,10m à -3,60m	24,67	0,00	0,50	0,29	0,29	0,58	0,29	0,26	0,12
-3,60m à -4,60m	24,67	-45,00	1,00	0,19	0,27	0,54	0,54	0,49	0,23

Tableau VI.13. Poussée due aux surcharges sur le quai à -4.00m (cas dynamique)

Cote	$\delta(^{\circ})$	$\lambda(^{\circ})$	$h(m)$	K_{ca}	K_q	$\sigma(t/m^2)$	$P_q(t)$	$P_{qh}(t)$	$P_{qv}(t)$
+1,50m à -3,10m	37,00	0,00	4,60	0,33	0,33	0,66	3,31	2,64	2,00
-3,10m à -3,60m	24,67	0,00	0,50	0,40	0,40	0,42	0,43	0,39	0,18
-3,60m à -4,60m	24,67	-45,00	1,00	0,49	0,69	0,21	1,50	1,36	0,63

VI.3.3.3. Poussée hydrostatique de marnage

Le marnage correspond à la différence de niveau d'eau observée entre une basse mer et une haute mer au cours d'un cycle de marée. Même s'il demeure faible dans notre cas d'étude, il est néanmoins pris en compte dans les calculs afin d'assurer une évaluation complète des conditions hydrauliques.

La poussée s'applique de 2 manières différentes :

- De la côte +0.40m à 0.00m, la distribution de la poussée est triangulaire P_{m1} ;
- De la côte 0.00m à 4.60m, la distribution de la poussée est rectangulaire P_{m2} .

La poussée est donnée par les formules suivantes :

$$P_m = \frac{1}{2} \times \sigma \times h \text{ (distribution triangulaire)}$$

$$P_m = \sigma \times h \text{ (distribution rectangulaire)}$$

Avec :

- $\sigma = \gamma_w \times e$: Contrainte due au marnage ;
 - $\gamma_w = 1,028 \text{ t/m}^3$ (Masse volumique de l'eau) ;
 - $e = 0,4\text{m}$ (Marnage)
- h : Hauteur sur laquelle s'applique le marnage.

Tableau VI.14. Poussée hydrostatique de marnage sur le quai à -4.00m

Côte	$\sigma \text{ (t/m}^2\text{)}$	$h\text{(m)}$	$P_m \text{ (t/m)}$
0,40m à 0,00m	0,41	0,4	0,08
0,00m à 4,60m	0,41	4,6	1,89

VI.3.3.4. Poussée hydrodynamique

Elle est donnée par la formule suivante :

$$P_h = 0,9917 \times K_h \times \gamma_w \times h^2$$

Avec :

- Le bras de levier de la poussée est $Z = 0,40 \text{ h}$ à partir du fond marin
- h : La profondeur au pied du bloc
- $K_h = 0,3$: Accélération horizontale

$$P_h = 0,9917 \times 0,3 \times 1,028 \times 4^2$$

$$P_h = 4,89 \text{ t/m}$$

VI.3.3.5. Effort d'amarrage

Pour les quais en blocs l'effort d'amarrage est appliqué à +0.30 m au-dessus du niveau supérieur du quai (+1.50), le moment dû à l'effort d'amarrage est :

$$M = F \times (h + 1.5 + 0.30)$$

Dans notre cas, la force exercée sur le bollard vaut $F = 1 \text{ t/ml}$

VI.3.4.6. Effort dû au séisme

Tableau VI.15. Valeurs des caractéristiques géométriques du quai à -4.00m par mètre linéaire

Élément	P (t)	d _v (m)	M _v (t.m)	d _H (m)	M _H (t.m)
Bloc type 1	5,80	0,76	4,41	2,07	12,01
Bloc type 2	3,92	2,20	8,62	1,91	7,49
Bloc type 3	6,08	4,10	24,93	1,65	10,03
Couronnement	4,54	5,42	24,61	1,21	5,49
Remblai au-dessus du bloc type 1	4,03	3,95	15,92	3,60	14,51
Remblai au-dessus du bloc type 2	1,23	4,58	5,63	3,10	3,81
Remblai au-dessus du couronnement	1,82	5,65	10,28	2,08	3,79
Évidemment 1	1,12	1,70	1,90	1,70	1,90
Évidemment 2	1,57	2,24	3,52	1,70	2,67
Évidemment 3	2,24	3,90	8,74	1,70	3,81
Total	32,35	3,37	108,56	2,21	65,51

$$SI = P \times K_h$$

Avec :

- P : Poids propre du quai par mètre linéaire
- K_h : Accélération horizontale

$$SI = 32,35 \times 0,3 = 9,71 \text{ t/ml}$$

VI.3.5. Vérification de la stabilité du quai à -4m

Il est indispensable d'évaluer la stabilité de l'ouvrage en considérant les principaux modes de rupture possibles, notamment :

- le renversement ;
- le glissement ;
- le poinçonnement (capacité portante du sol) ;
- Glissement circulaire.

Tableau VI.16. Valeurs des coefficients de sécurité

	Cas statique	Cas dynamique
Stabilité au renversement $F_r = \frac{M_S}{M_R}$	$\geq 1,5$	$\geq 1,1$
Stabilité au glissement $F_g = \frac{P_V}{P_H} \times \tan \varphi$	$\geq 1,5$	$\geq 1,1$
Stabilité au poinçonnement $F_p = \frac{\sigma_{sol,assie}}{\sigma_v}$	$\geq 3,0$	$\geq 2,0$

Avec :

- F_r : Facteur de sécurité vis-à-vis du renversement ;
- F_g : Facteur de sécurité vis-à-vis du glissement ;
- F_p : Facteur de sécurité vis-à-vis du poinçonnement ;
- P_H : Résultante des forces horizontales appliquée sur le quai ;
- P_V : Résultante des forces verticales appliquée sur le quai ;
- M_S : Moment stabilisant du quai ;
- M_R : Moment renversant du quai ;
- $\varphi = 37^\circ$: Angle de frottement interne ;
- $\sigma_{sol,assie}$: Contrainte limite supportée par le sol de fondation ou l'assise en enrochement
- σ_v : Contrainte imposée par les blocs du quai.

VI.3.5.1. Cas statique

Combinaison de charge est : **G + 1,5Q**

Tableau VI.17. Efforts appliqués sur le quai à -4.00m (cas statique)

Charges			$P_V(t/ml)$	$d_H(m)$	$M_S(t.m/ml)$	$P_H(t/ml)$	$d_V(m)$	$M_R(t.m/ml)$
Charges permanentes "G"	Poids propre	P	32,35	2,21	71,49	0,00	0,00	0,00
	Poussée des terres	P_{a1}	0,28	3,95	1,11	0,38	5,10	1,94
		P_{a2}	1,9	3,95	7,51	2,52	2,82	7,11
		P_{a3}	0,31	3,95	1,22	0,68	1,45	0,99
		P_{a4}	0,85	3,45	2,93	1,84	0,50	0,92
	Marnage	P_{m1}	0,00	0,00	0,00	0,08	4,73	0,38
		P_{m2}	0,00	0,00	0,00	1,89	2,30	4,35
	Total G		34,61		84,26	7,39		15,69
Charges d'exploitation "Q"	Poussée due aux surcharges	P_{q1}	1,69	3,95	6,68	1,28	3,80	4,86
		P_{q2}	0,26	3,95	0,79	0,12	1,25	0,15
		P_{q3}	0,49	3,45	1,69	0,23	0,50	0,12
	Amarrage	P_b	0,00	0,00	0,00	1,00	6,40	6,40
	Total Q		2,44		9,16	2,63		11,53
Combinaison	G+1,5Q		38,33		98,00	11,36		32,99

a. Stabilité au glissement

$$F_g = \frac{38,33}{11,36} \times \tan 37$$

$$F_g = 2,54 \geq 1,5 \text{ vérifiée}$$

b. Stabilité au renversement

$$F_r = \frac{98}{32,99}$$

$$F_r = 2,97 \geq 1,5 \text{ vérifiée}$$

c. Stabilité au poinçonnement

La capacité portante est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{sol,assie} = \frac{1}{2} \times \gamma' \times B' \times N_\gamma \times i_\gamma + \gamma' \times D \times N_q \times i_q$$

Avec :

- γ' : Poids volumique des terres déjaugé ;
- $B' = 2e$, e : Excentricité de la résultante
- N_γ, N_q : Facteurs de portance
- D : profondeur d'ancrage ;
- $i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\varphi}\right)^2$, $i_q = \left(1 - \frac{2\delta}{\pi}\right)^2$: Facteurs d'inclusion ;
 - φ : Angle de frottement interne
 - $\delta = \tan^{-1} \left(\frac{P_h}{P_v}\right)$: Inclinaison de la résultante ;

La contrainte imposée par le quai est donnée par :

$$\sigma_v = \frac{P_v}{B'}$$

Capacité portante de l'assise en enrochement (-4.60m) :

$$e = \frac{98 - 32,99}{38,33} = 1,70m$$

$$B' = 2 \times 1,70 = 3,40m$$

$$\sigma_v = \frac{38,33}{3,40} = 11,27 \text{ t/m}^2$$

$$F_p = \frac{60}{11,27} = 5,32 \geq 3 ; \text{ la stabilité au poinçonnement est vérifiée ;}$$

Capacité portante du sol de fondation (-5.30m) :

Le poids de l'assise en enrochement est calculé en utilisant les formules suivantes :

$$P'_v = P_v + \gamma' \times h$$

Avec :

- $h = 0,8\text{m}$: Hauteur de l'assise en enrochement (diffusion de la charge) ;
- $B = B' + 2 \times h \times \tan \varphi$: Base de l'assise en enrochement (diffusion de la charge).

Tableau VI.19. Capacité portante du sol de fondation du quai à -4.00m (cas statique)

φ (°)	B (m)	N_γ	N_q	i_q	i_γ	δ (°)	D (m)	P'_v (t/m ²)	σ_v (t/m ²)	σ_{sol} (t/m ²)
35,00	4,52	48	33,30	0,61	0,19	19,88	1,4	39,21	8,67	53,95

$$F_p = 6,22 \geq 3 : \text{vérifiée}$$

VI.3.5.2. Cas dynamique

La combinaison de charge est : $G + 1,5Q + SI$

Tableau VI.20. Efforts appliqués sur le quai à -4.00m (cas dynamique)

Charges			$P_V(t/ml)$	$d_H(m)$	$M_S(t.m/ml)$	$P_H(t/ml)$	$d_V(m)$	$M_R(t.m/ml)$
Charges permanentes "G"	Poids propre	P	32,35	2,21	71,49	0,00	0,00	0,00
	Poussée des terres	P_{a1}	0,89	3,95	3,52	0,67	5,10	3,42
		P_{a2}	3,60	3,95	14,22	2,71	2,82	7,64
		P_{a3}	0,97	3,95	3,83	0,45	1,45	0,65
		P_{a4}	2,80	3,45	9,66	1,29	0,50	0,66
	P. Hydrodyn	P_h	0,00	0,00	0,00	4,89	1,6	7,82
	Total G		40,61		102,72	10,01		20,19
Charges d'exploitation "Q"	Poussée due aux surcharges	P_{q1}	2,64	3,95	10,43	2,00	3,80	7,60
		P_{q2}	0,39	3,95	1,54	0,18	1,25	0,23
		P_{q3}	1,36	3,45	4,69	0,63	0,50	0,32
	Amarrage	P_b	0,00	0,00	0,00	1,00	6,40	6,40
	Total Q		4,39		16,66	3,81		14,55
Force sismique			0,00	0,00	0,00	9,71	3,37	32,72
Combinaison	G+1,5Q+SI		47,20		127,71	25,44		74,74

a. Stabilité au glissement

$$F_g = \frac{47,20}{25,44} \times \tan 37$$

$$F_g = 1,4 \geq 1,1 \text{ vérifiée}$$

b. Stabilité au renversement

$$F_r = \frac{127,71}{74,74}$$

$$F_r = 1,71 \geq 1,1 \text{ vérifiée}$$

c. Stabilité au poinçonnement

Capacité portante de l'assise en enrochement (-4.60m) :

$$e = \frac{127,71 - 74,74}{47,20} = 1,12m$$

$$B' = 2 \times 1,12 = 2,24m$$

$$\sigma_v = \frac{47,20}{2,24} = 21,07 \text{ t/m}^2$$

$$F_p = \frac{60}{21,07} = 2,85 \geq 2 ; \text{ la stabilité au poinçonnement est vérifiée ;}$$

Capacité portante du sol de fondation (-5.30m) :

φ (°)	B (m)	N_γ	N_q	i_q	i_γ	δ (°)	D (m)	P'_v (t/m ²)	σ_v (t/m ²)	σ_{sol} (t/m ²)
35,00	3,36	48	33,30	0,61	0,19	19,88	1,4	48,08	14,31	48,14

$$F_p = 3,36 \geq 3 : \text{ vérifiée}$$

VI.3.5.3. Vérification au glissement circulaire

J'ai étudié la stabilité du glissement en cercle à l'aide du logiciel TALREN V5 en coefficients partiels. Le facteur de sécurité considéré doit donc valoir au moins 1.

