

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



المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانسون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson

Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de Base

Thème

**Etude d'extension et protection de
l'abri de pêche El-Marsa wilaya de
Skikda**

Présenté par :

**MEZIANI Billel
SEKKAL Med Islem**

Encadré par :

**Mr LEKHDARI Boudjemaa (Ing. TP)
Mr BOUHANICHE Djamel (Ing. TP)**

Promotion 2018 /2019

Remerciement

Nous nous devons de remercier ALLAH le tout puissant pour toute la volonté et le courage qu'il nous a données pour l'achèvement de ce travail.

Nous tenons, tout d'abord, à remercier Mr Lekhdari Boudjemaa, notre encadreur et Mr Bouhaniche Djamel notre co-encadreur tout au long de ce travail.

Des hommes au grand cœur, toujours présents et à l'écoute. En conseiller subtil, ils ont su être un très bon guide pour la réalisation et la finalisation de ce mémoire.

Nos remerciements les plus sincères à toutes les personnes qui auront contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire ainsi qu'à la réussite de cette formidable année universitaire

Enfin, nous tenons aussi à remercier le Président et les membres du jury, qui ont bien daigné siéger la soutenance de notre mémoire.

Nos remerciements vont également à toute la famille de l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics, professeurs et personnels administratifs, à qui nous devons beaucoup ainsi qu'aux ingénieurs de la DTP de la wilaya de Skikda et du laboratoire des études maritimes "LEM" qui nous ont beaucoup aidés ce travail est pour nous l'occasion de leur témoigner notre profonde gratitude.

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

Merci à tous. Billel et Islem

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à mes très chers et adorables parents qui se sont sacrifiés pour mon bien et mon bonheur et qui m'ont indiqué le bon chemin de ma vie et c'est grâce à leurs conseils que j'ai réussi dans mes études.

Je leur souhaite une longue vie et que le bon Dieu les bénisse et les garde pour nous.

Une pensée à mes grands-parents décédés, que Dieu les accueille dans son vaste paradis.

- A mes frères Mohamed Wassim et Rami
- A mon binôme Billel, tous mes amis et mes collègues

Islem

Je dédie ce travail qui n'aura jamais pu voir le jour sans les soutiens indéfectibles et sans limite de mes chers parents qui ne cessent de me donner avec amour le nécessaire pour que je puisse arriver à ce que je suis aujourd'hui. Que dieux vous protègent et que la réussite soit toujours à ma portée pour que je puisse vous combler de bonheur.

Je dédie aussi ce travail à :

- Mes frères, mes sœurs.
- Mes oncles, mes tantes et leur famille.
- Tous mes cousins et cousines.
- Tous mes amis, mes collègues et tous ceux qui m'estiment.
- A mon binôme Islem.

Billel

المخلص

في إطار تحضير مشروع شهادة التخرج هذا مشروع له طابع تطبيقي وعملي يهدف الى استعمال المعارف المكتسبة خلال سنوات الدراسة بالمدرسة.

كما يهدف أيضا الى دمج الطالب في الحياة المهنية وفي هذا الإطار وجهنا لإجراء مشروعنا بمديرية الاشغال العمومية لولاية سكيكدة من اجل تنمية قدراتنا بمجال المشاريع البحرية، والموضوع الذي اقترح علينا وهو دراسة توسعة مرسى الصيد البحري "المرسى" بولاية سكيكدة الى ميناء صيد بحري

ومن اجل تحقيق هذه الدراسة قمنا بالعديد من الخطوات حيث قمنا بجمع مختلف المعطيات والمعلومات الخاصة بالمشروع وتمثل في:

(* المعطيات على المنطقة والمنشأة القاعدية المتواجدة حاليا

(* المعطيات المناخية (الطقس والرياح)

(* المعطيات حول عرض البحر (المد والجزر- التيارات - الأمواج)

(* الاحتياجات المقررة من طرف مديرية الاشغال العمومية

ثلاثة مخططات تم اقتراحها من اجل الميناء البحري وبعد التحليل المفصل للمعطيات والمعلومات وتحليل المعايير المتعددة استطعنا اختيار الاحتمال الأمثل والأكثر ملائمة لهذا المشروع.

وبعد تحليل كل المعطيات تمكنا من دراسة هذا المشروع وحساب متقن للميناء البحري (طريقة هود صون وتيرزاغي لحساب الامواج). وخلال تحرير موضوعنا استندنا إلى المعايير المدرجة في قائمة المراجع.

الكلمات المفتاحية : ميناء صيد - الأمواج - جسر عائم - رصيف - صيد

Résumé :

Dans le cadre de la préparation du projet de fin d'études, ce projet, effectué dans un cadre professionnel, a pour vocation de mise en application de l'ensemble des connaissances acquises au cours des années d'études à l'école.

Ce projet, effectué dans un cadre professionnel, a pour vocation la mise en application de l'ensemble des connaissances acquises durant notre formation, et notre acclimatation progressive à notre futur métier.

Nous avons choisi de faire notre projet de fin d'étude pour la DTP de la wilaya de Skikda, pour y consolider notre formation en travaux maritimes. Le sujet qui nous a été proposé est l'étude de l'extension de l'abri de pêche "El-Marssa" en un port de pêche.

Il s'agit tout d'abord d'une collecte d'informations et de données sur le projet, ces données sont principalement :

- Données sur la zone et l'infrastructure actuelle
- Données météorologiques (climat et température, précipitation et vent).
- Données océanographiques (marée, houle et courant).
- Les besoins établis par la DTP de la wilaya de Skikda.

Trois variantes ont été proposées pour l'abri de pêche, après l'analyse détaillée des données et grâce à l'analyse multicritères on a pu choisir la variante la plus optimale et la plus adaptée à ce projet.

Après avoir analysé toutes les données nous avons pu étudier et calculer la digue de protection (avec la méthode de Hudson et Terzaghi). Lors de l'élaboration de notre sujet nous nous sommes basés sur les normes citées dans la bibliographie.

Mots clés : abri de pêche, houle, appontement flottant, quai, pêche.

Abstract :

The project of preparing the graduation certificate of a state engineer in public works is applied and practical in order to use the acquired knowledge during the school years.

This project, carried out in a professional, aims the implementation of all the knowledge acquired during our training, and our gradual acclimatization to our future profession. We chose to make our final project study for DTP Skikda, to consolidate our training in coastal engineering. The subject that was proposed to us is the study of the implementation of the extension of the fishing shelter "El-Marssa" to a fishing port.

This work required at first the collection of different information and data on the project, and they represent mainly :

- Data on the region and the current infrastructure.
- Climatological (weather, temperature, wind, precipitation)
- Marine data (tides, the current, swell)
- The requirements of the Direction of public works.

Three variants prospects were suggested for the fishing shelter but after the detailed analysis of the informations and data, we managed to pick one perfect and more suitable location for this project.

After examining all the data, we were able to study this project and calculate of the sea dam (the Hudson's method and Terzaghi). During the development of our subject, it has based on the standards listed in the bibliography.

Keywords : fishing shelter, swell, floating pontoon, dock, peach.

Liste des symboles :

Kr : Le coefficient de réfraction.

H_s : La houle significative.

H_b : La houle de calcul.

γ_s : Masse volumique des blocs utilisés (blocs artificiels / enrochements naturels).

γ : Poids volumique du sol.

γ' : Poids volumique déjaugé du sol.

γ_{sat} : Poids volumique saturé du sol.

γ_0 : Masse volumique de l'eau de mer.

C : cohésion du sol.

$Cotg \alpha$: Pente du talus.

KD : Coefficient de stabilité adimensionnel de HUDSON.

$W(M_{50})$: Masse d'un seul bloc.

n : Nombres de couches.

D_n : Diamètre nominale.

$K\Delta$: Coefficient de couche.

e : Épaisseur de la couche.

Ka : Coefficient de MONONOBÉ-OKABÉ de poussée.

φ : Angle de frottement du sol.

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

k_h : Coefficient horizontal de séisme.

k_v : Coefficient vertical de séisme.

F_p : Force de poussée.

σ_{adm} : Contrainte admissible d'acier.

f_y : Résistance de calcul de l'acier.

I : Moment d'inertie.

σ_{bc} : Résistance admissible du béton.

σ_{st} : Résistance admissible des aciers HA.

A_{ser} : Section des aciers.

q_p : Résistance partiel en pointe.

N_q : Terme de portance de CAQUOT et KERISEL.

f : Le coefficient de frottement.

F et CS : coefficient de sécurité

M_r : Moment de renversement.

M_s : Moment stabilisateur.

ELS : état limite de service.

ELU : état limite ultime.

F_r : Facteur de sécurité du renversement.

F_s : Facteur de sécurité du glissement.

AF : Appontements Flottants

Liste des figures

Chapitre master : Utilisation de sable de dragage :

- Figure M.1 La drague à chaîne à godets à capsule..... 7
- Figure M.2 la drague à tarière..... 8
- Problématique d’approvisionnement du marché national en matière de sable (Maroc)..... 13
- une étude pour l’actualisation des données sur l’utilisation du sable de dragage au niveau international..... 13

Chapitre I : Généralités sur les ouvrages maritimes :

- Figure I.1 cales de halage..... 17
- figure I.2 Éléments constitutifs de la digue..... 19
- Figure I.3 types de digues à talus..... 20
- Figure I.4 digue verticale..... 20
- Figure I.5 Digue mixte verticalement..... 21
- Figure I.6 Digue mixte horizontalement..... 21
- Figure I.7 Les appontements..... 22
- Figure I.8 types de quai..... 23
- Figure I.9 Phare de la pointe de Sidi Lakhdar – Dellys..... 24
- Figure I.10 Propagation de la houle..... 24
- Figure I.11 La réflexion..... 25
- Figure I.12 Type de déferlement..... 26
- Figure I.13 Variation du niveau de la mer..... 27

Chapitre II : Données sur le projet :

- Figure 2.1 : Situation géographique de l'abri de pêche..... 30
- Figure 2.2 : Éclairage public - Bouches d’incendies..... 31
- Figure 2.3 : Réseau eaux pluviales- Réserve eau potable..... 32
- Figure 2.4 : Embouchure de l'Oued Essed- Plage de sable au sud de l'épi..... 32
- Figure 2.5 : Classification de la sismicité..... 33

Chapitre III : Etude de la réfraction de la houle :

- Figure 3.1 : Directions retenues des houles..... 40

Chapitre VII : Les appontements flottants :

- Figure 7.1 : appontement flottant en aluminium système 186..... 116

Les annexes

Annexe lié au chapitre II :

- Figure 1 : Levée bathymétrique..... 6
- Figure 2 : Discontinuité morphologique du terrain..... 10

Annexe lié au chapitre IV :

- Figure 3 : après 2 heures de simulation..... 13
- Figure 4 : après 4 heures de simulation..... 13
- Figure 5 : après 6 heures de simulation..... 14
- Figure 6 : Étude du panache sédimentaire (transport par suspension). Variante n°1,2... 14
- Figure 7 : Résultats du transport sédimentaires..... 15

- Figure 8 : Plan de masse du port..... 16

Annexe lié au chapitre VI :

- Figure 9 : Schéma du quai -4.50 m..... 21
- Figure 10 : Schéma d'un bloc type 1..... 21
- Figure 11 : blocs décomposés en sections..... 22
- Figure 12 : Schéma d'un bloc type 3..... 23
- Figure 13 : géométrie d'un bloc type IV..... 24
- Figure 14 : Bloc décomposé en sections..... 24
- Figure 15 : géométries de la poutre de couronnement..... 25
- Figure 16 : la poutre décomposée en sections..... 25
- Figure 17 : Diffusion de la charge d'une roue de 6T sur le quai -4.50m..... 31
- Figure 18 : Schéma de la poussée due aux charges roulantes..... 31
- Figure 19 : Les poussées appliquées sur le quai à -6m en cas statique et dynamique... 35
- Figure 20 : Schéma du quai en bloc à -2.50m..... 44
- Figure 21 : Schéma d'un bloc type 1..... 44
- Figure 22 : géométrie d'un bloc type IV..... 45
- Figure 23 : la poutre décomposée en sections..... 46