	Cas statique	Cas dynamique
Coefficient obtenue	1.42	1.02
Vérification	Verifié	Verifié

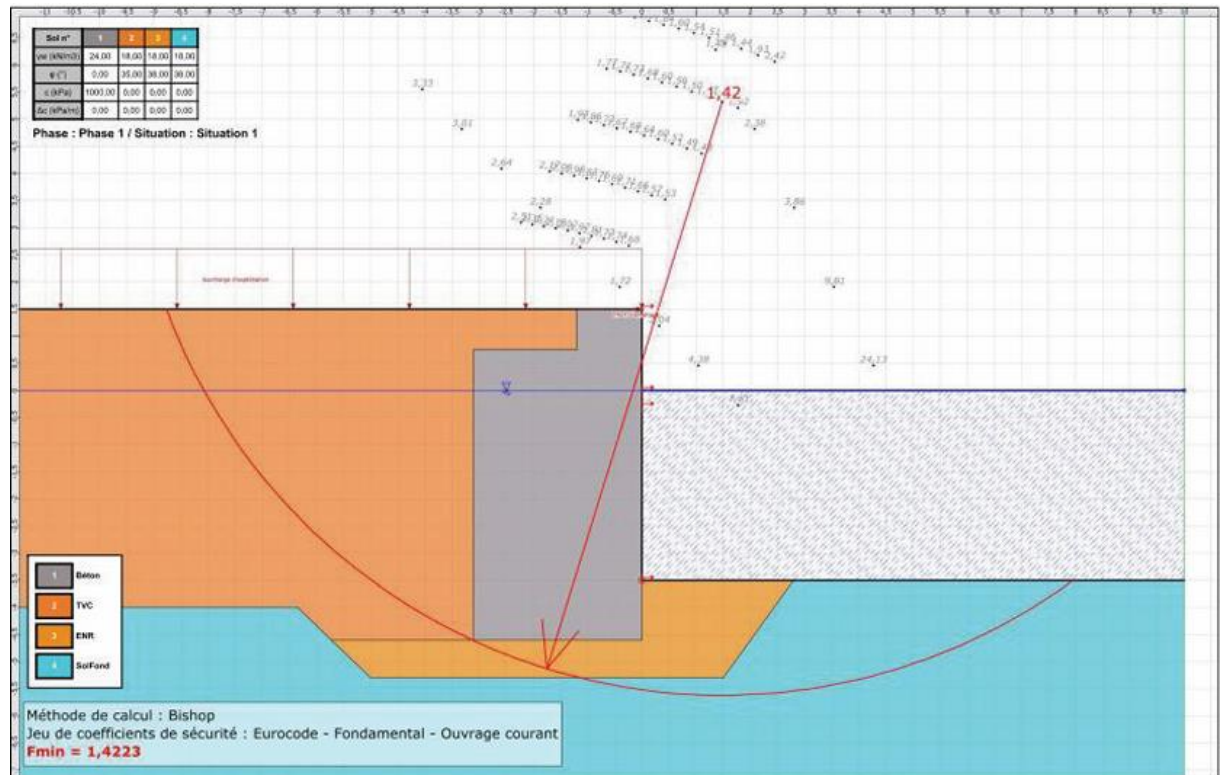


Figure VI.2. Vérification du glissement circulaire cas statique (quai 4.00m)

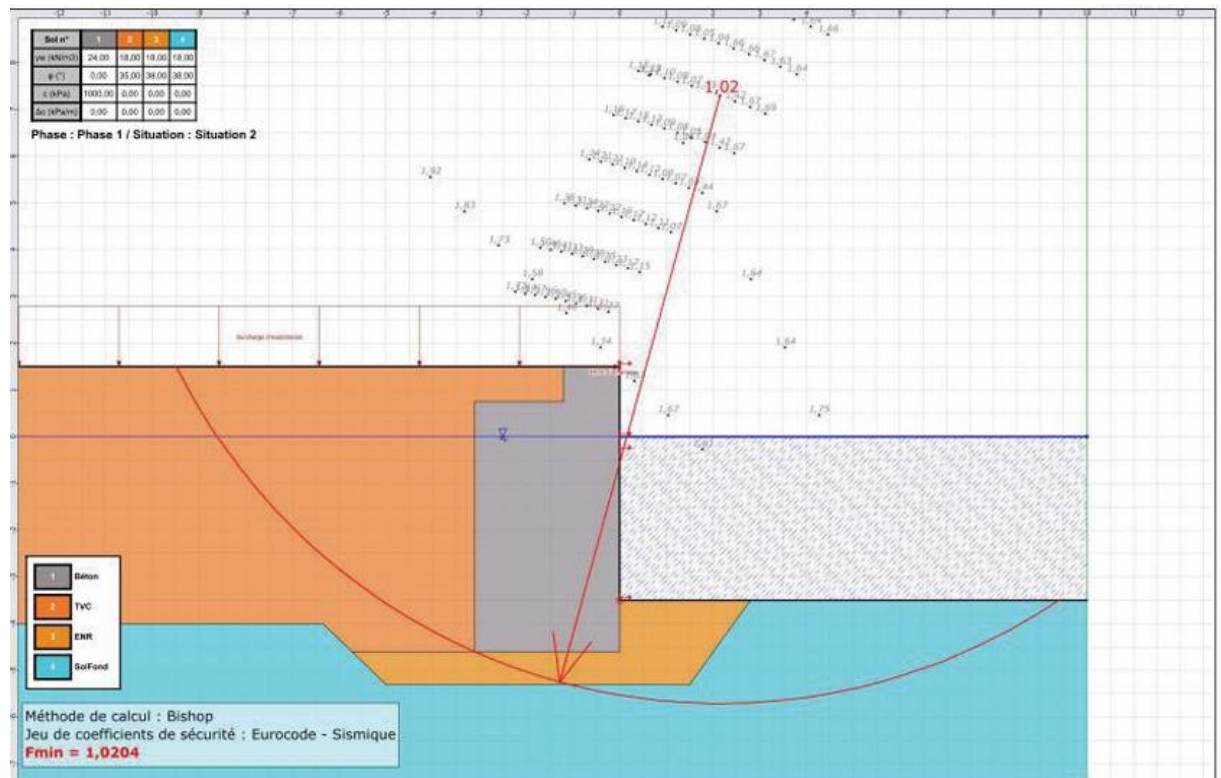


Figure VI.3. Vérification du glissement circulaire cas dynamique (quai 4.00m)

VI.3.6. Stabilité partielle

La stabilité partielle comporte :

- La vérification de la stabilité du couronnement avec le bloc type 3 ;
- La vérification de la stabilité du couronnement avec le bloc type 3, bloc type 2.

VI.3.6.1. Stabilité partiel 1 (Blocs3 et la poutre de couronnement)

Tableau VI.25. Efforts appliqués sur le couronnement et le bloc 3 du quai à -4.00m (cas statique)

Charges			$P_V(t/ml)$	$d_H(m)$	$M_S(t.m/ml)$	$P_H(t/ml)$	$d_V(m)$	$M_R(t.m/ml)$
Charges permanentes "G"	Poids propre	P	14,68	1,48	21,73	0,00	0,00	0,00
	Poussée des terres	P_{a1}	0,28	3,00	0,48	0,38	2,20	0,40
		P_{a2}	0,57	3,00	1,71	0,51	0,77	0,39
	Marnage	P_{m1}	0,00	0,00	0,00	0,08	1,83	0,15
		P_{m2}	0,00	0,00	0,00	0,7	0,85	0,60
	Total G		15,53		23,92	1,67		1,54
Charges d'exploitation "Q"	Surcharges	P_{q1}	1,02	2,95	3,00	1,69	1,60	2,07
	Amarrage	P_b	0,00	0,00	0,00	1,00	3,10	3,10
	Total Q		1,02		3,00	2,69		5,17
Combinaison	G+1,5Q		17,06		28,42	5,93		7,72

a. Stabilité au glissement

$$F_g = \frac{17,06}{5,93} \times \tan 37$$

$$F_g = 2,17 \geq 1,1 \text{ vérifiée}$$

b. Stabilité au renversement

$$F_r = \frac{28,42}{7,72}$$

$$F_r = 3,68 \geq 1,1 \text{ vérifiée}$$

Tableau VI.26. Efforts appliqués sur le couronnement du quai à -4.00m (cas dynamique)

Charges			$P_V(t/ml)$	$d_H(m)$	$M_S(t.m/ml)$	$P_H(t/ml)$	$d_V(m)$	$M_R(t.m/ml)$
Charges permanentes "G"	Poids propre	P	14,68	1,48	21,73	0,00	0,00	0,00
	Poussée des terres	P_{a1}	0,89	2,95	2.63	0,67	2,2	1,47
		P_{a2}	0,61	2,95	1,80	0,62	0,77	0,48
	P. Hydrodyn	P_h	0,00	0,00	0,00	0,95	0,68	0,65
	Total G		16,18		26,16	2,24		2,6
Charges d'exploitation "Q"	Surcharges	P_{q1}	0,45	2,95	1,33	0,64	1,60	1,02
	Amarrage	P_b	0,00	0,00	0,00	1,00	3,10	3,10
	Total Q		0,45		1,33	1,64		4,12
Force sismique			0,00	0,00	0,00	4,40	1,40	6,16
Combinaison	G+1,5Q+SI		16,86		28,16	9.10		14,94

a. Stabilité au glissement

$$F_g = \frac{16,86}{9,1} \times \tan 37$$

$$F_g = 1,40 \geq 1,1 \text{ vérifiée}$$

b. Stabilité au renversement

$$F_r = \frac{28,16}{14,94}$$

$$F_r = 1,88 \geq 1,1 \text{ vérifiée}$$

VI.3,6.2. Stabilité partiel 2 (Blocs2 et Blocs3 ainsi que la poutre de couronnement)

Tableau VI.27. Efforts appliqués sur le couronnement, le bloc 3 et 2 du quai à -4.00m (cas statique)

Charges			$P_V(t/ml)$	$d_H(m)$	$M_S(t.m/ml)$	$P_H(t/ml)$	$d_V(m)$	$M_R(t.m/ml)$
Charges permanentes "G"	Poids propre	P	22,21	1,48	32,87	0,00	0,00	0,00
	Poussée des terres	P_{a1}	0,28	3,00	0,84	0,38	2,20	0,84
		P_{a2}	1,59	3,00	4,77	2,51	0,77	1,93
	Marnage	P_{m1}	0,00	0,00	0,00	0,08	1,83	0,15
		P_{m2}	0,00	0,00	0,00	0,37	0,85	0,31
	Total G		24,08		28,48	3,34		3,23
Charges d'exploitation "Q"	Surcharges	P_{q1}	1,45	2,95	4,28	2,46	1,60	3,94
	Amarrage	P_b	0,00	0,00	0,00	1,00	3,10	3,10
	Total Q		1,45		4,28	3,64		7,04
Combinaison	G+1,5Q		26,26		34,90	8,80		13,79

a. Stabilité au glissement

$$F_g = \frac{26,26}{8,8} \times \tan 37$$

$$F_g = 2,25 \geq 1,1 \text{ vérifiée}$$

b. Stabilité au renversement

$$F_r = \frac{34,9}{13,79}$$

$$F_r = 2,53 \geq 1,1 \text{ vérifiée}$$

Tableau VI.28. Efforts appliqués sur le couronnement, le bloc 3 et 2 du quai à -4.00m (cas dynamique)

Charges			$P_V(t/ml)$	$d_H(m)$	$M_S(t.m/ml)$	$P_H(t/ml)$	$d_V(m)$	$M_R(t.m/ml)$
Charges permanentes "G"	Poids propre	P	22,21	1,48	32,87	0,00	0,00	0,00
	Poussée des terres	P_{a1}	0,89	2,95	2.63	0,67	2,2	1,47
		P_{a2}	1,88	2,95	5,55	3,62	0,77	2,79
	P. Hydrodyn	P_h	0,00	0,00	0,00	1,65	0,68	1,12
	Total G		24,98		41,05	5,94		5,38
Charges d'exploitation "Q"	Surcharges	P_{q1}	1,35	2,95	3,98	1,64	1,60	2,62
	Amarrage	P_b	0,00	0,00	0,00	1,00	3,10	3,10
	Total Q		1,35		3,98	2,64		5,72
Force sismique			0,00	0,00	0,00	4,90	1,40	6,86
Combinaison	G+1,5Q+SI		27,01		47,02	14,80		20,82

a. Stabilité au glissement

$$F_g = \frac{27,01}{14,8} \times \tan 37$$

$$F_g = 1,38 \geq 1,1 \text{ vérifiée}$$

b. Stabilité au renversement

$$F_r = \frac{47,02}{20,82}$$

$$F_r = 2,26 \geq 1,1 \text{ vérifiée}$$

VI.3.7. Étude du couronnement

La poutre de couronnement est une poutre en béton armé coulée sur place au sommet du mur de quai. Elle assure la liaison entre les piles de blocs et supporte les équipements d'amarrage, comme les bollards. Elle doit être suffisamment rigide pour résister aux efforts verticaux et horizontaux. Dans notre cas, les poutres ont une longueur de $l = 12$ sont séparées par des joints afin de limiter les effets du retrait et du fluage.