Annexe lié au chapitre VII :

- Figure 24 : Appontement sur pile..... 57
- Figure 25 : Le guidage sur pieux..... 58
- Figure 26 : Les anneaux de guidage ou colliers..... 59
- Figure 27 : L'entretien des pieux..... 59
- Figure 28 : Le guidage sur rail..... 60
- Figure 29 : guidages sur poutrelle HEA 140..... 60
- Figure 30 : L'ancrage par bracons..... 61
- Figure 31 : L'ancrage par chaînes sur corps-morts..... 62
- Figure 32 : L'ancrage par chaînes sur corps-morts..... 63
- Figure 33 : L'ancrage par élastomère, cordage sur corps-morts..... 63

Annexe lié au chapitre VIII :

- Figure 34 : Positionnement des points de sondages géotechnique..... 65

Liste des tableaux

Chapitre II : Données sur le projet :

- Tableau 2.1 : Installations existantes..... 31
- Tableau 2.2 : Répartition fréquentielle des vents (%)...... 34
- Tableau 2.3 : Statistiques de la houle au large (Source : S.S.M.O., 1963-1970)...... 35

Chapitre III : Etude de la réfraction de la houle :

- Tableau 3.1 : Conditions de houles..... 39
- Tableau 3.2 : caractéristiques des houles extrêmes..... 39
- Tableau 3.3 : Résultats du calcul des houles de récurrence annuelle..... 40
- Tableaux 3.4 : Résultats du calcul..... 41
- Tableau 3.5 : Les moyennes des résultats obtenus par direction et par période..... 42
- Tableau 3.6 : Récapitulatif de la fréquence d'observation et de la durée d'action..... 43
- Tableau 3.7 : Récapitulatif du bilan d'énergie annuel par direction et par période..... 43
- Tableau 3.8 : Récapitulatif du calcul de l'angle « α » et de la fonction $f(\alpha)$ 43
- Tableau 3.9 : Récapitulatif du transit sédimentaire par période et par direction..... 44

Chapitre IV : L'étude Avant-Projet Sommaire (APS) :

- Tableau 4.1 : Embarcations existantes..... 47
- Tableau 4.2 : Embarcations prévues..... 47
- Tableau 4.3 : Flottille additionnelle..... 47
- Tableau 4.4 : Dimensions retenues..... 47
- Tableau 4.5 : Récapitulatif..... 49
- Tableau 4.6 : caractéristiques des variantes..... 50
- Tableau 4.8 : caractéristiques de la houle..... 51
- Tableau 4.9 : comparaisons entre les variantes..... 52

Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de protection :

- Tableau 5.1 Matériaux utilisés pour la jetée principale..... 55
- Tableau 5.2 Matériaux utilisés pour la jetée secondaire..... 71

Chapitre VI : Dimensionnement des quais :

- Tableau 6.1 valeurs des caractéristiques géométriques par mètre linéaire du quai..... 90
- Tableau 6.2 Effort appliqués sur le quai cas statique..... 91
- Tableau 6.3 Effort appliqués sur le quai cas dynamique..... 94
- Tableau 6.4 Efforts appliqués sur le couronnement, le bloc type 4 et le sol (cas statique)..... 97
- Tableau 6.5 Efforts appliqués sur le couronnement, le bloc type 4 et le sol (cas dynamique).. 98
- Tableau 6.6 Efforts appliqués sur le couronnement, le bloc type 4 plus le bloc type 3 et le sol (cas statique)..... 99
- Tableau 6.7 Efforts appliqués sur le couronnement, le bloc type 4 plus le bloc type 3 et le sol (cas dynamique)..... 100
- Tableau 6.8 valeurs des caractéristiques géométriques par mètre linéaire du quai..... 101
- Tableau 6.9 Effort appliqués sur le quai cas statique..... 102
- Tableau 6.10 Effort appliqués sur le quai cas dynamique..... 103
- Tableau 6.11 Effort appliqués sur le quai cas statique..... 105
- Tableau 6.12 Effort appliqués sur le quai cas dynamique..... 106

Chapitre VIII : Etude d'impact sur l'environnement :

- Tableau 8.1 : Grille d'évaluation de l'importance globale d'un impact..... 129
- Tableau 8.2 : Synthèse des impacts liés au projet..... 129
- Tableau 8.3 : création de nombre d'emploi 131

Les annexes

Annexe lié au chapitre II :

- Tableau 1. Résultats des sondages à la lance..... 7
- Tableau 2. Les résultats des prélèvements d'échantillons effectués..... 8

Annexe lié au chapitre V :

- Tableau 3 : Coefficient de stabilité adimensionnel de HUDSON..... 18
- Tableau 4 : Coefficient de couche et porosité de différents types de bloc..... 18
- Tableau 5 : Les catégories d'enrochements..... 19

Annexe lié au chapitre VI :

- Tableau 7 Valeurs des caractéristiques géométriques du bloc type I..... 22
- Tableau 8 Valeurs des caractéristiques géométriques du bloc type III..... 23
- Tableau 9 Valeurs des caractéristiques géométriques du bloc type IV..... 25
- Tableau 10 Valeurs des caractéristiques géométriques du couronnement..... 26
- Tableau 11 Valeurs des caractéristiques géométriques des évidements..... 26
- Tableau 12 Valeurs des caractéristiques géométriques du remblai au-dessus du bloc type 1.... 27
- Tableau 13 Valeurs des caractéristiques géométriques du remblai au-dessus du bloc type 3.... 27
- Tableau 14 Valeurs des caractéristiques géométriques du remblai au-dessus du couronnement. 27
- Tableau 15 Poussées des terres sur le quai (cas statique)..... 29
- Tableau 16 : Poussées dues aux surcharges sur le quai (cas statique)..... 30
- Tableau 17 Poussées des terres sur le quai (cas dynamique)..... 33
- Tableau 18 Poussées dues aux surcharges sur le quai (cas dynamique)..... 34
- Tableau 19. Poussées des terres sur le couronnement avec le bloc type 4 et le sol (cas statique).. 36
- Tableau 20. Poussées dues aux surcharges sur le couronnement avec le bloc type 4 et le sol (cas statique)..... 37
- Tableau 21. Poussées des terres sur le couronnement avec le bloc type 4 et le sol (cas dynamique)
- Tableau 22. Poussées dues aux surcharges sur le couronnement avec le bloc type 4 et le sol (cas dynamique)..... 38
- Tableau 23 Poussées des terres sur le couronnement, le bloc type 4 plus le bloc type 3 et le sol (cas statique)..... 40
- Tableau 24 Poussées dues aux surcharges sur le couronnement, le bloc type 4 plus le bloc type 3 et le sol (cas statique)..... 41
- Tableau 25 Poussée due à la charge roulante sur le couronnement, le bloc type 4 plus le bloc type 3 et le sol..... 41
- Tableau 26 Poussées des terres sur le couronnement, le bloc type 4 plus le bloc type 3 et le sol (cas dynamique)..... 42
- Tableau 27 Poussées dues aux surcharges sur le couronnement, le bloc type 4 plus le bloc type 3 et le sol (cas dynamique)..... 43
- Tableau 28 Valeurs des caractéristiques géométriques du bloc type I..... 45
- Tableau 29 Valeurs des caractéristiques géométriques du bloc type IV..... 45
- Tableau 30 Valeurs des caractéristiques géométriques du couronnement..... 46
- Tableau 31 Valeurs des caractéristiques géométriques des évidements..... 46
- Tableau 32 Valeurs des caractéristiques géométriques du remblai au-dessus du bloc type 1.... 47
- Tableau 33 Valeurs des caractéristiques géométriques du remblai au-dessus du couronnement..... 47
- Tableau 34 Poussées des terres sur le quai (cas statique)..... 48
- Tableau 35 Poussées dues aux surcharges sur le quai (cas statique)..... 49
- Tableau 36 Poussées des terres sur le quai (cas dynamique)..... 50

- **Tableau 37 Poussées dues aux surcharges sur le quai (cas dynamique)..... 51**
- **Tableau 38 Poussées des terres sur le couronnement avec le bloc type 4 et le sol (cas statique)..... 52**
- **Tableau 39 Poussées dues aux surcharges sur le couronnement avec le bloc type 4 et le sol (cas statique)..... 53**
- **Tableau 40 Poussées des terres sur le couronnement avec le bloc type 4 et le sol (cas dynamique)..... 54**
- **Tableau 41 Poussées dues aux surcharges sur le couronnement avec le bloc type 4 et le sol (cas dynamique)..... 54**
- **Tableau 42 : les coefficients de portance de CAQUOT et KERISEL..... 55**

Sommaire

Introduction général.....	1
Chapitre master : Utilisation de sable de dragage.....	4
1. Introduction.....	5
2. La raison du dragage.....	5
3. Le processus de dragage.....	6
4. Type de dragage.....	7
5. Alternatives à la gestion de la matière draguée.....	8
6. Problèmes environnementaux.....	12
7. Conclusion.....	14
I. Généralités sur les ouvrages maritimes.....	15
I.1. Introduction.....	16
I.2. Définition d'un port.....	16
I.3. Rôles d'un port.....	16
I.3.1. Le rôle économique.....	16
I.3.2. Le rôle physique.....	16
I.4. Classification des ports.....	16
I.5. Composition portuaire.....	17
I.6. Généralités sur les mouvements de la mer.....	24
I.6.1. la houle.....	24
I.6.2. La marée.....	26
I.6.3. Les seiches.....	27
I.6.4. Les courants.....	27
I.7. Conclusion.....	27
II. Données sur le projet.....	28
II.1. Introduction.....	29
II.2. L'histoire de la ville de Skikda.....	29
II.3. Situation géographique et description.....	29
I.3.1. Localisation de la zone d'étude.....	29
I.3.2. Description de l'abri.....	30
II.4. Sismicité de la zone.....	33
II.5. Données climatologiques et hydrographiques.....	34
II.5.1. Climat.....	34
II.5.2. Niveau marin.....	34
II.5.3. Vents.....	34
II.5.4. Houles au large.....	35
II.5.5. courants.....	35
II.6. Rappel sur les reconnaissances générales.....	35
II.7. Conclusion.....	36
III. Etude de la réfraction de la houle.....	37
III.1. Introduction.....	38
III.2. Principe de calcul.....	38
III.3. Données de base.....	38
III.3.1. Données bathymétriques.....	38
III.3.2. Données de la houle au large.....	38
III.3.2. Choix de secteur angulaire.....	39
III.4. Interprétation des résultats.....	40
III.5. Estimation du transit sédimentaire.....	42
III.6. Données utilisées.....	42
III.6.1. Calcul du bilan énergétique annuel.....	43
III.6.2. Calcul du transit sédimentaire.....	43
III.7. Conclusion.....	44

IV. L'étude Avant-Projet Sommaire (APS)	45
IV.1. Introduction	46
IV.2. Plan de masse du port	46
IV.3. Principe d'établissement des variantes d'aménagements	46
IV.4. Données sur la flottille	47
IV.4.1. Situation actuelle.....	47
IV.4.2 Situation prévisionnelle.....	47
IV.5. Profondeur d'eau nécessaire	48
IV.6. Schéma d'aménagement	48
IV.7. Principales caractéristiques des variantes d'Avant-Projet Sommaire	50
IV.8. Rappel sur l'étude d'agitation sur modèle mathématique	51
IV.8.1. Caractéristiques de la houle au voisinage des ouvrages projetés.....	51
IV.8.2 Analyse des résultats.....	51
IV.9. Analyse multicritères et choix de la variante	52
IV.10. conclusion	52
V. Dimensionnement des ouvrages de protection	53
V.1. Introduction	54
V.2. Les fonctions des enrochements naturels	54
V.3. Critère de choix entre enrochements naturels et blocs artificiels	54
V.4. Les différentes formules de pré dimensionnement des digues à talus	54
V.5. Méthode de dimensionnement	55
V.6. Dimensionnement de la jetée principale	55
V.6.1 Au niveau de la section courante.....	55
V.6.2. Au niveau du musoir.....	60
V.6.3. Au niveau du droit du musoir.....	65
V.7. Dimensionnement de la jetée secondaire	71
V.7.1. Au niveau de Profil courant avant musoir.....	71
V.7.2. Au niveau du profil musoir.....	77
V.7.3. Au niveau de Section a l'enracinement	82
VI. Dimensionnement des quais	87
VI.1. Introduction	88
VI.2. Structure des quais	88
VI.3. Hypothèse de calcul	88
VI.4. Quai a -4.50m	90
VI.5. Les différentes sollicitations agissant sur le quai	90
VI.5.1. Cas statique.....	91
VI.5.2. Cas dynamique	93
VI.6. Vérification de la stabilité partielle	96
VI.6.1 Vérification de la stabilité du couronnement avec le bloc type 4 et le sol	96
VI.6.2. Vérification de la stabilité du couronnement avec le bloc type 4 plus le bloc type 3 et le sol	98
VI.7. Quai a -2.50m	100
VI.7.1 Les différentes sollicitations agissant sur le quai.....	101
• Cas statique	101
• Cas dynamique.....	103
VI.8. Vérification de la stabilité partielle	104
VI.8.1 Vérification de la stabilité du couronnement avec le bloc type 4 et le sol	104
VI.9. Etude de couronnement	106
VI.9.1. Effort agissant sur la poutre de couronnement	106
VI.9.2. Ferrailage de la poutre de couronnement	111
VII. Les appontements flottants	113
VII.1. Introduction	114
VII.2. Principe de vérification et hypothèse de calcul	114
VII.2.1. Vérification à la flottabilité	114
VII.2.2. Vérification à la gîte.....	114
VII.3. Notation, unités et valeurs par défaut	116
VII.4. Calcul de la stabilité et de la flottabilité	117
VII.5. Ancrage des modules flottants	119

VII.5.1 Etude du corps morts	119
VIII. Etude d'impact sur l'environnement	124
VIII.1. Introduction.....	125
VIII.2. Cadre juridique	125
VIII.3. Description du projet et de ses actions	127
VIII.4. Évaluation des impacts	127
VIII.4.1. Importance globale de l'impact	128
VIII.4.2. Impact socio-économique d'un port	130
VIII.5. Comparaison entre appontement flottant et béton.....	131
VIII.6. Conclusion.....	132
Conclusion générale	133

Introduction générale :

Le transport maritime est le moteur de la croissance commerciale puisque il assure 80% des flux des échanges mondiaux .il constitue l'épine dorsal dans le commerce international grâce à ses nombreux avantages en principe la sureté, la moindre pollution et la rapidité, avec l'aide des intervenants, tel que le transitaire, le transporteur et la douane qui ont une mission principale d'établir une liaison entre les manutentionnaires.

L'Algérie jouit d'une position géographique privilégiée, elle est placée sur la route d'accès à l'océan atlantique par le détroit de Gibraltar et, à l'océan indien par le canal de Suez. Les ports algériens devraient donc être des escales logiques de ces routes maritimes. Plus de 95% du commerce extérieur de l'Algérie emprunte la voie maritime, avec un volume à l'export dominé par les produits hydrocarbures (près de 97%). En effet, la quasi-totalité des échanges commerciaux de l'Algérie avec le reste du monde s'effectue par voie maritime.

Les infrastructures portuaires sont constituées par 13 ports de commerce dont :

- Ports traitant les marchandises générales : Ghazaouet, Oran, Mostaganem, Tenes, Alger, Dellys, Djen Djen et Annaba,
- Ports mixtes : Arzew, Bejaia et Skikda (ancien port),
- Ports spécialisés (hydrocarbures) : Arzew El Djeddid, Skikda (Nouveau port) + 5 bouées off short.

La plupart de ces ports, s'étant développés à partir des sites anciens, se retrouvent aujourd'hui enclavés dans un environnement urbain, qui ne leur offre ni zones d'extensions ni accès terrestres suffisants.

Caractéristiques générales :

- Ports marchandises générales et mixtes : 28 964 ml de digues, 32 578 ml de quais, 541 ha de terre-pleins, 949 ha de plans d'eau et des tirants d'eau allant de -5 à -12,50 m,
- Ports hydrocarbures : 6 500 ml de digues, 4 300 ml de quais, 70 ha de terre-pleins, 226 ha de plans d'eau et des tirants d'eau allant de -11 à -18 m.

La capacité d'un port dépend de 3 activités de base qui sont :

- Le passage à quai,
- Le stockage,
- L'évacuation des marchandises.

Sur cette base la capacité de chaque port a été estimée.

Port de Skikda : Hors hydrocarbures : 2 millions de tonnes, Hydrocarbures : 68,9 millions de tonnes,

Port de Ghazaouet : 1,6 millions de tonnes,

Port de Mostaganem : 1,3 millions de tonnes,

Les coûts d'investissements nécessaires aux horizons 2015 et 2025 relatifs aux aspects suivants :

- Développement des terminaux à conteneurs,
- Autres développements projetés,
- Aménagement des gares maritimes,
- Programme d'entretien et dragage,

Ont été estimés à : **700 milliards de dinars et 7,5 milliards d'Euros.**

L'Algérie dispose d'un littoral long de plus de 1280 Km d'ou Le Littoral de Skikda a :

- Façade maritime : 250,19 km
- Superficie terrestre : 4118 km²
- Superficie marine : 3583 km²
- Port mixte de Skikda, Nouveau port de Skikda (Port pétrolier),
- Ports de pêche : STORA, LA MARSA, COLLO.

La Wilaya de Skikda est une wilaya d'Algérie en Afrique du Nord. Elle compte 936 824 habitants sur une superficie de 4 118 km². La densité de population de la Wilaya de Skikda est donc de 220,0 habitants par km². Skikda, Azzaba et Tamalous sont les plus grandes villes de la Wilaya de Skikda parmi les 38 villes qui la compose. Le Climat méditerranéen avec été chaud est le climat principal de la Wilaya de Skikda. La Wilaya de Skikda est divisée en 13 daïras : le daïra d'Aïn Kechra, le daïra d'Azzaba, le daïra de Ben Azzouz, le daïra de Collo, le daïra d'El Hadaiek, le daïra d'El Harrouch, le daïra d'Ouled Attia, le daïra d'Oum Toub, le daïra de Ramdane Djamel, le daïra de Sidi Mezghiche, le daïra de Skikda, le daïra de Tamalous...

Chef-lieu	Skikda
Daïras	13
Communes	38
Population	936 824 hab
Densité	220 hab/km ²
Superficie	4 118 km ²
Indicatif	38
Code wilaya	21
Code postal	21000

Les phares de la wilaya de Skikda.

- Phare de Cap Bougaroun, à l'ouest de Collo, 1911.
- Phare de l'île Srigina, au nord-ouest du port de Skikda 1906.
- Phare de Cap de Fer, à l'ouest de La Marsa, 1907.
- Phare de Takouch, à Chetaïbi.

La conception et la réalisation d'un port maritime constituent une tâche difficile, mais passionnante, car elle fait nécessairement appel à un travail d'équipe pluridisciplinaire.

Doivent ainsi être abordées, en particulier, les questions relatives :

- à la connaissance de l'environnement naturel des sites potentiels d'implantation (houles, courants, mais aussi biologie, inventaires faune/flore, etc.) ;
- aux trafics potentiels et leurs évolutions à moyen et long terme, trafics en termes de tonnage de marchandises, mais aussi de taille de navires ;
- aux montages financiers et juridiques (partenariats publics privés, concessions, etc.) en vue de réaliser le futur port ;
- aux données techniques pour concevoir les ouvrages extérieurs et intérieurs du futur port ;
- à la concertation avec les populations locales, les ONG et les différentes administrations nationales.

C'est ainsi que dans le cadre de l'élaboration de notre mémoire de fin d'études l'occasion nous a été donnée d'effectuer un travail de contribution aux études générales maritimes dans le cadre de extension d'un port de pêche à Skikda.

Pour mener à bien cette étude, nous avons suivi la démarche méthodologique suivante :

- Une recherche bibliographique, consultation des ouvrages, des revues et des sites web.
- Un déplacement sur terrain.

Chapitre M :

Utilisation du sable de dragage

Chapitre M : Utilisation du sable de dragage

1. Introduction :

Ce chapitre est une recherche bibliographique dans laquelle nous abordons un problème et nous en discutons. Et puisque notre projet souffre du problème d'ensablement Ce qui nous amène à faire des opérations de dragage.

La question qui reste « **comment utiliser le sablé de dragage** ».

Les activités de dragage d'exploitation du sable marin sont aujourd'hui en pleine évolution. Les activités de dragage vont générer des quantités importantes de déblais de sédiments. La gestion de ces déblais de dragage varie d'un site à l'autre, principalement, en fonction de la nature du site, de la qualité des sédiments (niveau de contamination), des volumes à gérer et des contraintes techniques et environnementales. Généralement, les déblais de dragage sont immergés directement en eau libre. Cependant, depuis quelques années, les organismes responsables de la gestion des ressources halieutiques encouragent le choix de solutions alternatives comme le dépôt terrestre à la gestion en milieu marin. À priori, ces solutions sont généralement plus coûteuses et ne sont pas nécessairement plus avantageuses au point de vue environnemental

2. La raison du dragage :

➤ Le dragage pour la navigation :

Dès les tous débuts de la civilisation, les gens, l'équipement, les matériels et les marchandises ont été transportés par voies fluviales et maritimes. Les développements technologiques en cours et le besoin d'améliorer la rentabilité ont poussé à construire des bateaux plus grands et plus efficaces. Ce qui a provoqué le besoin d'élargir et d'approfondir plusieurs de nos rivières et canaux, nos « autoroutes aquatiques », afin de permettre l'accès

aux ports. Pratiquement tous les grands ports du monde ont à un certain moment, nécessité de nouveaux travaux de dragage – connus sous le nom de grands travaux de dragage – pour élargir et approfondir les canaux d'accès, fournir des bassins d'évitage et atteindre les profondeurs d'eau appropriées le long des installations au bord de l'eau.

La plupart de ces canaux ont requis plus tard un dragage d'entretien, c'est-à-dire l'enlèvement des sédiments accumulés dans le fond du canal dragué, afin de leur permettre de continuer à avoir les dimensions nécessaires aux grands bateaux engagés dans le commerce intérieur et international.

➤ Dragage pour la construction, le remblai et l'exploitation minière :

Le dragage est une manière importante de fournir du sable et du gravier aux projets de construction et de remblai. Au cours des deux dernières décennies, la demande et les taux d'extraction associés à de tels agrégats au large ont significativement augmenté.

Les agrégats dragués ont une gamme étendue d'utilisations, notamment :

- Le remblai de terrains : les pressions résultant de la croissance de la population et des développements des ports et des infrastructures dans les zones côtières ont créé un besoin d'élever la hauteur des terrains basses et/ou de construire de nouvelles terrains De telles pressions vont vraisemblablement continuer.

- Les matériaux de construction : une quantité croissante d'agrégats marins est utilisée dans le béton et de remblai, y compris le remblai pour les projets de refoulement.

Le dragage est également souvent effectué afin de :

- créer des fondations sous-marines ;

Chapitre M : Utilisation du sable de dragage

- faciliter l'emplacement des pipelines et des éléments de tunnels immergés ;
- construire des ouvrages de contrôle des crues comme des barrages, digues ou remblais ;
- assurer les défenses contre les inondations (en améliorant ou en maintenant la capacité de déchargement des cours d'eau) ;
- créer ou maintenir des capacités de stockage en eau.

De plus, bien que ce soit moins commun, le dragage peut être utilisé pour récupérer les minéraux et les métaux précieux, ou pour enlever les couches superficielles avant de les atteindre.