VI.3.7.1. Action et sollicitations de la poutre de couronnement

VI.3.7.1.1. Efforts horizontaux

L'effort agissant horizontalement sur la poutre de couronnement est l'effort d'amarrage sur les bollards espacés de 6m. L'effort agissant sur le bollard est de $F_b = 10t$.

$$q = \frac{2 \times F_b}{l} = 1.7 t/m$$

$$M_{max} = 7.65 t.m$$

$$T_{max} = 5 t$$

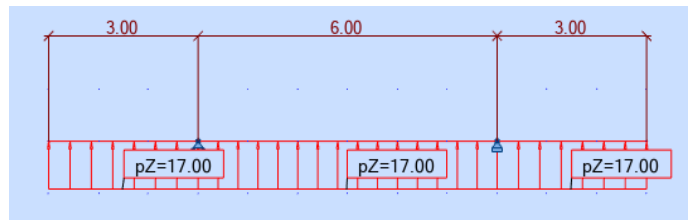


Figure VI.2. Schéma statique du couronnement du quai à -4.00m

VI.3.7.1.2. Efforts verticaux

- Poids propre de la poutre : $G_1 = 4.54 t/ml$
- Poids du remblai au-dessus : $G_2 = 1.82 t/ml$
- La charge du chariot élévateur : $Q = 12.5 t$

VI.3.7.1.2.1. Cas de charge

Les cas de charge les plus défavorables sont :

- 1er cas : Tassement d'une pile au niveau du joint ;
- 2ème cas : Tassement d'une pile au droit du joint ;
- 3ème cas : Tassement d'une pile entre les joints.

i. 1er cas

On considère que la poutre est encastree d'un côté et libre de l'autre côté (console).

i.a. Sous la charge du poids propre

$$M_{max} = -7.16 t.m$$

$$T_{max} = 9.54 t$$

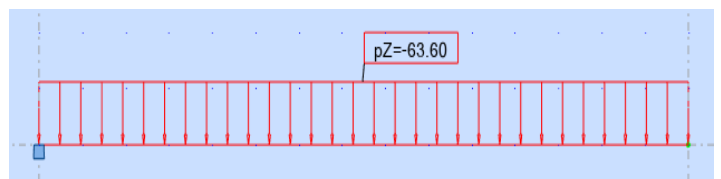


Figure VI.3. Schéma statique 1 du couronnement du quai à -4.00m (1er cas)

i.b. Sous la charge du chariot élévateur

$$M_{max} = -18.75 \text{ t}$$

$$T_{max} = Q = 12.5 \text{ T}$$



Figure VI.4. Schéma statique 2 du couronnement du quai à -4.00m

ii. 2ème cas

On considère que la poutre est encastree d'un côté et simplement appuyée de l'autre côté.

ii.a. Sous la charge du poids propre

$$M_{appui} = -7.16 \text{ t.m}$$

$$M_{travée} = 4.02 \text{ t.m}$$

$$R_A = T_A = \frac{5 \times G \times L}{8} = 11.93 \text{ t}$$

$$R_B = T_B = \frac{3 \times G \times L}{8} = 7.16 \text{ t}$$

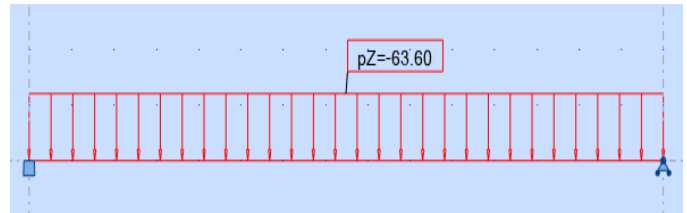


Figure VI.5. Schéma statique 1 du couronnement du quai à -4.00m

ii.b. Sous la charge du chariot élévateur

La position critique créant un moment maximal à l'encastrement est donnée par la condition suivante :

$$b = \frac{L}{\sqrt{3}} = 1.73 \text{ m};$$

$$a = 1.27 \text{ m}$$

Donc :

$$M_{appui} = -\frac{Q \times a \times b \times (a + 2 \times b)}{2 \times L^2}$$

$$M_{appui} = -7.22 \text{ t.m}$$

$$M_{travée} = \frac{Q \times a^2 \times b \times (2 \times a + 3 \times b)}{2 \times L^2}$$

$$M_{travée} = 5 \text{ t.m}$$

$$R_A = T_A = 9.62 \text{ t} \quad ; \quad R_B = T_B = 2.88 \text{ t}$$

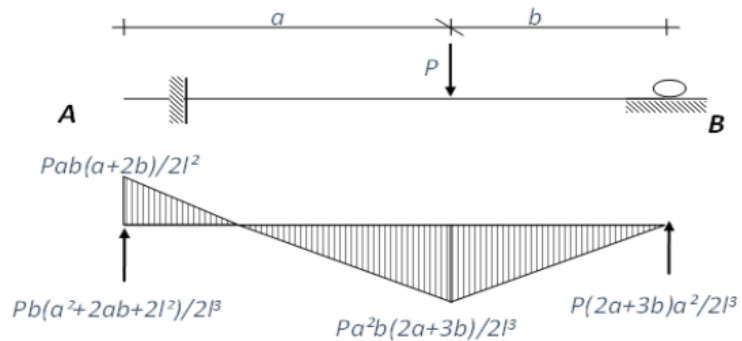


Figure VI.6. Schéma statique 2 du couronnement du quai à -4.00m (2ème cas)

La position critique créant un moment maximal à l'encastrement est donnée par la condition suivante :

$$a = \frac{L}{2} \times (3 - \sqrt{3}) = 1.9 \text{ m} ; \quad b = 1.1 \text{ m}$$

$$M_{appui} = -5.94 \text{ t.m}$$

$$M_{travée} = 6.53 \text{ t.m}$$

$$R_A = T_A = 6.55 \text{ t}$$

$$R_B = T_B = 5.94 \text{ t}$$

iii. 3ème cas

On considère que la poutre est encastree des deux côtés .

iii.a. Sous la charge du poids propre

$$M_A = M_B = -4.77 \text{ t.m}$$

$$M_{mi-travée} = 2.38 \text{ t.m}$$

$$R_A = T_A = R_B = T_B = 9.54 \text{ t}$$

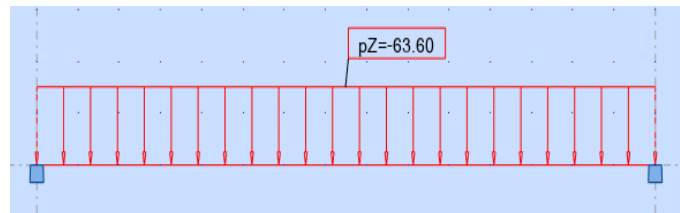


Figure VI.7. Schéma statique 1 du couronnement du quai à -4.00m (3ème cas)

iii.b. Sous la charge du chariot élévateur

$$M_A = M_B = -4.98 \text{ t.m}$$

$$M_{mi-travée} = 4.65 \text{ t.m}$$

$$R_A = T_A = R_B = T_B = 6.25 \text{ t}$$

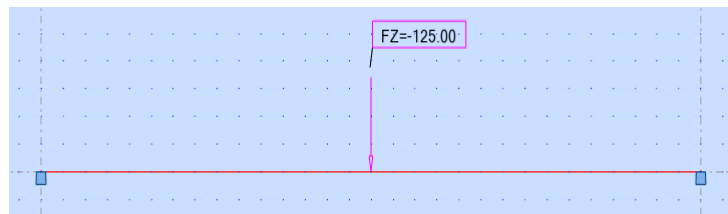


Figure VI.8. Schéma statique 2 du couronnement du quai à -4.00m (3ème cas)

VI.3.7.2. Combinaisons de charge

La poutre de couronnement est ferraillee à l'ELS, en fissuration très préjudiciable (milieu marin très agressif). La vérification de l'effort tranchant est faite à l'ELU. Les combinaisons prises en compte sont celles du BAEL99 :

- $G + Q$ (ELS) ;
- $1.35G + 1.5Q$ (ELU).

Tableau VI.37. Combinaisons de charge du couronnement du quai à -4.00 m

Efforts		Cas défavorable	$M_{max} (t.m)$	$T_{max} (t)$
Horizontaux		/	7.65	5
Verticaux	Appuis	1	-25.91	31.63
	Travée	2	10.55	

VI.3.7.3. Ferrailage

La note de calcul est présentée en Annexe C

Tableau VI.30. Armatures longitudinales du couronnement du quai à -4.00 m

Charges	Section de béton			Nappe supérieure (cm^2)	A_s	Nappe inférieure (cm^2)
	$b(m)$	$h(m)$	A_s	Choix		Choix
Verticales	1.30	1.00	17.6	$4HA14 + 4HA20 = 18.72$	12.4	$5HA12 + 5HA14 = 13.35$
Horizontales	1.00	1.30	12.5	$5HA12 + 5HA14 = 13.35$	12.5	$5HA12 + 5HA14 = 13.35$

Tableau VI.31. Armatures transversales du couronnement du quai à -4.00 m

Charges	Section de béton			Section d'acier	
	$b(m)$	$h(m)$	$A_t(cm^2)$	Choix	$S_t(cm)$
Verticales	1.00	1.00	1.6	Cadres : 2Ø10	12.10
Horizontales	1.00	1.00	1.6	Cadres : 2Ø10	15.70

VI.4. ÉTUDE DES APPONTEMENTS FLOTTANTS

L'appontement est une plate-forme destinée à permettre l'amarrage des navires et c'est un lieu d'embarquement et de débarquement.



Figure VI.9. Vue générale d'un appontement flottant dans un port de plaisance.

VI.4.1. Élément constituant l'appontement

Un appontement flottant est constitué d'une structure porteuse en alliage d'aluminium reposant sur des flotteurs en béton et en polyéthylène. Les bollards disposés sont des taquets type I avec un tir nominal supporté de 4 t . Les châssis sont réalisés en alliage d'aluminium. L'accès aux jetées s'effectue au moyen de passerelles.

VI.4.2. Calculs de la flottabilité

Les calculs détaillés de flottabilité, de stabilité, de l'angle d'agitation ainsi que du poids propre sont présentés en Annexe D.

VI.4.2.1. Calcul de la capacité totale de charge

$$N \times v \times \gamma_w = 4 \times 4.124 \times 1028 = 16958 \text{ Kg}$$

$$\frac{16958}{3 \times 12} = 471,06 \text{ Kg/m}^2$$

Avec :

- Nombre de flotteurs : $N = 4$
- Longueur de l'appontement : $L = 12 \text{ m}$
- Largeur de l'appontement : $l = 3 \text{ m}$
- Volume d'un flotteur : $v = 4,124 \text{ m}^3$
- Masse volumique de l'eau de mer : $\gamma_w = 1028 \text{ Kg/m}^3$

VI.4.2.2. Calcule de la hauteur totale de l'appontement

- Hauteur totale : $H = H(\text{Flotteurs}) + H(\text{Structure})$
- Hauteur de la section submergée : $h = \frac{P_p \times 10^3}{L \times l \times N \times \rho}$
- Calcul du franc-bord : Hauteur totale – Hauteur submergée (dans les deux cas).

Avec :

- P_p : poids propre de toute la structure (kg), (+ 150 kg/m² dans le cas chargé).

Vérification selon le "Guidelines for Marina Berthing Facilities" (California Department of Boating and Waterways, 2005) :

$$\begin{aligned} 356 \text{ mm} &< \text{Franc-bord}_{\text{vide}} < 609 \text{ mm} \\ \text{Franc-bord}_{\text{chargé}} &> 254 \text{ mm} \end{aligned}$$

- **Application numérique :**

$$H = 650 + 192 = 842 \text{ mm}$$

$$h_{\text{vide}} = \frac{7029.4 \times 10^3}{2.7 \times 2.35 \times 4 \times 1026} = 270 \text{ mm}$$

$$h_{\text{chargé}} = \frac{(7029.4 + 150 \times 32.2) \times 10^3}{2.7 \times 2.35 \times 4 \times 1026} = 455 \text{ mm}$$

$$\text{Franc-bord}_{\text{vide}} = 842 - 270 = 572 \text{ mm}$$

$$\text{Franc-bord}_{\text{chargé}} = 842 - 455 = 387 \text{ mm}$$

Les valeurs exigée par le Guideline sont vérifiées.

VI.4.2.3. Étude de la stabilité

Un corps flottant est stable en rotation si son bras de stabilité $d = e - u > 0$ pour une surcharge de 100 kg/m², tels que :

- e : distance du métacentre au centre de flottation $e = \frac{I}{D}$
- I : inertie de l'appontement ;
- D : volume d'eau déplacé $D = \frac{\text{Poids total de l'appontement chargé}}{\gamma_w}$
- u : distance du centre de gravité au centre de flottation $u = a - b$
- a : distance du centre de gravité à partir de la base ;
- b : distance du centre de flottation à partir de la base.

Les détails du calcul du centre de gravité sont présentés dans l'Annexe D, tableau D.3. Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.32. Stabilité de l'appontement flottant

$I(m^4)$	$P_t(Kg)$	$D(m^3)$	$e(m)$	$a(m)$	$b(m)$	$u(m)$	$d(m)$
15.41	8829.40	8.58	1.80	0.68	0.23	0.45	$1.35 > 0$ vérifiée

VI.4.2.4. Calcul de l'angle d'agitation

Selon les recommandations du ROM 5.1-99, l'angle d'agitation maximal doit être inférieur à 8° . Il est déduit à la limite de stabilité lorsque :

$$M_s = M$$

où :

M_s : Moment de renversement induit par la surcharge d'exploitation par rapport à l'axe d'inertie. Il s'agit du moment créé par les forces qui tendent à faire basculer le corps.

$$M_s = \cos \alpha \times \frac{l}{4} \times f$$

Avec :

- f : poids de la surcharge
- l : la largeur de l'appontement

M : Moment métacentre : point d'intersection de l'axe longitudinal de l'appontement et de la verticale passant par le centre de poussée lorsque l'appontement est incliné.

$$M = \sin \alpha \times GM \times F$$

Avec :

- GM : Distance entre G et M
- F : poids du corps

$$\sin \alpha \times GM \times F = \cos \alpha \times \frac{l}{4} \times f$$

$$\tan \alpha = \frac{\frac{l}{4} \times f}{GM \times F}$$

$$\tan \alpha = \frac{\frac{3}{4} \times 1800}{1.38 \times 8829.4} = 0.11$$

$$\alpha = 6.32^\circ < 8^\circ \text{ Verifié}$$

Tableau VI.33. Récapitulatif des résultats du calcul de stabilité

Franc bord vide	Franc bord chargé	Bras de stabilité	Angle d'agitation
572 mm	387 mm	1.38 m	6.32°

VI.4.3. Calcul du dispositif d'ancrage

Le dispositif d'ancrage est constitué de corps morts. Ce sont des blocs massifs en béton armé ancrés aux $\frac{2}{3}$ de leur hauteur et reliés entre eux par des chaînes métalliques.

Le dimensionnement est réalisé pour une agitation de 30 cm et pour des embarcations de longueur comprise entre 15 m et 22 m, avec un tirant d'eau variant de 1,2 m à 2,5 m.