➤ Dragage pour l'environnement :

Le dragage peut être effectué pour favoriser l'environnement de plusieurs manières. Les matières draguées sont fréquemment utilisées pour créer ou restaurer les habitats.

Les dernières décennies ont également vu l'utilisation croissante de matières draguées pour le rechargement des plages. Ces schémas sont conçus pour empêcher – ou réduire la probabilité d'érosion ou d'inondation.

De tels engraisements ou rechargements de plages sont réalisés en déposant du sable ou du gravier sur les plages érodées. Ceci représente une solution « d'ingénierie douce », une importante alternative aux solutions structurelles – souvent plus coûteuses – comme un enrochement de protection ou des murs en béton.

Autre utilisation environnementale du dragage : dans les initiatives conçues pour enlever les sédiments contaminés, améliorant ainsi la qualité de l'eau et restaurant la santé des écosystèmes aquatiques. Ce dragage dit de « restauration » ou de « nettoyage » est utilisé dans les cours d'eau, les lacs, les ports et bassins dans les zones très industrialisées ou urbanisées.

La matière enlevée peut être traitée et utilisée après, ou éliminée sous des contrôles environnementaux stricts. Lorsque les conditions s'y prêtent, une alternative à l'enlèvement susceptible de réussir est l'isolation sur place, c'est-à-dire le placement d'une couche de matières non polluées au-dessus du dépôt contaminé.

3. Le processus de dragage :

Les projets de dragage importants (ou nouveaux) peuvent être à la fois énormes et chers. Le dragage d'entretien est souvent une activité régulière, voire continue tout au long de l'année, et à long terme. Dans chaque cas, quels sont les éléments-clés du dragage ?

Le processus de dragage comporte les trois éléments suivants :

- Excavation : ce processus implique le dégagement et l'enlèvement des sédiments (terres) et/ou des roches du lit du plan d'eau. Une machine spéciale – la drague – est utilisée pour creuser la matière, que ce soit mécaniquement, hydrauliquement ou par action combinée.
- Transport des matières excavées : le transport des matières de la zone de dragage vers le site d'utilisation, de rejet ou de traitement intermédiaire est généralement réalisé par l'une des méthodes suivantes :

- (a) dans les puits des dragues ; (b) dans des barges ;
- (c) pompage à travers des pipelines ; et (d) utilisation des forces naturelles comme les vagues et les courants.

D'autres méthodes de transport, rarement utilisées, sont les camions et les bandes transporteuses. La méthode de transport est généralement liée au type de drague utilisée.

- Utilisation ou rejet des matières draguées : dans les projets de construction, le dragage est motivé par la demande en matières draguées. Dans la navigation et le dragage de dépollution, le projet est motivé par l'objectif d'enlever la matière de son emplacement d'origine. Ainsi se

Chapitre M : Utilisation du sable de dragage

pose la question : « Que faire de la matière enlevée ? ». Du fait de la pression environnementale croissante, trouver une réponse à cette question devient de plus en plus difficile, en particulier lorsque la matière est contaminée.

4. Types de dragage :

Comment draguons-nous ? Avec des équipements spécialisés de dragage qui varient considérablement, avec plusieurs tailles et types, dont la plupart sont basés sur l'eau et quelquefois basés à terre. L'équipement de dragage, classé selon les méthodes d'excavation et de fonctionnement, peut être regroupé dans les principales catégories suivantes :

- dragues mécaniques ;
- dragues hydrauliques ;
- dragues spéciales à faible impact ;
- autres types de dragues.

Dans les catégories ci-dessus, d'autres sous-groupes peuvent être identifiés sur la base de la propulsion, c'est-à-dire automotrice comparée à stationnaire. Le choix d'un équipement de dragage pour un projet particulier dépendra d'une combinaison de facteurs, dont :

- le type d'environnement physique ;
- la nature, la quantité et le niveau de contamination des sols à draguer ;
- la méthode de placement ;
- la distance au site de placement.

❖ Autres types de dragues :

Il y a de nombreuses machines de dragage qui n'entrent pas facilement dans les catégories ci-dessus. La plupart d'entre elles comprennent des outils spécialisés développés à des fins spécifiques. Notons particulièrement les techniques de dragage hydrodynamique qui ne soulèvent pas la matière draguée au-dessus de la surface de l'eau, par exemple les dragues à injection d'eau.



Figure M.1 La drague à chaîne à godets à capsule



Figure M.2 la drague à tarière

5. Alternatives à la gestion de la matière draguée :

Lorsque nous draguons, que faisons-nous avec les sols dragués ?

Au cours des trente dernières années, c'est devenu le problème crucial du dragage et il y a eu un dialogue permanent entre plusieurs nations et organisations à ce propos.

Dans le but de protéger l'environnement tout en favorisant le développement économique.

Les alternatives de gestion relatives à la matière draguée peuvent être groupées dans les cinq principales catégories suivantes :

- Réinstallation durable
- Utilisation avantageuse
- Rejets en eaux libres
- Rejets confinés
- Traitement

➤ Réinstallation durable :

Les sédiments marins ou fluviaux contribuent normalement à la durabilité des écosystèmes naturels. Leur rôle dans les processus des rivières, des estuaires et des zones côtières, doit être respecté autant que possible. Par conséquent, dans l'évaluation environnementale, la réinstallation d'un estuaire dans l'environnement naturel doit être envisagée comme première option.

➤ Utilisation avantageuse :

La matière draguée est de plus en plus considérée comme une ressource plutôt qu'un déchet. Plus de 90 % des sédiments provenant du dragage de navigation comprennent des sédiments non pollués, naturels et non déplacés, ce qui est considéré comme acceptable pour une large gamme d'utilisations. Le DMAF (Dredged Material Assessment Framework [Cadre d'évaluation de la matière draguée]) reconnaît cela et demande, en premier lieu dans l'examen des options de gestion de la matière draguée, que ses utilisations avantageuses possibles soient prises en compte.

L'utilisation avantageuse peut être définie comme « toute utilisation qui ne considère pas la matière comme un déchet ».

Toute une gamme d'options existe et les principales peuvent être distinguées comme suit :

- la protection du littoral, par exemple l'engraissement des plages, l'alimentation terrestre/au large, un retraitement géré ;

Chapitre M : Utilisation du sable de dragage

- l'agriculture, l'horticulture, la sylviculture ;
- le développement ou l'amélioration de l'habitat, par exemple les habitats aquatiques, les habitats des oiseaux, les bancs de boue, les marécages ;
- le développement ou l'amélioration des équipements, par exemple le paysage ;
- l'élévation des terres de faible altitude ;
- le remblai de terrains, par exemple pour le développement industriel, le logement, les infrastructures ;
- la production de matériaux de construction, par exemple les briques, l'argile, les agrégats ;
- les travaux de construction, par exemple un remplissage de fondation, des digues.

La faisabilité opérationnelle, c'est-à-dire la disponibilité de la matière adéquate en quantité nécessaire à un moment donné, est un aspect important de nombreuses utilisations avantageuses.



Avant rechargement



Après rechargement

➤ Rejets en eaux libres :

Le rejet en eaux libres signifie que la matière draguée est déposée sur des sites désignés dans les océans, les estuaires, les rivières et les lacs de telle manière qu'elle n'est pas isolée des eaux adjacentes au cours du placement. Le placement est en général effectué via des pipelines, des barges ou des puits à déblais.

Les sites en eaux libres peuvent être dispersifs ou non (rétention) selon que les sédiments aient été transportés hors du site ou demeurent dans les limites désignées.

Chapitre M : Utilisation du sable de dragage

En général, des sédiments propres ou modérément contaminés sont déposés en eaux libres, bien que le rejet de matières très contaminées puisse également être envisagé avec des mesures de contrôle appropriées.

Les variantes du rejet en eaux libres incluent :

- un placement libre sur le fond d'eau sous forme de monticules ;
- un placement avec un confinement latéral dans des dépressions naturelles ou artificielles ;
- un placement avec un confinement latéral derrière des bermes construites.

Une couverture de matière propre sur la matière draguée peut fournir une isolation de l'environnement benthique.

➤ Rejets confinés :

Des rejets confinés signifient que la matière draguée est déposée sur une structure construite de retenue, c'est-à-dire dans des digues ou des digues de réservoir, ou dans des creux naturels ou construits, ou des emprunts.

Cela isole la matière des eaux ou des sols environnants au cours et après le placement. D'autres termes utilisés dans la littérature pour ce type de placement comprennent notamment « installation de rejet confiné » (Confined Disposal Facility, CDF), « site de rejet endigué » et « zone de retenue ». Les CDF peuvent être construits dans des eaux libres (connues sous le nom de CDF d'île), sur des sites proches du rivage ou terrestres.

La fonction d'un CDF est de retenir les substances de la matière draguée tout en relâchant l'eau de transport. Pour les installations recevant de la matière contaminée, un objectif supplémentaire est d'apporter une isolation efficace des contaminants par rapport à la zone environnante.

Pour cela, en fonction du degré de l'isolation voulue, le CDF peut être équipé d'un système complexe de mesures de contrôle comme les couvertures ou enveloppes de surface, le traitement de l'effluent, du ruissellement et du lessivât.

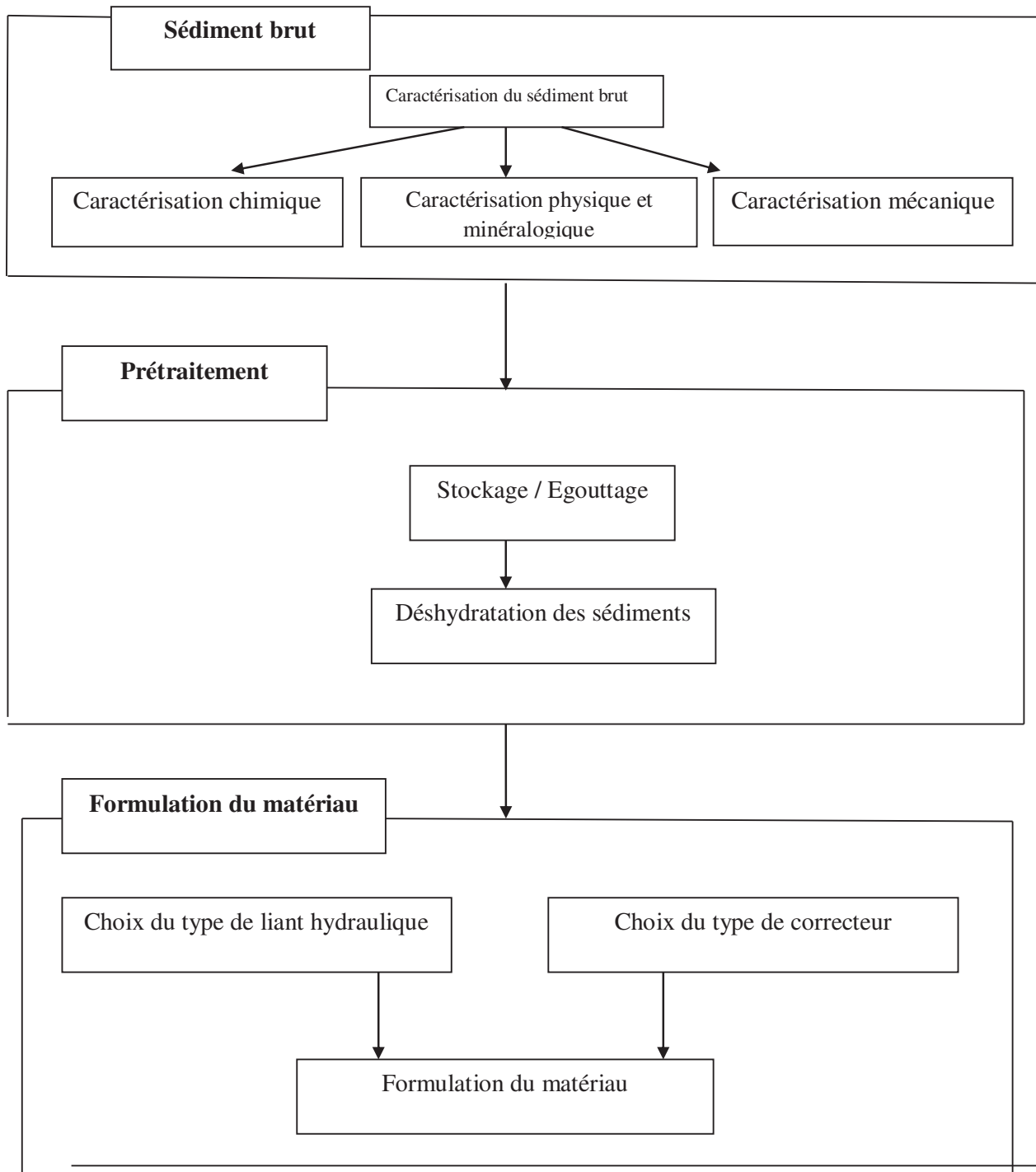
Cet équipement de séparation et d'assèchement
Cet équipement de séparation et d'assèchement

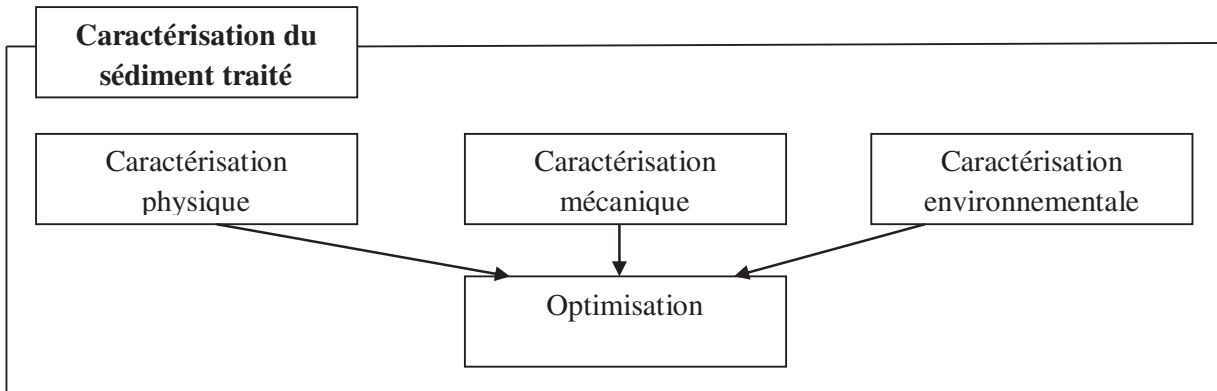


Chapitre M : Utilisation du sable de dragage

➤ Traitement :

Le traitement est défini comme la transformation de la matière draguée contaminée afin de réduire sa quantité ou réduire la contamination. Les méthodes de traitement vont des techniques de séparation, dans lesquelles la vase contaminée est séparée du sable relativement propre, à l'incinération. Certaines techniques sont bien développées, mais d'autres en sont encore aux étapes initiales de développement. Le problème est l'échelle : le traitement est souvent cher et donc le traitement de petits volumes de matière contaminée est un scénario plus probable que celui de grands volumes.





6. Problèmes environnementaux :

Qu'en est-il de l'environnement ? Est-ce que le dragage est bon ou mauvais ?

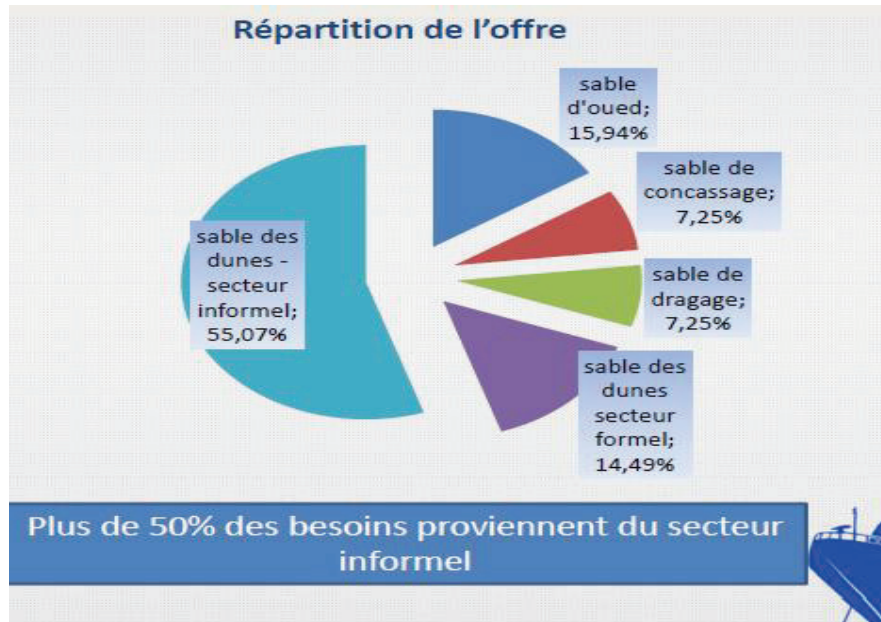
Comment le savoir ? Le dragage joue un rôle vital dans le développement socio-économique et la santé environnementale de nombreux pays et régions du monde. Pourtant, toute infrastructure ou projet de développement peut avoir un impact sur l'environnement et le dragage n'est pas une exception.

➤ Effets du processus de dragage :

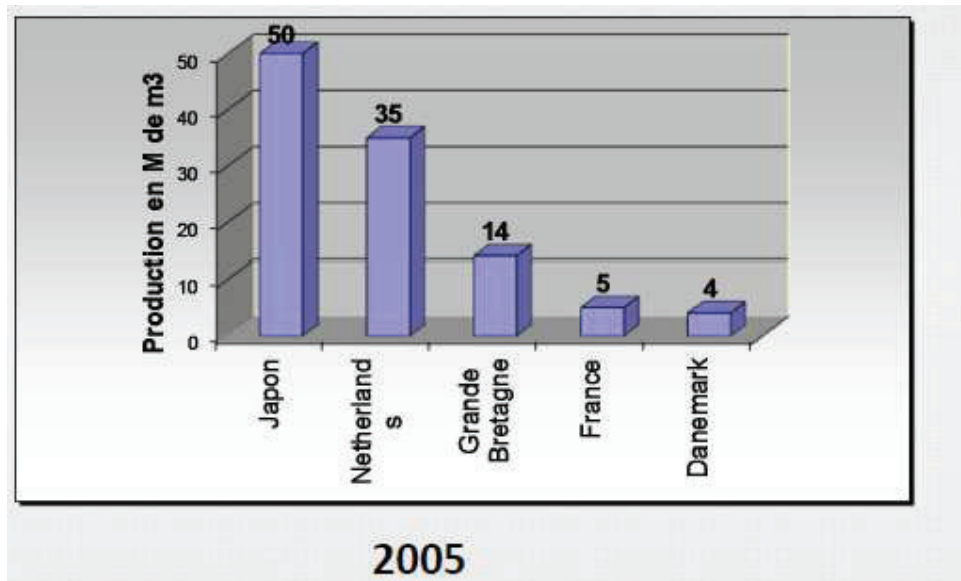
Des effets environnementaux et socio-économiques directs ou indirects peuvent être associés à tout élément du processus de dragage – excavation, transport et rejet. Ces effets peuvent être positifs ou négatifs, à court ou à long terme et peuvent avoir, parmi tant d'autres, des impacts sur :

- la qualité de l'eau, par exemple une augmentation de la concentration des substances en suspension et le dégagement potentiel de contaminants au cours du dragage ou du rejet ; le lessivage de contaminants provenant de sites de rejet ;
- les habitats et les zones naturelles, par exemple l'amélioration ou la création d'habitat, l'enlèvement ou la destruction du benthos, l'étouffement ;
- les communautés locales, par exemple les effets du bruit ; des opportunités accrues de travail ;
- les changements de la bathymétrie ou topographie ;
- les processus physiques, par exemple les vagues, les courants, ou le drainage et donc l'érosion ou le dépôt ;
- les patrimoines archéologiques, par exemple les épaves ;
- les loisirs, par exemple la voile, la natation et l'usage de la plage ;
- les activités économiques, par exemple la pêche commerciale ; une infrastructure améliorée.

Chapitre M : Utilisation du sable de dragage



Problématique d'approvisionnement du marché national en matière de sable (Maroc)



Une étude pour l'actualisation des données sur l'utilisation du sable de dragage au niveau international.

Chapitre M : Utilisation du sable de dragage

7. Conclusion :

L'encadrement technique sur les plans physiques, géographique, biologiques et chimiques des activités de dragage, que ce soit pour les besoins d'entretien ou d'exploitation est une urgence. Les matériaux dragués, en l'occurrence le sable, doivent avoir des conditions pour son utilisations dans le BTP.

Les ports algériens étant une source du sable dragué, une initiation dans le domaine de recherche dans ce contexte est à notre avis intéressante.

La problématique des matériaux dragués, est à l'heure actuelle, en pleine évolution et les techniques usitées doivent faire l'objet d'adaptations afin d'intégrer les considérations environnementale pour l'extraction, le rejet ou l'utilisation final.

Si le dragage reste une activité nécessaire à la vie normale des ports, il doit donc être organisé de façon à limiter les atteintes à l'environnement.

Chapitre I :

Généralités sur les ouvrages Maritimes

Chapitre I : Généralités sur les ouvrages Maritimes

I.1. Introduction :

Avant d'entamer l'étude du projet, une présentation du domaine des travaux maritimes et de son environnement s'impose à travers l'exposition de quelques notions fondamentales relatives aux caractéristiques générales de ses ouvrages, ainsi que les phénomènes naturels pouvant influencer sur une structure quelconque.

I.2. Définition d'un port :

Le port est un point du rivage de la mer, aménagé et équipé pour recevoir, abriter des navires et assurer toutes les opérations de commerce maritime, de pêche et de plaisance.

Les dispositions de la présente ordonnance ne s'appliquent pas aux ports militaires.

I.3. Rôles des ports :

Le port a deux principaux rôles :

- Rôle économique ;
- Rôle physique.

I.3.1. Rôle économique :

Le rôle économique d'un port consiste à la jonction entre deux modes de transport ; terrestre et maritime ou fluviale. On y trouve deux aspects :

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

I.3.2. Rôle physique :

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

- Effectuer les opérations de transit : Charge, décharge des marchandises, embarquement, débarquement des voyageurs.
- Effectuer le ravitaillement : Produits nécessaires à la vie des équipages et des passagers.
- Assurer leurs entretiens et leurs réparations.
- Stationner en période d'attente de marchandise ou de voyageurs à transporter.

I.4. Classification des ports :

Les ports sont classés selon leur destination en :

Ports de commerce : Sont réputés ports de commerce et classés dans cette catégorie, les ports destinés à assurer dans les meilleurs conditions économiques et de sécurité, toutes les opérations d'embarquement et de débarquement de personnes, de marchandises et d'animaux vivants transitant du mode maritime au mode terrestre de transport et inversement ainsi que toutes les opérations liées à la navigation maritime.

Ports de pêche : Sont classés dans cette catégorie, les ports destinés à recevoir les navires armés à la pêche et à assurer la satisfaction des besoins et le développement de cette activité.

Ports de plaisance : Sont classés dans cette catégorie les ports aménagés pour permettre la satisfaction des besoins de la navigation de plaisance et le développement de cette activité.

Chapitre I : Généralités sur les ouvrages Maritimes

Toutefois, peuvent être exercées au niveau d'un port de commerce, à titre accessoire, les autres activités liées à la défense nationale, à la pêche et à la plaisance.