Pour le calcul, on considère : $L = 20\text{ m}$; $l = 6.22\text{ m}$; $T = 2.5\text{ m}$ (caractéristiques du navire de projet) .



Figure VI.10. Dispositif d'ancrage par corps morts en béton pour l'amarrage des navires

VI.4.3.1. Calcul de l'effort vertical

$$F = D \times K \times \sin i$$

Avec :

- K : coefficient de masse virtuelle, compris entre 1,3 et 2 ;
- D : déplacement du navire ;
- i : angle maximum de la pente superficielle.

$$F = 20 \times 6.22 \times 2.5 \times 0.4 \times 1.028 \times \sin(3) = 9.37\text{ t}$$

L'effort vertical revenant à une aussière est de :

$$F_a = \frac{F}{2}$$
$$F_a = \frac{9.37}{2} = 4.69 \text{ t}$$

VI.4.3.2. Calcul du poids de bloc

Chaque corps mort reprend 2 embarcations avec une majoration de 20% :

$$W = F_a \times 2 \times 1.2 = 4.69 \times 2 \times 1.2 = 11.26 \text{ t}$$

Le volume sous l'eau est :

$$V = \frac{W}{\gamma'} = \frac{11.26}{1.5} = 7.5 \text{ m}^3$$

On choisit les dimensions suivantes $(2.5 \times 2.5 \times 1.2) = 7.5 \text{ m}^3$. Le poids sous l'eau est

$W = 11.26 \text{ t}$, le poids à sec est $W_s = 18.75 \text{ t}$.

Les blocs seront ancrés à une profondeur de $(2/3) H$, donc la profondeur est de 0.8 m.

- Vérification vis-à-vis au glissement du bloc :

Pour que le bloc résiste au glissement, il faut que la relation suivante soit vérifiée :

$$H = V \times \tan(\alpha) < (W \times \beta) + (0.5 \times K_p \times 1.1 \times h^2)$$

Avec :

- H : effort horizontal de glissement ;
- α : angle d'inclinaison de l'amarre aussière
- β : coefficient de frottement = 0.6
- K_p : coefficient de butée, pour $\varphi_{sol} = 35^\circ$ on a $K_p = 3.7$
- h : hauteur du bloc = 1.2 m

Application numérique

$$9.37 \times \tan 38 = 7.32 \text{ t} < (11.26 \times 0.6) + (0.5 \times 3.7 \times 1.1 \times 1.2^2) = 9.69 \text{ t}$$

Alors : La stabilité du bloc vis-à-vis au glissement est vérifiée.

• Condition sur le béton armé :

Le béton est dosé à **350 kg/m³** et son durcissement se fait en atmosphère humide afin d'atteindre une résistance maximale à **28 jours**.

Afin d'éviter les fissures à l'usage, les armatures considérées seront des **HA 12**, en ajoutant des cadres transversaux en **HA 12 / 15 cm**.

L'espacement entre les armatures dans les deux directions est de **15 cm**.

L'enrobage est au minimum de **10 cm** afin d'éviter la corrosion de l'acier.

VI.4.3.3. Equipements du corps mort

Le corps mort est doté d'un organeau constitué d'une barre ronde en acier courbée sous forme de « U » avec des retours droits appelés « ailes ». La longueur des ailes est égale à cinq fois le diamètre de la barre, soit :

$$5\varnothing = 5 \times 50 \text{ mm} = 250 \text{ mm} = 25 \text{ cm}.$$

L'organeau d'amarrage constitue le point d'attache et de passage des chaînes métalliques galvanisées de diamètre $\varnothing 26 \text{ mm}$.



Le choix du diamètre de l'organeau est basé sur des critères de résistance, afin d'assurer la reprise des efforts d'amarrage, ainsi que sur des critères de durabilité pour compenser la perte de métal due à la corrosion en milieu marin.

VI.4.3.4. Amarre aussière

Dans notre cas, et compte tenu de l'environnement marin, il est approprié d'utiliser un câble synthétique tressé pour l'amarrage des embarcations.

La section de l'amarre est déterminée en fonction de l'effort appliqué majoré et de la contrainte admissible du matériau constituant l'amarre. Avec une contrainte admissible de 2200 kg/cm^2 , on obtient la section nécessaire correspondante.

Ainsi, une amarre de diamètre 35 mm, présentant une densité de 1,14, est retenue. Son poids linéaire est de $1,096 \text{ kg/m}$, ce qui lui confère une résistance suffisante tout en assurant une bonne durabilité dans les conditions d'exploitation du port de plaisance.

VI.4.3.5. Chaînes métalliques

Le diamètre du rond constituant la chaîne métallique est de $\varnothing 26 \text{ mm}$, conformément à la norme EN 818-2. Le diamètre du rond constituant la manille est également de $\varnothing 26 \text{ mm}$.

Il est recommandé d'utiliser une chaîne galvanisée ainsi qu'une manille galvanisée afin de les protéger contre les effets de la corrosion en milieu marin et d'augmenter leur durée de vie.

La charge maximale d'utilisation (CMU) de l'ensemble est de 21 tonnes, garantissant ainsi une résistance suffisante pour les efforts d'amarrage prévus.

VI.5. CONCLUSION

Ce chapitre a permis de dimensionner les différents ouvrages intérieurs du projet en tenant compte des conditions d'exploitation et des sollicitations appliquées. Les vérifications effectuées ont montré que les dimensions retenues assurent la stabilité, la résistance et le bon fonctionnement des ouvrages, garantissant ainsi la sécurité et la durabilité des installations portuaires.

Chapitre VII : Etude d'impact sur l'environnement

VII.1. Introduction

Ce chapitre présente une synthèse de l'étude d'impact du projet sur les plans environnemental, humain et socio-économique. Il vise à orienter les choix d'aménagement de manière à assurer une bonne intégration du port dans son milieu, tout en réduisant les impacts sur l'environnement et en prévoyant des mesures compensatoires en cas d'effets négatifs.

VII.2. Analyse globale du milieu

Les paramètres physico-chimiques enregistrés montrent une relative homogénéité de la masse d'eau au niveau du bassin portuaire, accompagnée d'une agitation intérieure influençant la stabilité hydrosédimentaire. La solution proposée, consistant en la réalisation d'un épi de protection au port, permettra de réduire l'agitation à l'intérieur du bassin et d'améliorer les conditions d'exploitation et de stabilité du plan d'eau.

VII.3. Estimation des sources d'impact générer par le projet

Les sources d'impact correspondent aux différentes opérations réalisées durant les phases de travaux et d'exploitation.

VII.4.1. Phase de construction

Les sources d'impact du projet se situent principalement dans les phases suivantes :

- Travaux de reconnaissance et installation des équipements ;
- Signalisation et délimitation de l'emprise des travaux, des zones annexes et des voies d'accès ;
- Installation du chantier, incluant la présence des engins, les mouvements de terre et le stockage provisoire des matériaux ;
- Mise en place puis démobilisation de la base de vie ;
- Travaux de dragage et réalisation des ouvrages maritimes, suivis des opérations de remise en état du site.

VII.4.2. Phase exploitation

- Présence des ouvrages maritimes : cette phase correspond à la présence physique des différentes composantes du projet d'aménagement du port.
- Entretien et réparation : cette activité regroupe les opérations d'entretien périodique ainsi que les travaux de réparation réalisés en cas de dégradation ou de défaillance de l'un des éléments de l'ouvrage.

VII.5. Evaluation des impacts

	Phase de construction		Phase d'exploitation	
Impact	Evaluation	Commentaire	Evaluation	Commentaire
Milieu Physique				
Qualité de l'air	Moyenne	Poussières produites pendant les travaux, le transport et le stockage des matériaux ; Gaz d'échappement émis par les véhicules et les engins ; Odeurs de carburant, de peinture et de produits utilisés pendant les travaux d'entretien.	Faible (Négatif)	Les impacts durant cette phase seront beaucoup moins importants que ceux de la phase de construction. Ils seront principalement liés aux camions de transport et aux engins de terrassement utilisés pour les travaux d'entretien et de rechargement.
Qualité des eaux	Moyenne (Négatif)	Risque de pollution des eaux, des sédiments marins et des sols par les hydrocarbures et les déchets issus des travaux, tels que les débris de construction, les déchets domestiques des travailleurs ainsi que les produits utilisés pour l'entretien des engins et des équipements.	Faible (Négatif)	Rejets en mer d'eaux usées non traitées provenant des navires ; Risques de pollution par les hydrocarbures (carburants, huiles, etc.) en cas de fuite ou d'accident ; Résidus de peinture et de produits antisalissures utilisés pour l'entretien des embarcations.
Qualité du sol	Moyenne (Négatif)	Risque de contamination par les hydrocarbures et autres substances polluantes dû au passage des camions et des engins ; Compactage des sols causé par la circulation des véhicules et du matériel de chantier.	Faible (Négatif)	Risque de pollution ou de contamination par les huiles et les hydrocarbures à la suite de déversements accidentels provenant des véhicules utilitaires ou des opérations d'entretien.
Bathymétrie	Moyenne (Négatif)	Déplacement ou perturbation des écosystèmes benthiques présents au niveau de la zone des travaux.		

Milieu Humain				
Socio-économique et écotourisme	Forte (Positif)	Création d'emplois et participation des entreprises de construction aux travaux du projet ; Activité économique favorable pour les commerces situés à proximité du chantier grâce à la présence des travailleurs.	Forte (Positif)	Accueillir un nombre plus important d'embarcations .
Sécurité	Forte (Négatif)	Risques d'accidents de travail sur le chantier ; Émission de poussières dans la zone des travaux ; Augmentation des niveaux sonores due aux activités du chantier ; Risque de transmission de maladies infectieuses entre les travailleurs et les populations voisines ; Production de déchets domestiques et autres matières résiduelles durant les travaux.	Faible (Négatif)	Rejets en mer d'eaux usées non traitées provenant des navires ; Risques de pollution par les hydrocarbures (carburants, huiles, etc.) en cas de fuite ou d'accident ; Résidus de peinture et de produits antisalissures utilisés pour l'entretien des embarcations.
Ambiance sonore	Faible (Négatif)	Les impacts sonores seront principalement liés au fonctionnement des équipements, des engins et des véhicules utilisés durant les travaux.		.

VII.6. Mesures d'atténuation des impacts environnementaux

Afin de limiter les effets négatifs du projet sur l'environnement, plusieurs mesures seront appliquées durant les phases de travaux et d'exploitation du port de plaisance des Sablettes.

- **Phase des travaux**

Pendant les travaux, des dispositions seront prises pour réduire les impacts sur le milieu naturel et humain. Avant le démarrage du chantier, un plan d'intervention sera préparé pour faire face aux éventuels accidents. Un responsable chargé du suivi environnemental sera présent afin de veiller au respect des consignes de sécurité et de protection de l'environnement.

L'accès au chantier sera réglementé et les travaux seront réalisés de manière à limiter les nuisances telles que les poussières, le bruit et les rejets polluants. Une attention particulière sera accordée à la préservation du milieu marin et à la bonne gestion des déchets générés par les travaux. Après l'achèvement du chantier, les zones affectées seront réaménagées et nettoyées afin d'améliorer l'aspect du site.

- **Phase d'exploitation**

Durant la phase d'exploitation, un suivi environnemental sera assuré afin de contrôler l'état du milieu marin et le bon fonctionnement des ouvrages réalisés. Les opérations d'entretien seront effectuées dans le respect des règles environnementales afin de limiter les risques de pollution liés aux hydrocarbures, aux eaux usées et aux déchets produits par les activités portuaires.

Les usagers et exploitants du port seront également sensibilisés à l'importance de préserver l'environnement marin et de respecter les mesures de gestion environnementale mises en place.

VII.7. Conclusion

Ce chapitre synthétise l'impact du projet sur les plans environnemental, humain et socio-économique. Il met en évidence les principaux effets et propose des mesures pour réduire les impacts négatifs tout en favorisant une meilleure intégration du port dans son environnement.

Conclusion générale

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises au cours de notre formation d'ingénieur en travaux publics. Il a porté sur l'étude et l'aménagement d'un port de plaisance au niveau des Sablettes , à travers le dimensionnement des différents ouvrages de protection, d'accostage et d'aménagement intérieur.

Ce mémoire a abordé les différentes étapes de l'étude, notamment la collecte et l'analyse des données du site du projet, l'étude d'aménagement, le prédimensionnement des ouvrages de protection ainsi que le dimensionnement des ouvrages d'accostage. Nous avons également réalisé une étude d'impact sur l'environnement, ce qui nous a permis de prendre conscience de la diversité et de l'étendue des connaissances requises dans ce domaine, qui fait appel à plusieurs disciplines.

Cette expérience a également constitué une véritable ouverture sur le monde professionnel. Les échanges avec les ingénieurs de la DTP d'Alger ainsi que les visites effectuées au Laboratoire d'Études Maritimes (LEM) nous ont permis d'enrichir nos connaissances techniques, et d'approfondir notre compréhension de la réglementation applicable aux ouvrages maritimes.

Bibliographie

- M.BOUHANICHE . *Cours de Travaux Maritimes*. École Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP), Kouba, Alger, Algérie, année universitaire 2024-2025.
- Règlement Parasismique Algérien RPA 99, version 2024. Ministère des Travaux Publics (MTP). Algérie.
- BAEL 91 révisées 99. *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites*.
- CERC. *Coastal Engineering Research Center*. Coastal Engineering Research Center Laboratory Reports.
- CIRIA, CUR, CETMEF, 2007. *The Rock Manual: The Use of Rock in Hydraulic Engineering*, 2nd Edition, Publication C683. CIRIA, London, Royaume-Uni. ISBN : 978-0-86017-683-1.
- SHOM, 2016. *Ouvrages généraux 3 : Signalisation maritime*. Service Hydrographique et Océanographique de la Marine (SHOM), 13 rue du Châtelier, Brest, France.
- LAKHDARI, B. *Calcul économique d'un appontement flottant*. Mémoire de Master 2 en Génie Civil, option Structures, Université Blida 1, Faculté de Technologie, Département de Génie Civil.