I.5. Composition portuaire :

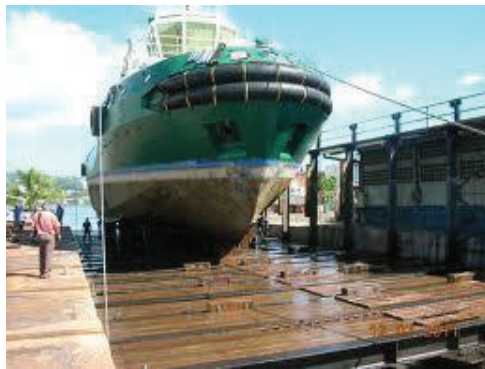
Le domaine public portuaire est composé d'infrastructures, de superstructures et de dépendances grevées de servitude au profit de la circulation maritime et du développement des ports.

. – Les infrastructures.

. – Les superstructures

Les infrastructures portuaires comprennent :

- les chenaux d'accès et les ouvrages de signalisation et de guidage des navires constitués notamment par les phares, bouées, balises et tout autre moyen requis pour assurer l'évolution des navires et la sécurité de la navigation,
- les ouvrages de protection du port (jetées, digues, brises lames) et les plans d'eau abrités (bassins et darses),
- les môles, les quais et les appontements,
- les ouvrages nécessaires à la construction et à la réparation navale (cales sèches, cales de halage), Ce sont les ouvrages dont le rôle est la réparation et l'entretien des navires et bateaux.



(Figure I.1) cales de halage

Les superstructures portuaires comprennent l'ensemble des installations, équipements fixes ou mobiles et outillages nécessaires aux opérations :

- d'accostage des navires et de télécommunication,
-
- de débarquement et d'embarquement des passagers,
- de chargement et de déchargement des navires,
- de réception, de transfert, de stockage, de pesage et de livraison des marchandises,
- d'avitaillement des navires en eau douce et énergie électrique,
- de soutage, de déballastage et de dégazage des navires,
- de réparation navale et de lutte contre l'incendie et la pollution, de pêche et de plaisance.

Elles comportent en outre :

Chapitre I : Généralités sur les ouvrages Maritimes

- les terre-pleins et surfaces couvertes nécessaires au transit et à l'entreposage des marchandises,
- les gares maritimes,
- les gares et voies ferrées ainsi que les routes, voies d'accès incluses dans les limites des ports,
- les halles aux poissons,
- les réseaux d'eau douce et d'énergie électrique ainsi que les réseaux de voiries et de collectes des eaux usées et pluviales.

❖ Définition de quelques notions :

• Les jetées :

c'est une Sorte de chaussée qui s'avance dans la mer afin de permettre aux bateaux d'accoster.

. Les jetées sont de deux natures.

- ✓ Les jetées principales.
- ✓ Les jetées secondaires.

• Les digues :

c'est une Construction qui retient les eaux fluviales ou la mer.

Leur fonction est de réduire l'action de la houle ou d'encourager la déposition de sédiments à l'arrière de l'ouvrage. Suivant la conception des ouvrages de protection contre la houle, on distingue généralement les types suivants :

- Les digues à talus.
- Les digues verticales.
- Les digues mixtes.
- Les digues de types spéciaux.

➤ Les digues à talus :

Les digues sont réalisées au moyen de matériaux plus ou moins grossiers, arrangés globalement sous la forme d'un trapèze qui va opposer à la progression de la houle une résistance d'autant plus efficace que le massif sera élevé et peu poreux.

La houle résiduelle ou recréée derrière l'ouvrage sera composée :

- de la houle transmise à travers l'ouvrage ;
- de la houle qui franchira l'ouvrage soit par déversement au-dessus de celui-ci, soit par des paquets de mer jaillissant à plusieurs dizaines de mètres de hauteur et qui, poussés par le vent, retomberont derrière l'ouvrage.

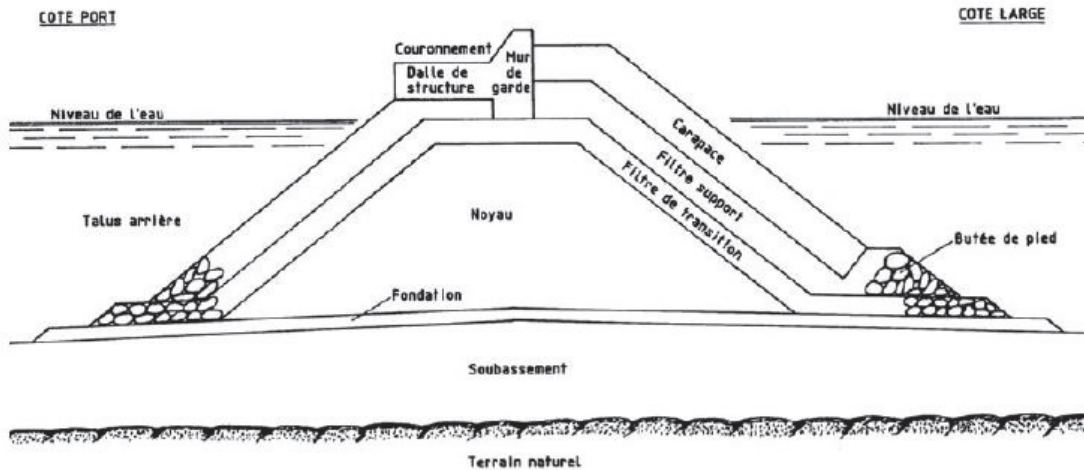
✓ Éléments constitutifs de la digue

Une digue à talus est composée :

- d'un soubassement et éventuellement d'un tapis de pied à la partie inférieure de la digue ;

Chapitre I : Généralités sur les ouvrages Maritimes

- d'un noyau protégé par des sous-couches et par des carapaces en éléments capables de résister à l'attaque de la houle côté extérieur, mais aussi côté intérieur, pouvant être maintenues en partie basse par des butées de pied ;
- de cavaliers de pied qui renforcent, si besoin, l'ouvrage en partie basse ;
- enfin d'un couronnement en partie haute.



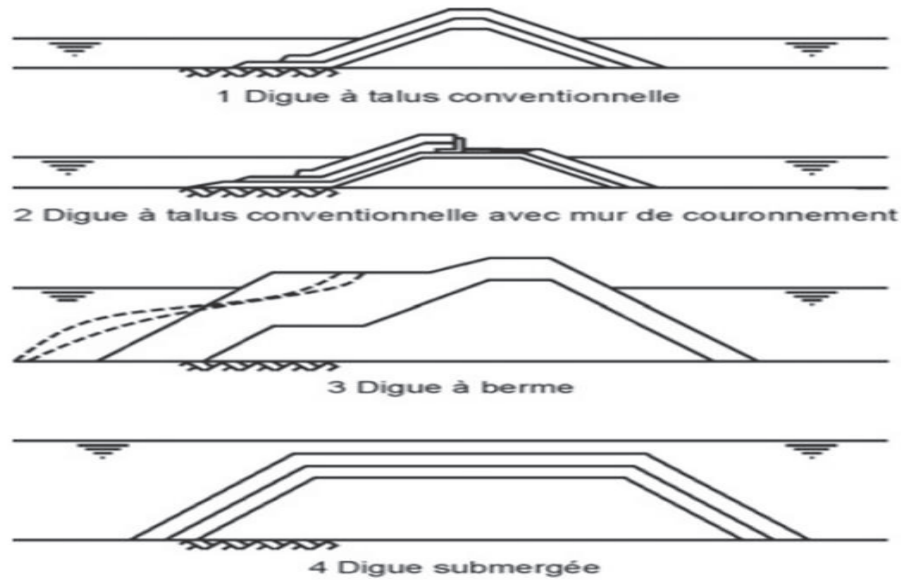
(Figure I.2) Éléments constitutifs de la digue

- **Le musoir :**

C'est l'extrémité de la digue, il est soumis à une action renforcée de la houle. A noter que plusieurs types de digues à talus peuvent être distingués :

- Digue à talus conventionnelle.
- Digue à talus conventionnelle avec mur de couronnement.
- Digue à berme.
- Digue submergée

Chapitre I : Généralités sur les ouvrages Maritimes

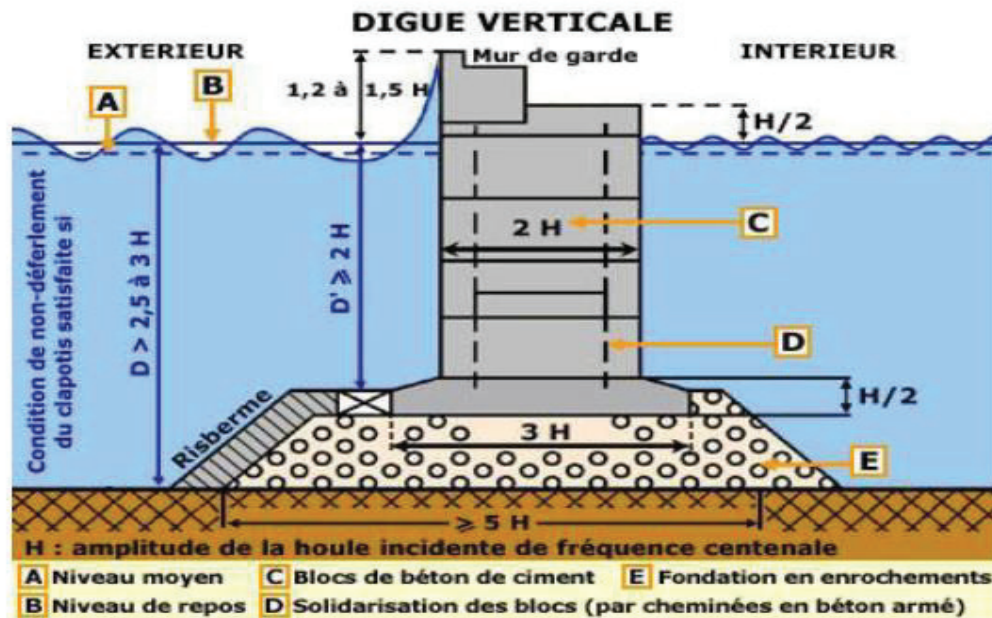


(Figure I.3) types de digues à talus

➤ Les digues verticales :

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

Elle est assise sur un massif de fondation généralement constitué d'enrochements de petite taille (ballast concassé par exemple), protégé contre l'action de la houle par des éléments de taille beaucoup plus importante. Ces digues sont conseillées en eau profonde (>15m), vu la demande importante en matériaux rocheux dans le cas de digue à talus. La largeur de la digue est fixée par le calcul de stabilité.



(Figure I.4) digue verticale

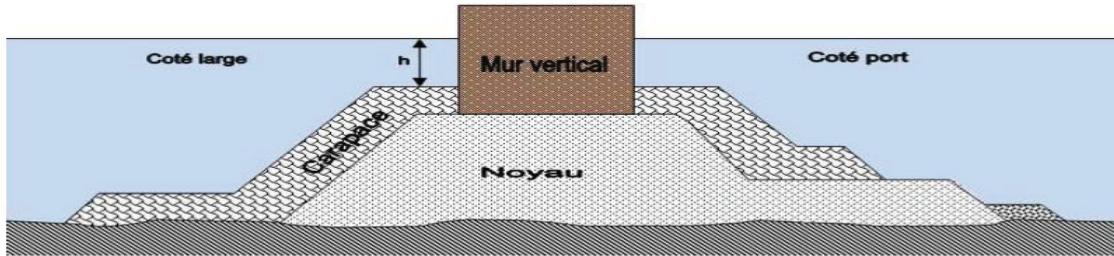
Chapitre I : Généralités sur les ouvrages Maritimes

➤ Les digues mixtes :

C'est une combinaison entre les deux types de digues précitées. Généralement à marée Basse, elle se comporte comme une digue à talus, et à marée haute comme une digue verticale.