Logiciel

- Autodesk AutoCAD 2026
- Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2026
- Microsoft Excel 2023

Annexe A

Donnés de l'étude de réfraction

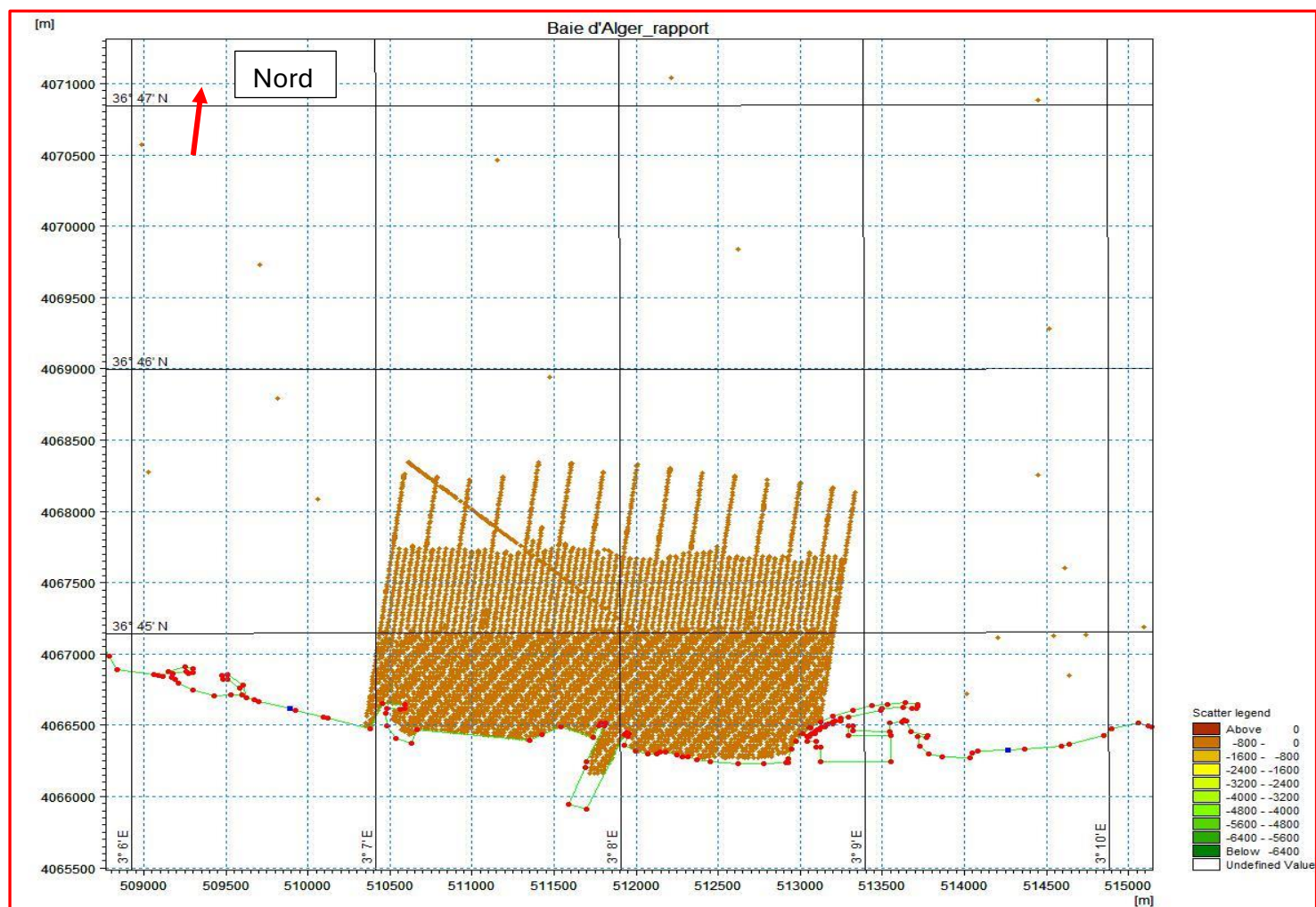


Figure A 1. Données bathymétriques de la campagne bathymétrique (LEM, Décembre, 2022)

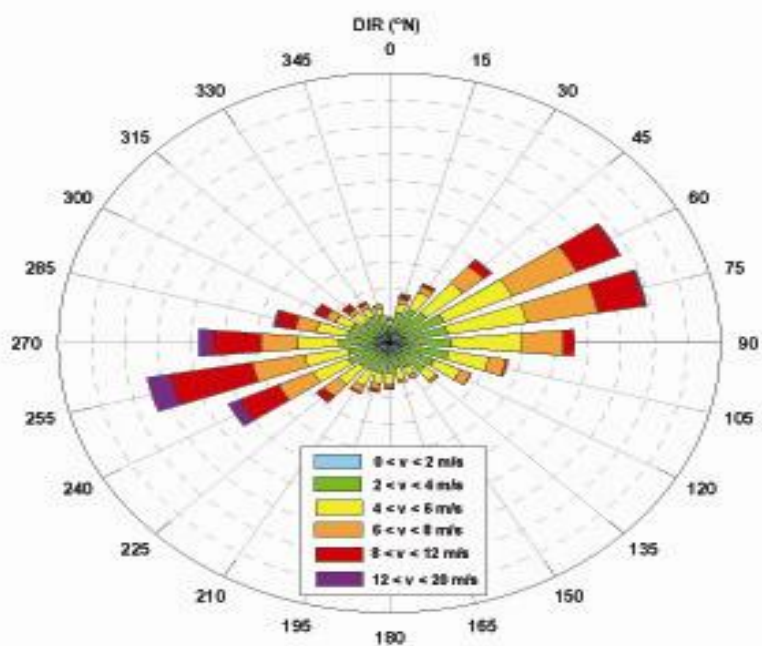


Figure A 2. Rose des vents

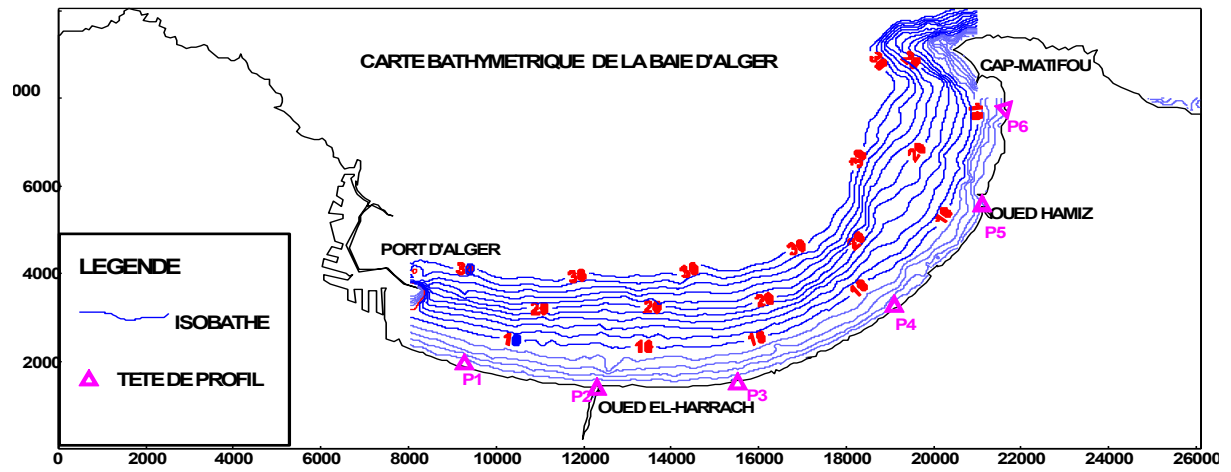


Figure A 3. Carte bathymétrique

Tableau A 1. Caractéristique des houles au point considerer

N°point	X(UTM)	Y(UTM)	Profondeur	DIRECTION N° 45 Hs=7.53m Tp=13.33s		DIRECTION N° 315 Hs=6.65m Tp=12.61s		DIRECTION N° 360 Hs=7.87m Tp=13.58s	
				Hs	Angle arr.	Hs	Angle arr.	Hs	Angle arr.
1	507 406	4 067 320	-1.3	1.88	28	1.58	19	1.83	21
2	507 410	4 067 351	-2.4	2.28	27	1.35	16	2.33	19
3	507 414	4 067 387	-3.6	2.62	27	1.81	14	2.65	18
4	507 423	4 067 436	-4.4	2.99	26	1.78	13	3.09	17
5	507 433	4 067 505	-5.5	3.23	24	1.74	10	3.35	14
6	507 445	4 067 592	-7.0	3.64	26	1.70	10	3.85	15
7	507 465	4 067 709	-7.7	4.28	26	1.58	9	4.35	14
8	507 482	4 067 810	-9.0	4.59	27	1.48	9	4.64	14
9	507 497	4 067 914	-9.9	4.97	27	1.53	7	5.20	13
10	507 512	4 068 007	-11.0	5.35	28	1.54	7	5.62	13
11	507 554	4 068 267	-15.0	5.81	29	1.65	3	6.34	12
12	509 268	4 066 759	-2.0	1.61	14	1.44	357	1.68	7
13	509 283	4 066 828	-3.0	2.24	15	2.05	355	2.28	7
14	509 297	4 066 881	-4.0	2.59	17	2.40	354	2.64	7
15	509 302	4 066 934	-4.6	2.96	18	2.80	353	3.02	7
16	509 321	4 067 021	-5.0	3.24	19	3.04	354	3.30	7
17	509 338	4 067 140	-6.0	3.76	20	3.38	355	3.75	6
18	509 361	4 067 256	-7.0	4.29	19	3.60	354	4.24	6
19	509 382	4 067 380	-9.0	4.57	19	3.71	352	4.63	4
20	509 399	4 067 474	-10.0	4.96	20	3.87	351	5.16	3
21	509 429	4 067 577	-11.0	5.09	20	3.87	350	5.49	3
22	509 439	4 067 671	-12.0	5.31	21	3.90	349	5.91	3
23	509 467	4 067 825	-15.0	5.56	23	3.89	348	6.37	3
24	511 090	4 066 422	-2.0	1.63	10	1.52	353	1.62	5
25	511 107	4 066 509	-3.0	2.23	11	2.03	352	2.25	5
26	511 119	4 066 580	-4.0	2.58	12	2.43	350	2.63	5
27	511 136	4 066 673	-5.0	2.88	13	2.83	348	2.94	5
28	511 150	4 066 759	-6.0	3.29	14	3.24	349	3.38	5
29	511 169	4 066 870	-7.0	3.72	14	3.60	346	3.90	3
30	511 190	4 066 985	-8.0	4.06	15	3.92	345	4.20	3
31	511 213	4 067 118	-9.0	4.43	16	4.21	344	5.12	2
32	511 233	4 067 240	-10.0	4.71	17	4.41	343	5.30	2
33	511 255	4 067 369	-11.0	4.92	17	4.56	342	5.55	2
34	511 279	4 067 492	-12.0	5.02	18	4.59	342	5.87	1
35	511 342	4 067 640	-14.9	5.21	20	4.69	340	6.75	1

Annexe B

Paramètres de calcul des ouvrages de protection

Tableau B1. COEFFICIENT D'ÉPAISSEUR DE COUCHE K_{Δ}

	Nature du bloc	Disposition des blocs	Nombre de couches	K_{Δ}	Perméabilité
BLOCS NATURELS	Arrondi	En vrac	2	1.02	38%
	Anguleux	En vrac	2	1.15	37%
		En vrac	3	1.10	40%
	Anguleux à granulométries étalées	En vrac			37%
BLOCS ARTIFICIELS	Acropodes (1)	En vrac	1		
	Tétrapodes	En vrac	2	1.04	50%
	Quadripodes	En vrac	2	0.95	49%
	Cubes modifiés	En vrac	2	1.10	44%
	Cubes modifiés	Rangé	1	1.12	27%
	Tribar	En vrac	2	1.02	54%
	Dolos	En vrac	2	1.00	63%
	Tribar	Rangé	1	1.13	47%

Tableau B2. Coefficient de stabilité K_D

	Désignation des blocs	Nombre de couches	Disposition des couches	Pente du talus	K_D (section courante)		K_D (musoir)	
					Vagues déferlantes			
					Oui	Non	Oui	Non
BLOCS NATURELS	Arrondis	2	En vrac	1.5-3.0	2.1	2.4	1.7	1.9
		>3	En vrac	1.5-3.0	2.8	3.2	2.1	2.3
	Anguleux	1	En vrac (2)	1.5-3.0		2.9		2.3
		2	En vrac	1.5	3.5	4.0	2.9	3.2
				2.0			2.5	2.8
				3.0			2.0	2.3
		>3	En vrac	1.5-3.0	3.9	4.5	3.7	4.2
		2	Spécial (1)	1.5-3.0	4.8	5.5	3.5	4.5
BLOCS PRÉFABRIQUÉS	Tétrapode et Quadripode	2	En vrac	1.5			5.9	6.6
				2.0	7.2	8.3	5.5	6.1
				3.0			4.0	4.4
	Tribar	2	En vrac	1.5	9.0	10.4	8.3	9.0
				2.0			7.8	8.5
				3.0			7.0	7.7
	Dolos	2	En vrac	2.0**	22.0*	25.0*	15.0	16.5
				3.0			13.5	15.0
	Cube modifié	2	En vrac	1.5-3.0	6.8	7.8		5.0
	Hexapode	2	En vrac	1.5-3.0	8.2	9.5	5.0	7.0
Tribar	1	En vrac	1.5-3.0	12.0	15.0		9.5	

Estimation du run up et run down:

Le **run-up de la houle** représente le niveau maximal que l'eau peut atteindre sur le talus d'un ouvrage. Sa valeur est estimée à l'aide des équations développées par **Van der Meer et Stam (1992)** à partir d'essais expérimentaux. Elle dépend principalement du paramètre de déferlement ξ (nombre d'Iribarren) ainsi que de la hauteur de houle significative H_S .

Pour une houle irrégulière, le run-up est généralement caractérisé par la valeur Ru2% .

Cette grandeur est aujourd'hui la plus couramment utilisée pour le dimensionnement des ouvrages maritimes.

$$\xi = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{s_0}}$$
$$s_{0m} = \frac{2\pi H_S}{gT_m^2}$$

Avec : $T_m = 9s$; $H_S = 3.38m$; $s_{0m} = 0.0237$

Sachant que $\tan \alpha = \frac{2}{3}$ donc $\xi = 4.33$

Selon le rock manual pour un talus rugueux sont :

$$Run_{\%}/H_S = a\xi_m \quad \text{pour } \xi_m \leq 1.5$$

$$Run_{\%}/H_S = a\xi_m^c \quad \text{pour } \xi_m > 1.5$$

Avec :

Run-up dépassé par n % des vagues	a	b	c	d
0.1	1.12	1.34	0.55	2.58
1	1.01	1.24	0.48	2.15
2	0.96	1.17	0.46	1.97
5	0.86	1.05	0.44	1.68
10	0.77	0.94	0.42	1.45
50 (valeur médiane)	0.47	0.60	0.34	0.82

Donc :

$$\frac{R_{u_{2\%}}}{H_S} = 1.17 \times 4.33^{0.46} = 2.29$$

$$Ru_{2\%} = 6.89m$$

Détermination de l'extension du Run-up

L'extension horizontale du Run-up sur le talus est déterminée à partir de la pente du talus selon la relation :

$$E = Ru_{2\%} \times \cot \alpha$$

$$\text{Avec : } \cot \alpha = \frac{1}{2}$$

$$E = 6.89 \times \frac{1}{2}$$

$$E = 3.45 \text{ m}$$

Run-down :

Avec un noyau imperméable, caractérisé par un coefficient de perméabilité nominale ($P = 0,1$), et pour des talus perméables d'une perméabilité relativement élevée, pour lesquels ($P = 0,5$) à ($0,6$), la formule de calcul du run-up est donnée par :

$$Rd_{2\&} = 2.1\sqrt{\tan \alpha} - 1.2P^{0.15} + 1.5e^{-60S0}$$

Avec :

P : Perméabilité de l'ouvrage ($P=0.1$)

α : Angle du talus coté mer

S0 : Combrure nominale de la houle

$$Rd_{2\%} = 2.56m$$

COUPES TYPES DES JETÉES

EPI CONTRE AGITATION

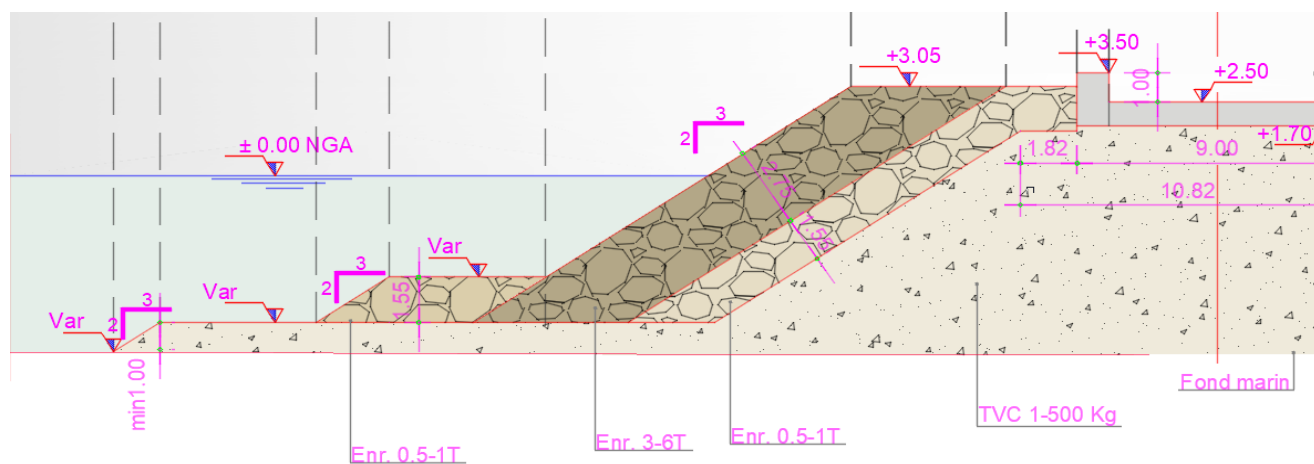


Figure B.1. Demi coupe transversale du profil enracinement de l'épi contre agitation