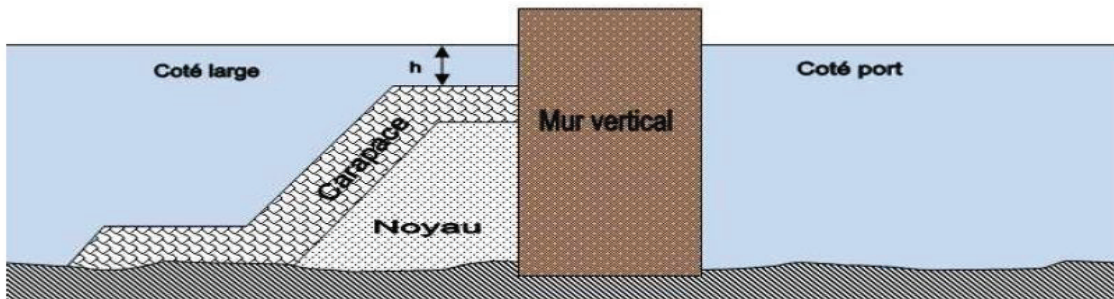
On considère que c'est une digue mixte, lorsque la hauteur d'eau h disponible au-dessus de la berme est inférieure à $1,5H$ (H : hauteur de la houle incidente). On distingue deux types de digues mixtes :

Digue mixte verticalement :



(Figure I.5) Digue mixte verticalement

Digue mixte horizontalement :



(Figure I.6) Digue mixte horizontalement

➤ Les digues de types spéciaux :

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

- Le mur d'eau fixe.
- Le mur d'eau oscillant.
- Les brise-lames flottants.
- Les ouvrages de pré-déferlement.
- Les tapis d'algues synthétiques, Les rideaux de bulles d'air.

Chapitre I : Généralités sur les ouvrages Maritimes

- **Les plans d'eau :**

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

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

- **Les ouvrages d'accostage :**

Ce sont des ouvrages qui permettant aux navires de s'amarrer dans un port pour effectuer leurs chargement et déchargement, il existe plusieurs types structurelles des ouvrages d'accostage :

- Les ducs d'albe.
- Les appontements.
- Les quais.

- ✓ **Les ducs d'albe :**

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

- ✓ **Les appontements :**

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



(Figure I.7) Les appontements

- ✓ **Les quais :**

Qui outre l'amarrage et l'accostage des navires, assurent une liaison directe entre le navire et les infrastructures terrestres du port.

Chapitre I : Généralités sur les ouvrages Maritimes

On retrouve deux grands types de quai :

- Quais à paroi continue :

- Les quais massifs, (blocs, caissons)
- Les quais en soutènement plan (parois moulées ; palplanches),

- Quais à parois discontinus :

- Les quais discontinus sur pieux,



(Figure I.8) types de quai

• la signalisation maritime :

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

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

✓ Les dispositifs d'aide à la navigation

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

- des phares et des feux, visibles à grande distance de nuit.
- du balisage qui délimite de jour les écueils, les hauts fonds et les chenaux.

Chapitre I : Généralités sur les ouvrages Maritimes

- des aides à la navigation radio-électriques qui permettent aux navires de connaître leur position (GPS...)



(Figure I.9) Phare de la pointe de Sidi Lakhdar – Dellys

I.6. Généralités sur les mouvements de la mer :

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

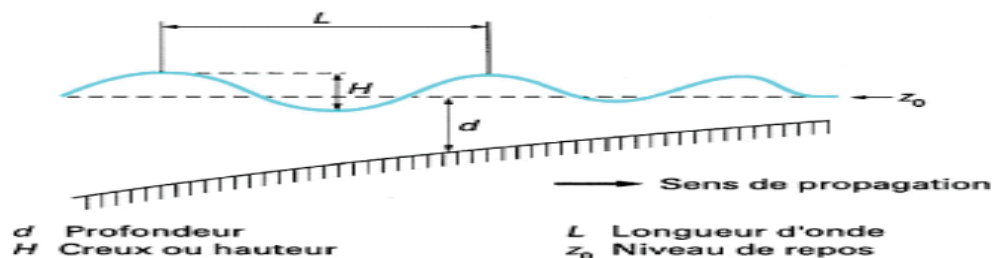
Un mouvement ondulatoire est tout mouvement caractérisé par une période, une amplitude, une célérité et une longueur d'onde, parmi ces mouvements on retrouve :

- La houle ;
- La marée ;
- Les courants.

I.6.1. La houle :

On appelle « **houle** » cet ensemble d'ondulations ou de vagues.

Plus précisément, on appelle **creux** ou **hauteur** H la dénivellation maximale entre une crête et un creux successif, **longueur d'onde** L la distance qui sépare deux crêtes successives, **cambrure** le rapport H/L . La **période** T de la houle est le temps qui sépare le passage de deux crêtes successives en un point fixe (3 à 20 secondes). La vitesse moyenne de propagation des crêtes, c'est-à-dire L/T , est appelée **célérité** c .



(Figure I.10) Propagation de la houle

❖ Phénomènes intervenant dans la propagation de la houle

- **La réfraction :**

Lorsque la houle cylindrique se propage par des profondeurs variables, sa longueur d'onde, son amplitude et sa direction subissent des modifications, alors que sa période reste constante ; c'est le phénomène de réfraction. L'étude de la réfraction de la houle permet de déterminer les caractéristiques de la houle (direction et hauteur) au cours de sa propagation, depuis le large jusqu'à l'approche du rivage. Phénomène de réfraction se compose de deux paramètres le premier correspondant à la déformation du profil (gonflement K_s), le second à une déformation en plan (K_r), ce qui donnera le coefficient de réfraction.

$$\frac{H}{H_0} = K_r K_s \quad \text{Avec : } K_r = \sqrt{\frac{b_0}{b_1}} \quad \text{et } K_s^2 = \frac{L_0}{L} \cdot \frac{1}{1 + \frac{L}{sh \frac{4\pi d}{L}}}$$

- b_0 : Largeur du front de vague au large
- b : Largeur du front de vague au point considéré
- L_0 : La longueur d'onde au large
- L : La longueur d'onde au point considéré.

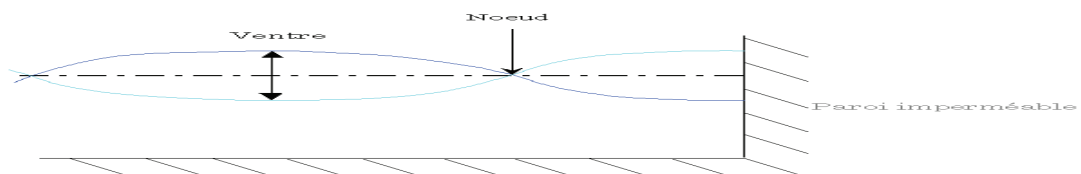
- **La diffraction :**

Le phénomène de diffraction apparaît lorsque le front d'onde incident rencontre un obstacle tel qu'une jetée. Des oscillations apparaissent alors derrière la jetée, la houle diffracte (elle contourne la jetée). Le phénomène apparaît aussi lorsque les rayons d'onde se croisent. En effet, lorsque la houle attaque une jetée ou lorsque les rayons d'onde se croisent, la première approximation concernant la conservation de la densité de la houle entre les rayons d'onde n'est plus valable.

En effet, lorsque la houle attaque une jetée il y aurait discontinuité au niveau de la densité d'énergie: elle passerait d'une valeur constante à une valeur nulle.

- **La réflexion :**

Ce phénomène intervient lorsque la houle aborde une paroi sans déferler. Il peut être comparé à la réflexion d'onde électromagnétique tel que la lumière. La réflexion peut être totale lorsque la paroi est imperméable et verticale. Pour une paroi normale à la direction de propagation de la houle, une onde identique à l'onde incidente mais de sens opposée prend alors naissance. La superposition de ces deux ondes génère le phénomène de clapotis, avec apparition de nœuds et de ventres



(Figure I.11) La réflexion

Chapitre I : Généralités sur les ouvrages Maritimes

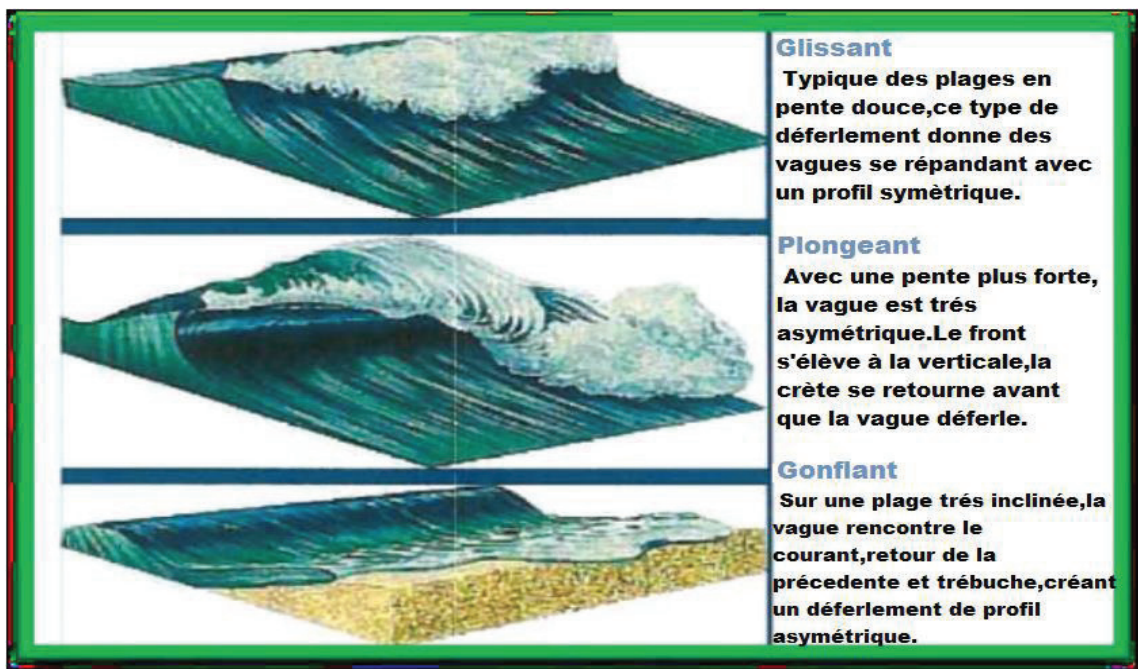
• Le déferlement :

Il se produit quand les lames d'eau atteignent une certaine cambrure limite, au-delà de laquelle le profil devient instable. C'est alors qu'une brisure de la partie haute de la houle est observée.

❖ Types de déferlement :

Différents types de déferlement sont observés. D'une part, le déferlement au large causé soit par une barre au niveau de laquelle le fond remonte brusquement, soit en hauts fonds avec deux vagues se superposant, ou alors par le vent. D'autre part, le déferlement se produit lorsque la houle arrive sur la côte, ce dernier peut être décomposé en trois types :

- le déferlement glissant ou déversant par pente faible,
- le déferlement plongeant par pente forte.
- le déferlement gonflant ou frontal par pente plus forte



(Figure I.12) Type de déferlement

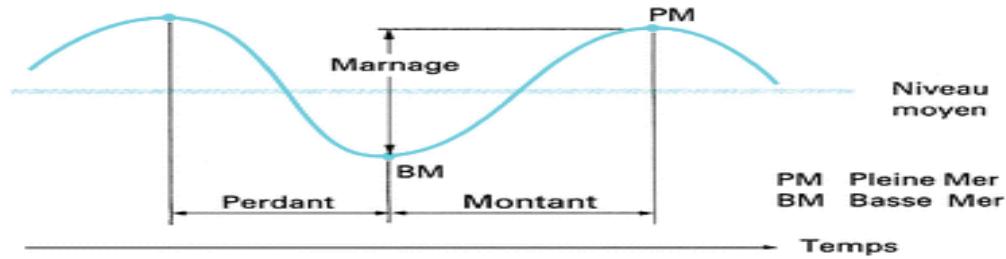
I.6.2. La marée :

C'est la variation du niveau de la mer due à l'action gravitationnelle de la Lune et du Soleil. Parce que la lune gravite autour de la Terre et que le couple Terre-Lune gravite autour du Soleil, les forces gravitationnelles mises en jeu se combinent et modifient la surface déformable de l'océan. Bien que la Lune soit beaucoup plus petite que le Soleil, sa proximité fait qu'elle influe de façon prépondérante (2,5 fois plus que le soleil) sur les phénomènes de marées. La marée est un mouvement périodique des niveaux de la mer et des acylations qui se manifestent à la cote par une acylation d'amplitude variable (0.3 à 15 m) et de période égale à la journée ou à la demi-journée. En Algérie elle est de 0.3 à 0.4 m.