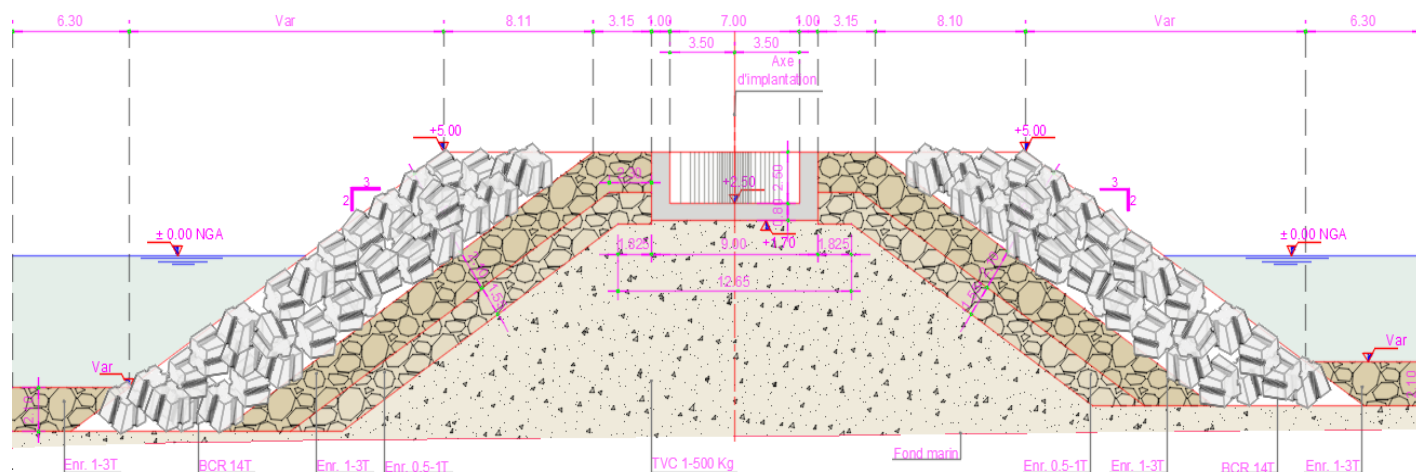


Figure B.2. Coupe transversale du profil courant de l'épi contre agitation

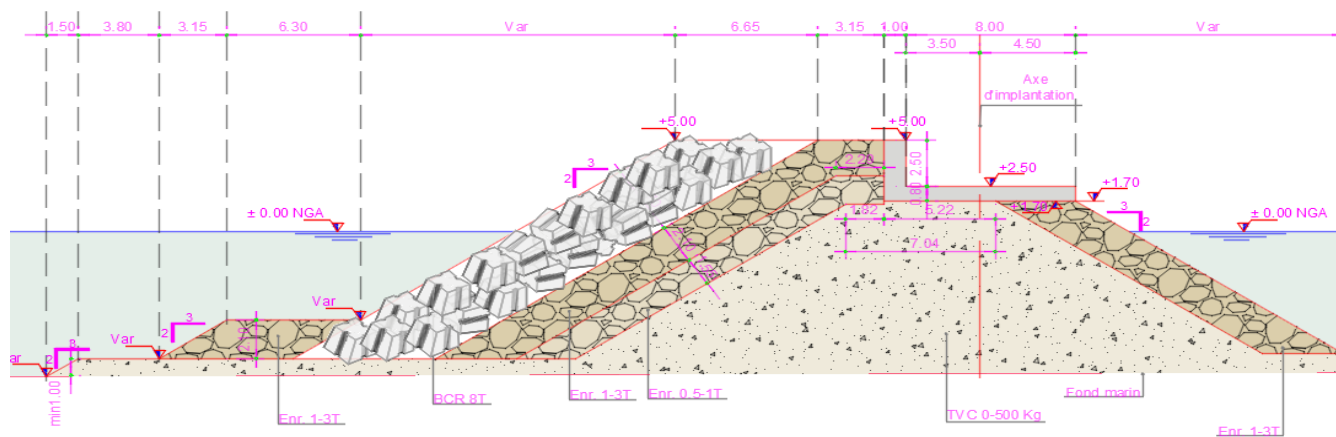


Figure B.3. Coupe transversale du profil musoir de l'épi contre agitation

CONTRE-EPI

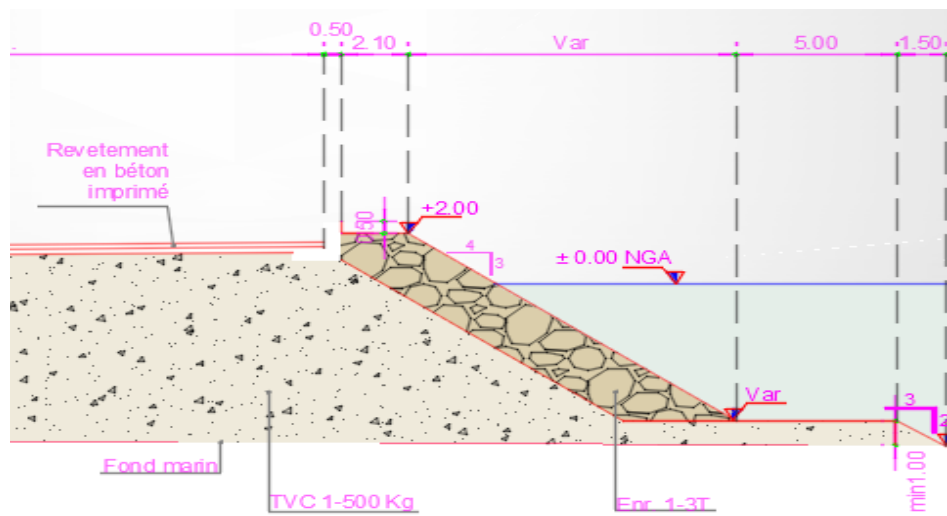


Figure B.4. Demi coupe transversale du contre-épi

Annexe C

Dimensionnement des quais à - 4.00m

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

Bloc type 1

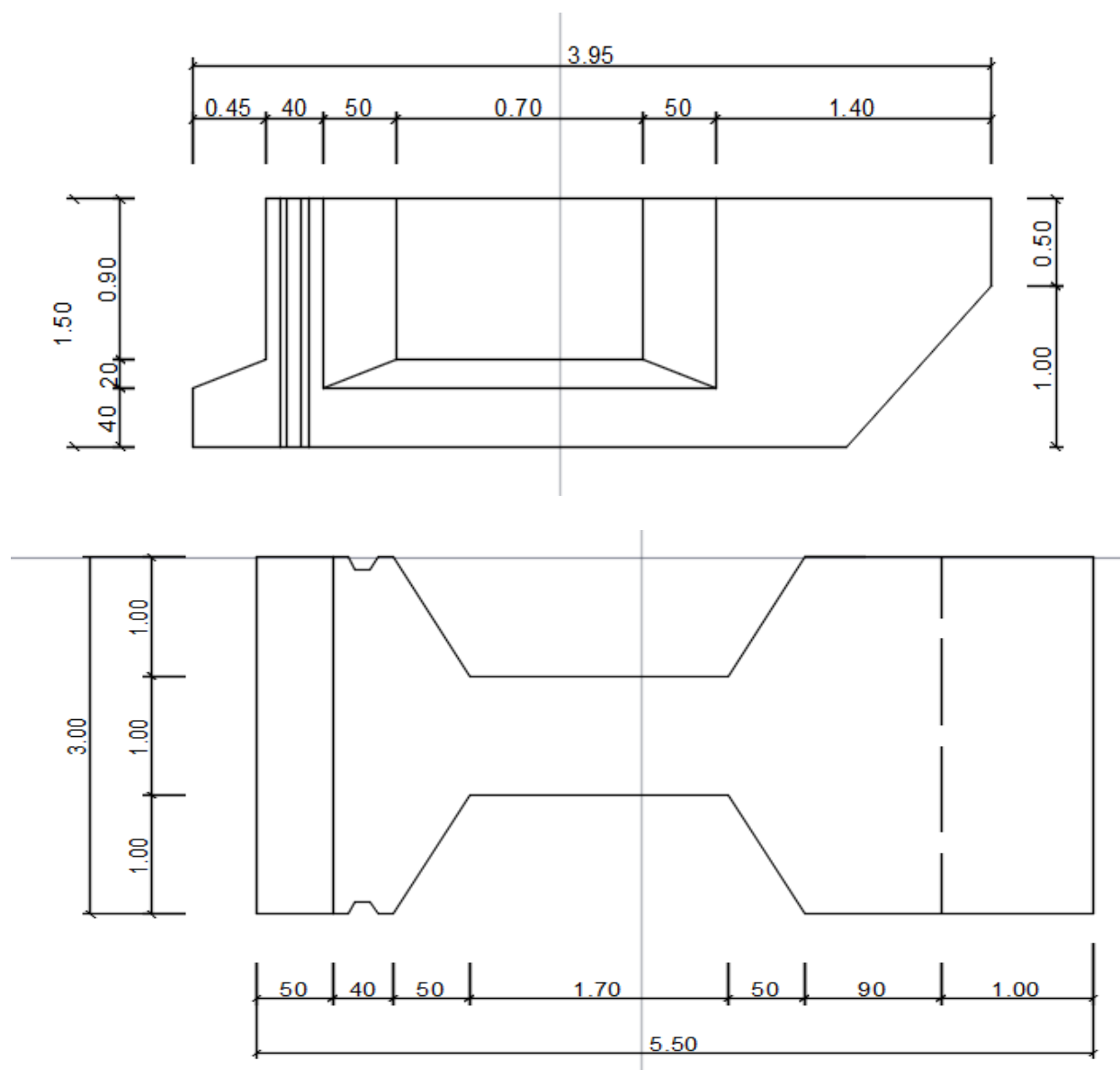


Figure C.1. Vue en élévation et en plan du bloc type 1

Bloc type 2

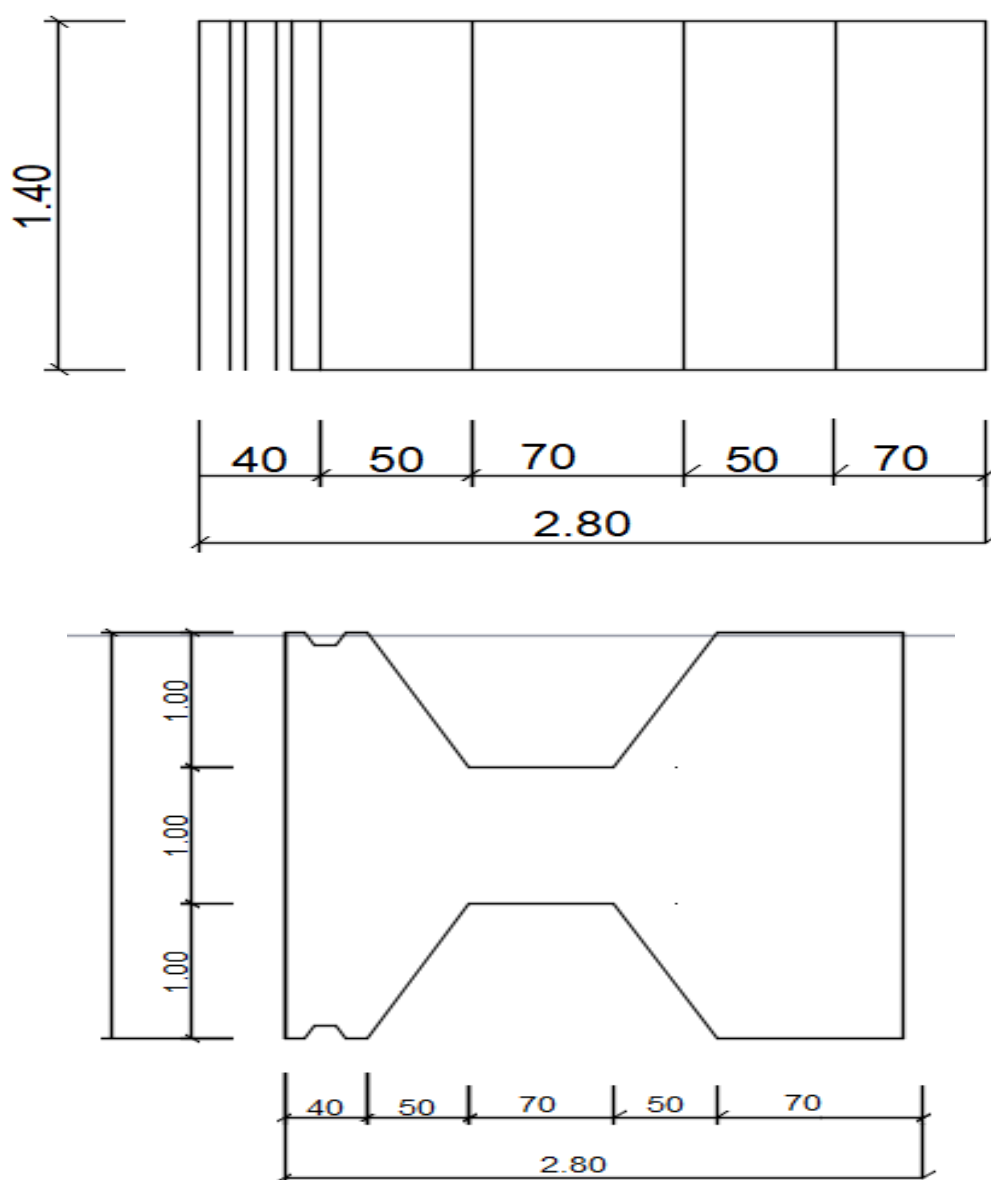


Figure C.2. Vue en élévation et en plan du bloc type 2

Bloc type 3

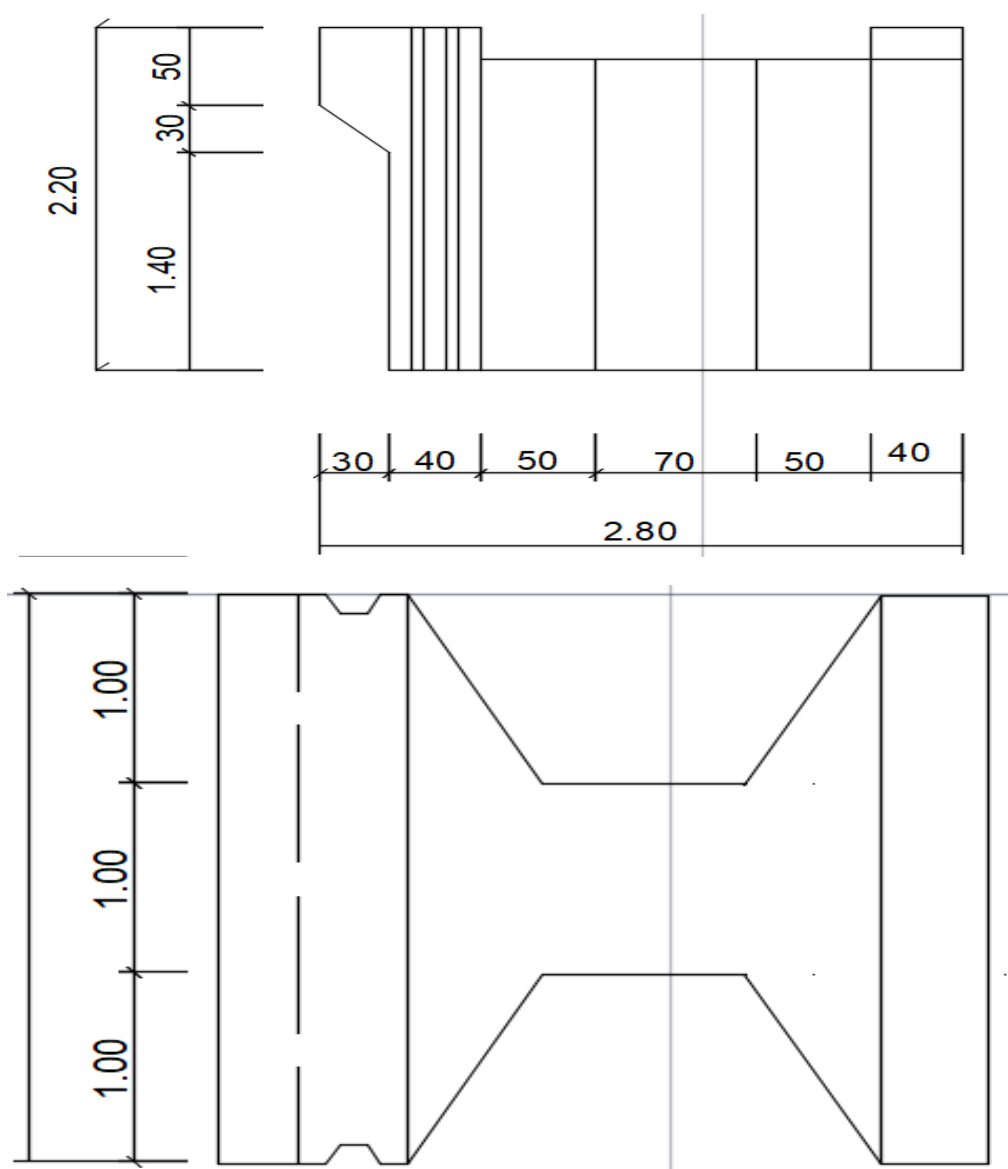


Figure C.3. Vue en élévation et en plan du bloc type 3

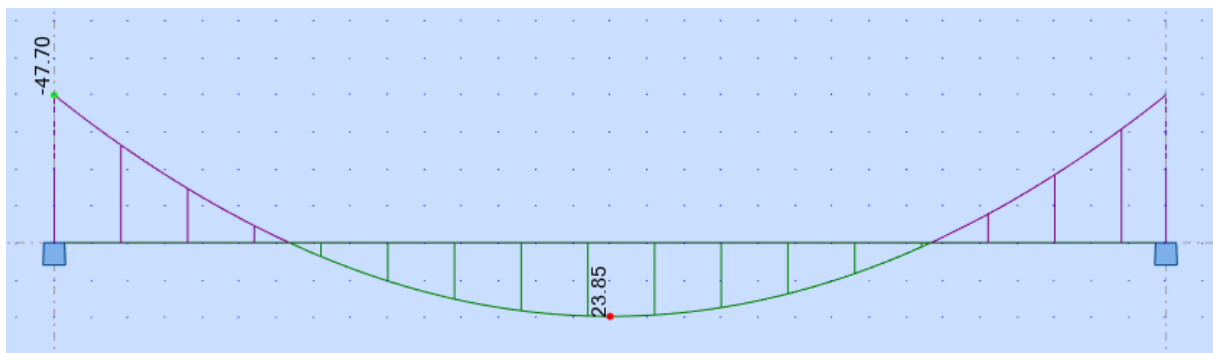
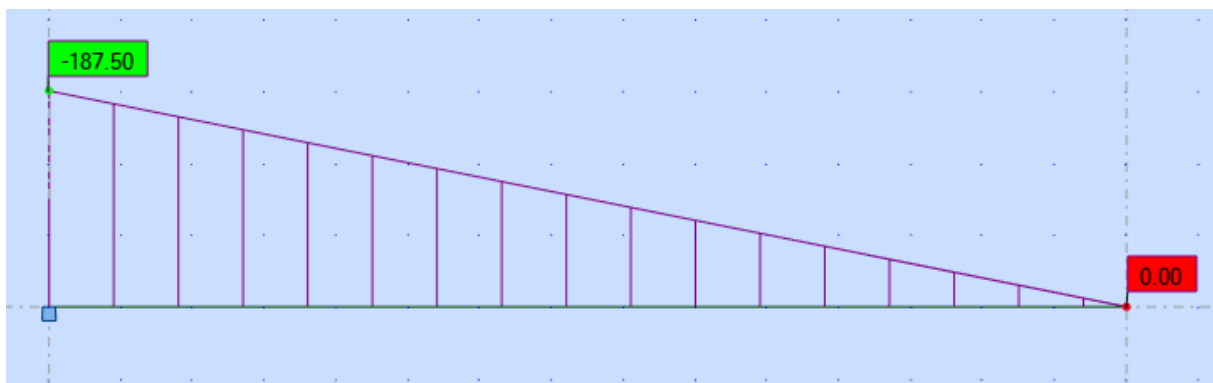
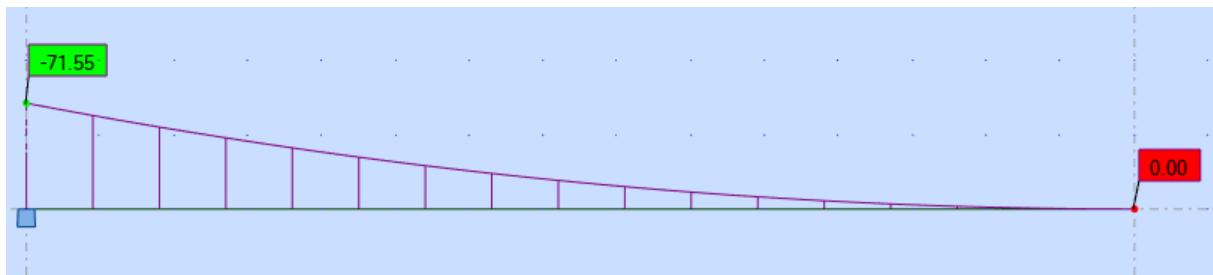
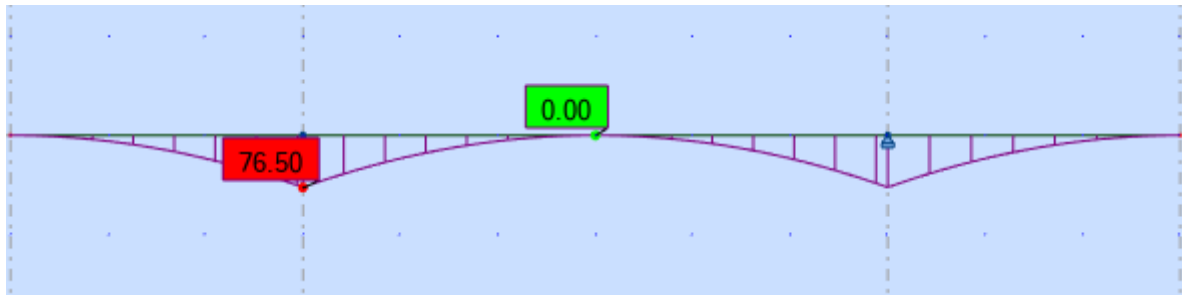
FACTEURS DE PORTANCE

φ_s	N_γ	N_q	N_c	φ_s	N_γ	N_q	N_c
0	0.00	1.00	5.14	29	18.80	16.40	27.90
5	0.20	1.56	6.47	30	21.80	18.40	30.10
7	0.52	2.01	7.97	31	25.50	20.60	32.70
10	1.00	2.49	8.45	32	29.80	23.20	35.50
11	1.20	2.71	8.80	33	34.80	26.10	38.70
12	1.43	2.97	9.29	34	40.90	29.40	42.20
13	1.69	3.26	9.80	35	48.00	33.30	46.10
14	1.99	3.59	10.40	36	56.60	37.80	50.60
15	2.33	3.94	11.00	37	67.00	42.90	55.70
16	2.72	4.33	11.60	38	79.50	56.00	67.90
17	3.14	4.77	12.30	39	94.70	56.00	67.90
18	3.69	5.25	13.10	40	113.00	64.20	75.40
19	4.29	5.60	13.90	41	133.00	73.90	83.90
20	4.97	6.40	14.80	42	164.00	85.40	93.70
21	5.76	7.07	15.80	43	199.00	99.00	105.00
22	6.68	7.83	16.90	44	244.00	115.00	118.00
23	7.73	8.66	18.10	45	297.00	135.00	135.00
24	8.97	9.60	19.30	46	366.00	159.00	152.00
25	10.40	10.70	20.70	47	455.00	187.00	174.00
26	12.00	11.80	22.20	48	570.00	223.00	199.00
27	13.90	13.20	24.00	49	718.00	265.00	230.00
28	16.10	14.70	25.80	50	914.00	319.00	267.00

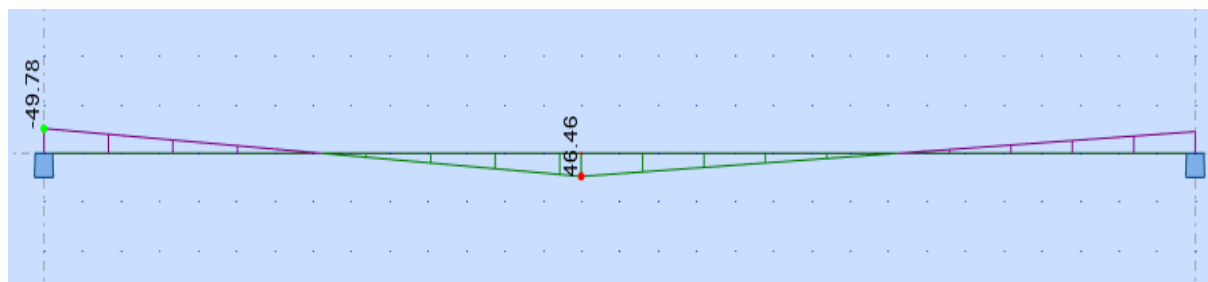
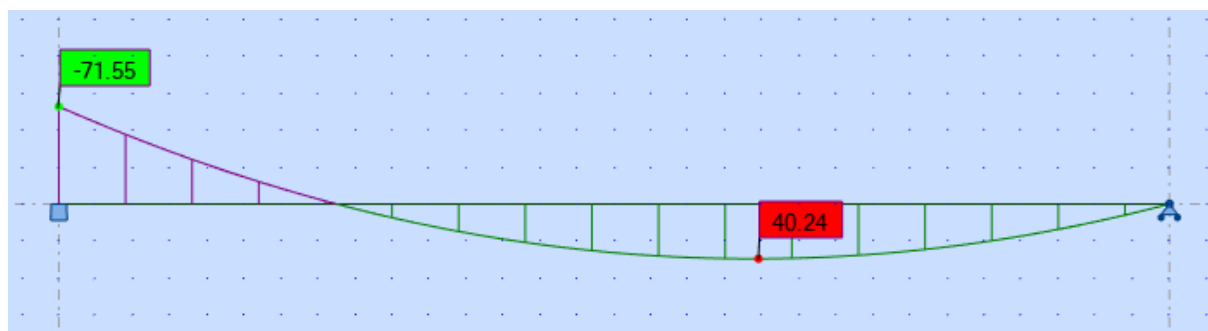
Tableau C.1. Abaque de CAQUOT et KERISEL

Efforts agissant sur la poutre de couronnement du quai bloc

Diagrammes des moments de chaque poutre



ANNEXE C



FERRAILLAGE DE COURONNEMENT AVEC ROBOT EXPERT

Armatures longitudinales

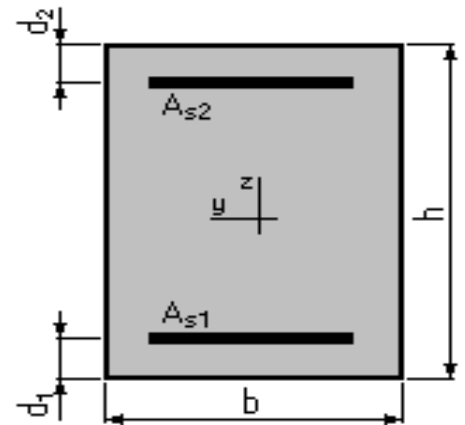
Sous charges verticales

1.HypothesesBéton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa)Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2.Section:

- $b = 130,0$ (cm)
- $h = 100,0$ (cm)
- $d_1 = 5,0$ (cm)
- $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	Mmax (kN.m)	Mmin (kN.m)
Etat Limite de Service	-259,10	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 17,6$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 0,0$ (cm ²)		
Théorique	$r = 0,14$ (%)		
Minimum	$r_{\min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS **Mmax = -259,10 (kN*m)** **Mmin = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 17,7$ (cm)

Bras de levier: $Z = 89,1$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $s_b = 1,1$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

comprimée: $s_s' = 15,1$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$s_s \text{ lim} = 165,0$ (MPa)

Sous charges horizontales**1. Moments appliqués:**

	Mmax (kN*m)	Mmin (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	75,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

2. Résultats:**Sections d'Acier:**

Section théorique	$A_{s1} = 12,5$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 12,5$ (cm ²)		
Théorique	$r = 0,10$ (%)		
Minimum	$r_{\text{min}} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS **Mmax = 75,00** **(kN*m)** **Mmin = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 3,25

Position de l'axe neutre: $y = 19,9$ (cm)

Bras de levier: $Z = 118,4$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $s_b = 0,3$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 3,5$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$s_s \text{ lim} = 165,0$ (MPa)

Armatures transversales

Tableau C.2. Armatures transversales sous charges verticales

Données	Résultats		
$V_u = 32.44 \text{ t}$ Armature $\alpha = 90^\circ$	Contrainte tangentielle maximale	τ_{max}^u	0.3 MPA
	Contrainte tangente limite	τ_{lim}^u	2.5 MPA
	Diamètre des armatures transversales	$\emptyset_t$	10 mm
	Sections d'acier	A_t	1.6 cm ²
	Espacement	S_t	14.4 cm
Choix des barres	Cadres : $2\emptyset 10 = 1.6 \text{ cm}^2$		

Tableau C.3. Armatures transversales sous charges horizontales

Données	Résultats		
$V_u = 5.01 \text{ t}$ Armature $\alpha = 90^\circ$	Contrainte tangentielle maximale	τ_{max}^u	0.1 MPA
	Contrainte tangente limite	τ_{lim}^u	2.5 MPA
	Diamètre des armatures transversales	$\emptyset_t$	10 mm
	Sections d'acier	A_t	1.6 cm ²
	Espacement	S_t	15.7 cm
Choix des barres	Cadres : $2\emptyset 10 = 1.6 \text{ cm}^2$		

Annexe D

Appontement flottant

Calcul du poids propre des appontements

Le calcul du poids propre comprend le calcul des éléments suivants : la structure en aluminium, les flotteurs, le revêtement ainsi que les défenses.

Tableau D.1. Calcul du poids de la structure en aluminium

Les Profils	Poids/ml	ml	poids
Profil principal ASE-900	9.11	23.00	209.53
Tube 63x63x3 transversal	1.87	12.80	23.94
Tube 63x63x3 diagonal	1.87	19.49	36.45
Profil U	3.45	5.12	17.66
Profil clip	0.79	7.02	5.55
Galerie technique	1.35	32.40	32.40
Couvercle galerie technique	1.53	24.00	36.72
Guide de flottation	1.05	24.00	25.20
Guide de flottation	0.94	15.30	14.38
Total			401.82

Tableau D.2. Calcul du poids des flotteurs, revêtement et les défenses

Type	Surface	Epaisseur	Densité	Poids
Flotteur				
Le béton	19.62	0.03	2350	1357.83
Le polystyrène	6.35	0.65	15	61.86
Nombre 4				5678.78
Poids propre du revêtement				
Revêtement	Volume	Densité	Nombre	Poids
Horizontal	0.006	1350	80	639.36
Vertical	0.005	1350	36	238.14
				877.5
Poids propre de la défense				
Longueur	Largeur	Epaisseur	Densité	Poids
24	0.11	0.02	1350	71.28

$$\text{Poids total (ASE-900)} = 401,82 + 5678,77 + 877,5 + 71,28 = 7020.40 \text{ Kg}$$

Calcul du centre de gravité de l'appontement

Tableau D.3. Calcul du centre de gravité de l'appontement

Elément profil	Poids	Bras de levier	Moment
Profil principal	209.53	0.75	157.15
Couvercle galerie	32.40	0.71	23.00
Tube diagonal	60.39	0.69	41.67
Profil U	17.66	0.69	12..19
Guide de flottation	41.27	0.65	26.83
Couvercle galerie technique	35.19	0.80	28.15
Profil clip	5.55	0.76	4.22
Flotteurs	5677.37	0.33	1873.53
Revêtement	639.36	0.81	516.90
Revêtement Vertical	238.14	0.77	170.27
la défense	71.28	0.77	54.89
Total	7029.4		2923.31

- La surcharge = $100 \times 12 \times \frac{3}{2} = 1800 \text{ Kg}$
- Moment du a la surcharge = $1.84 \times 1800 = 3312 \text{ K.m}$
- Moment total = $3312 + 2923.31 = 6235.31 \text{ Kn.m}$
- Poids total = $7020.40 + 1800 = 8829.4 \text{ Kg}$
- $Y_C = 0.71 \text{ m}$

Annexe E
Donnés physiques

Actions sismiques

Selon le **Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024)**, l'accélération de base du séisme pour la zone du projet est fixée à : $a=0.3g$

Cette valeur est retenue du fait que le projet est implanté dans la wilaya d'Alger, classée en **zone sismique III**, correspondant à une région de forte sismicité. Par conséquent, les effets de l'action sismique doivent être pris en compte dans le dimensionnement et les vérifications de stabilité des ouvrages afin d'assurer leur sécurité et leur bon comportement en cas de séisme.

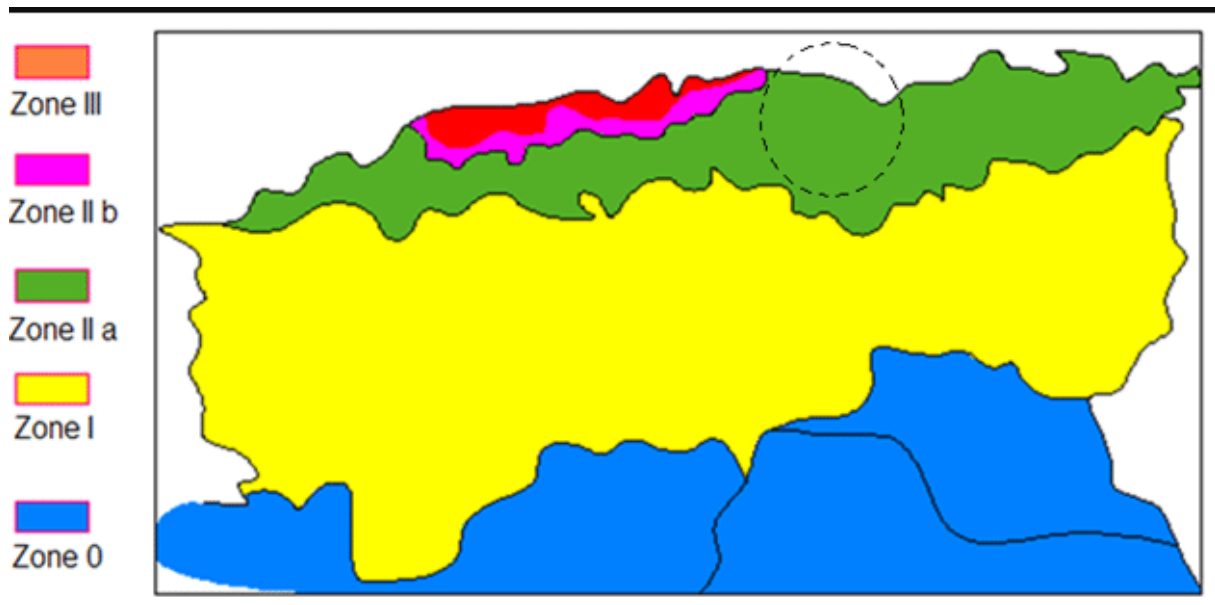


Figure E.1. Carte de zonage sismique

Classification des ouvrages selon le RPA 2024

Les différentes catégories d'ouvrages selon le **Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024)** sont les suivantes :

- **Groupe 1A** : Ouvrages vitaux qui doivent demeurer opérationnels après un séisme majeur afin d'assurer les besoins essentiels de la population et la survie de la région.
- **Groupe 1B** : Ouvrages accueillant fréquemment d'importants rassemblements de personnes.
- **Groupe 2** : Ouvrages courants ou d'importance moyenne. Ce groupe comprend tous les ouvrages non classés dans les groupes 1A, 1B ou 3.
- **Groupe 3** : Ouvrages de faible importance présentant un risque limité pour les personnes et les biens.