On appelle **marnage** l'amplitude totale de variation du plan d'eau entre la **basse mer** et la **pleine mer** suivante ; la période au cours de laquelle la marée monte est le **montant** (figure II.13) ; le niveau baisse pendant le **perdant**. La variation du niveau de l'eau est accompagnée de courants de même période, appelés **courants de marée**, qui transportent

Chapitre I : Généralités sur les ouvrages Maritimes

les énormes masses d'eau déplacées par la marée. On appelle en général **flot** le courant correspondant au montant, et **jusant** le courant du perdant.



(Figure I.13) Variation du niveau de la mer

I.6.3. Les seiches :

Les seiches sont des oscillations périodiques, amorties ou entretenues, des grands plans d'eau (rades, bassins portuaires, canaux, détroit, lacs, etc. Ce sont des ondes de gravité, de période comprise dans la gamme de l'ordre de grandeur de la minute à quelques heures. Elles se manifestent principalement par des mouvements oscillants horizontaux, gênants pour les navires amarrés, et par des mouvements verticaux relativement faibles.

I.6.4. Les courants :

Un courant marin est un déplacement de l'eau de mer caractérisé par sa direction, sa vitesse et son débit.

Parmi les types de courants, on distingue :

Les **courants de marée**, relativement faibles loin des côtes, peuvent atteindre des vitesses de plusieurs mètres par seconde près des côtes. Ils affectent pratiquement toute la profondeur d'eau avec la même intensité. Comme ils varient lentement dans le temps, ils peuvent être considérés comme constants à l'échelle de l'heure.

Les **courants de houle** sont alternatifs et très forts lors des tempêtes (plusieurs mètres par seconde). Ils affectent surtout la tranche d'eau située près de la surface (de 5 à 10 m d'épaisseur) ; leur importance décroît avec la profondeur.

Enfin, il existe des **courants de faible vitesse** (5 à 30 cm par seconde) dus à l'entraînement des eaux superficielles par le vent, ou aux différences de densité de l'eau liées aux variations de salinité ou de température.

I.7. Conclusion :

La revue bibliographique ainsi réalisé permet d'enrichir les connaissances théoriques en matière des travaux maritimes d'une façon générale.

Chapitre II :

Données sur le Projet

Chapitre II : Données sur le Projet

II.1 Introduction :

L'extension de l'abri de pêche d'El-Marsa Skikda est dictée par les impératifs du développement des infrastructures et superstructures de base pour un meilleur rendement socio-économique et le souci de répondre aux besoins en ressources halieutiques au titre des programmes de croissance économique.

II.2 L'historique de la wilaya de Skikda :

La ville de SKIKDA est située à l'Est du littoral Algérien. Elle a été connue sous le nom PHILIPPEVILLE jusqu'à la fin de la guerre d'indépendance algérienne en 1962.

La ville moderne de SKIKDA a été fondée en 1838 par les Français sur les ruines d'une ancienne ville phénicienne qui plus tard a prospéré comme une grande ville romaine appelée RUSICADE, un mot punique qui signifie "promontoire du feu».

Sa position géographique et sa situation au centre de la région Nord- Est du pays, confère à la ville de SKIKDA un rôle de premier plan dans les échanges et les flux économiques, grâce à l'importance de ses infrastructures techniques (routes nationales, ports et voie ferrée).

II.3. Situation géographique et description :

II.3.1 Localisation de la zone d'étude :

La Wilaya de Skikda est située au Nord-Est de l'Algérie, elle s'étend sur une superficie de 4.137,68 km², avec une population avoisinant les 804.697 habitants. Elle dispose de 250 km de côtes qui s'étalent d'El Marsa à l'Est jusqu'à l'oued Z'hor aux fins fonds du massif de Collo à l'Ouest (fig. 2.1). Elle est limitrophe avec les Wilayas de Annaba, Guelma, Constantine et Jijel. Elle a pour cadre un versant maritime au relief montagneux et très raviné avec une façade verte.

L'abri de pêche d'El Marsa est situé à 7° 15' de longitude Est et 37° 2' de latitude Nord, à 50 km de Skikda, Chef-lieu de wilaya (voir figure 2.1).

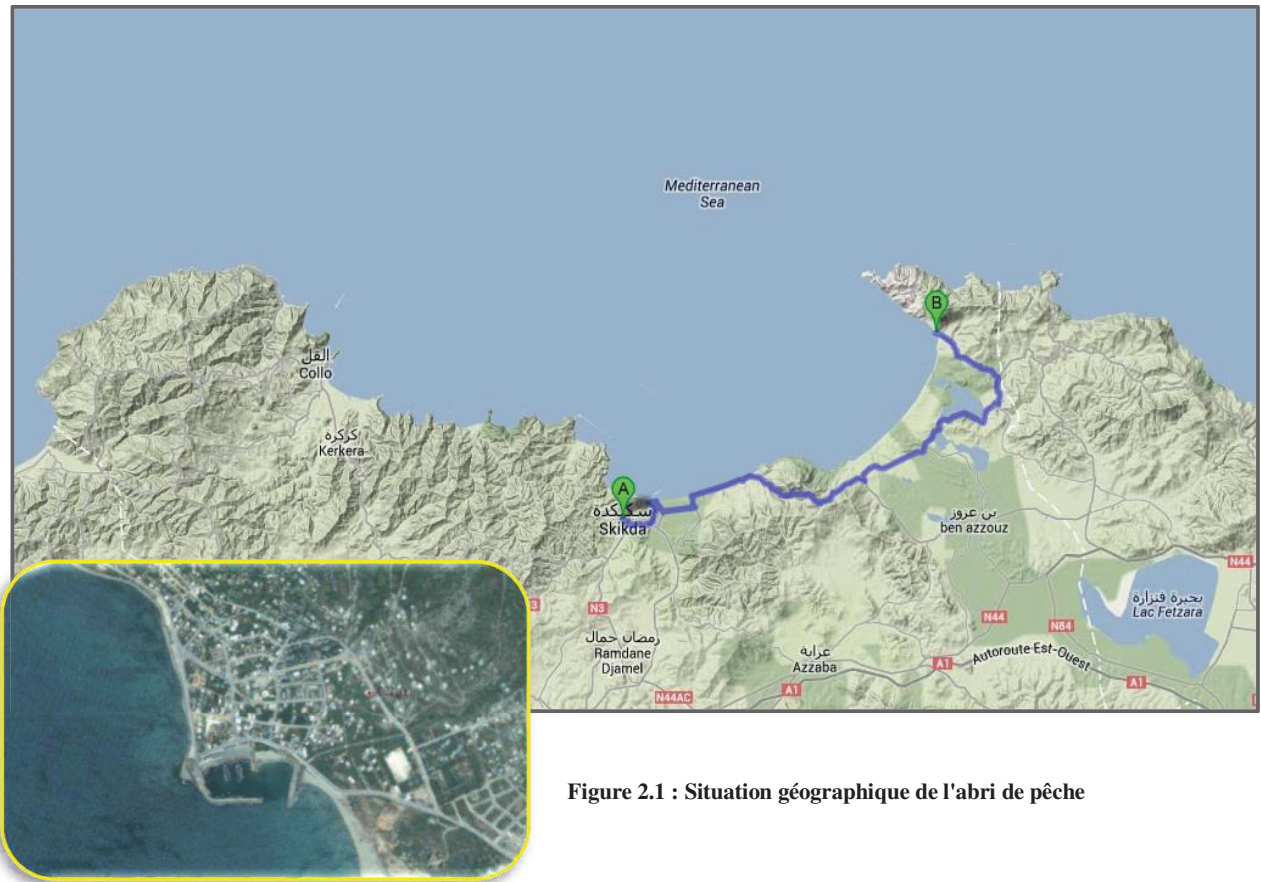


Figure 2.1 : Situation géographique de l'abri de pêche

II.3.2 Description de l'abri :

❖ Descriptif de l'état des lieux

L'abri de pêche se caractérise par :

- Une jetée principale de longueur environ de 300 ml,
- Une jetée secondaire de longueur environ de 130 ml,
- Epi existant 150 ml
- Un terre-plein d'une superficie d'environ 1.15 Ha.
- Le plan d'eau a une superficie de 2,10 Ha.
- Les ouvrages d'accostage actuels sont constitués de :
 - d'appontement et de quais pour sardiniers et petits métiers
 - d'une cale de halage.



❖ Descriptif des installations existantes

Il y a deux accès et un escalier qui relie le port au boulevard. Le terre-plein du port comporte les installations suivantes :

Chapitre II : Données sur le Projet

Tableau 2.1 : Installations existantes

Nature de la superstructure	Superficie (m ²)
cases pêcheurs (rangement d'outillages et d'accessoires)	360
Station carburant (espace réservé)	275
Station d'avitaillement actuelle	65
Magasin de vente articles de pêche	147
Chambre froide	15
Fabrique de glace	12
Local de signalisation maritime	26
Bureaux EGPP	74
Chambre de Treuil	10

✓ Les réseaux divers existants

• Éclairage public

On remarque la présence d'un réseau d'éclairage public avec des candélabres sur tout le terre-plein du port. On notera la présence d'un poste de transformation du côté de l'accès secondaire.

• Réseaux eau potable et anti-incendie

Les bouches d'incendies et les réservations de l'AEP existent.

• Réseaux eau pluviales

Les caniveaux et les avaloirs existent le long du terre-plein du port.



Éclairage public



Bouches d'incendies

Chapitre II : Données sur le Projet



Réseau eaux pluviales



Réservation eau potable

✓ Descriptif paysager

L'environnement du port est composé

- Un site urbain qui le surplombe, un boulevard qui longe le port plus haut avec un mur de soutènement et un escalier pour piétonnier. Avec pour mobilier urbain des bancs, des palmiers et des candélabres le long du boulevard.
- Un site à l'EST du port en arrière du mur de clôture avec des ruines antiques et une installation de signalisation.
- On précise aussi que l'APC de SKIKDA a interdit l'élévation du bâti du port à R+1 c'est pour cette raison que toutes les installations présentes sont au niveau RDC.



ruines antiques



Site urbain (Boulevard front de mer)

✓ Aspect sédimentologique et environnemental

Le site d'El Marsa montre la formation d'une belle plage de sable fin au sud de l'épi implanté au sud de la jetée secondaire de l'abri de pêche. Cet épi n'a connu aucun soulagement depuis sa réalisation (les différentes études antérieures ont recommandé le soulagement de l'épi régulièrement). Les fonds au niveau de la passe d'entrée du port sont de l'ordre de -0.80 m à -1.00m d'après les pêcheurs trouvés sur place. L'Oued Essed qui déverse juste derrière cet épi a été canalisé par une structure en béton dont la configuration de la partie avale ne semble pas être adéquate pour le rejet des sédiments vers le large. Cette partie en question présente une forme évasée par rapport à la partie amont ce qui est

Chapitre II : Données sur le Projet

en faveur de la diminution de la vitesse du cours d'eau et donc une décantation rapide des sédiments à l'enracinement de l'épi.

Quel que soit la configuration finale de l'abri de pêche d'El Marsa il serait nécessaire de prévoir le désensablement du cours d'eau en amont.



Embouchure de l'Oued Essed



Plage de sable au sud de l'épi

II.4. Sismicité de la zone :

D'après le règlement parasismique algérien version 2003 établie par le Centre National de Recherche en génie Parasismique, la wilaya de Skikda est classée dans la Zone II « zone à sismicité moyenne »

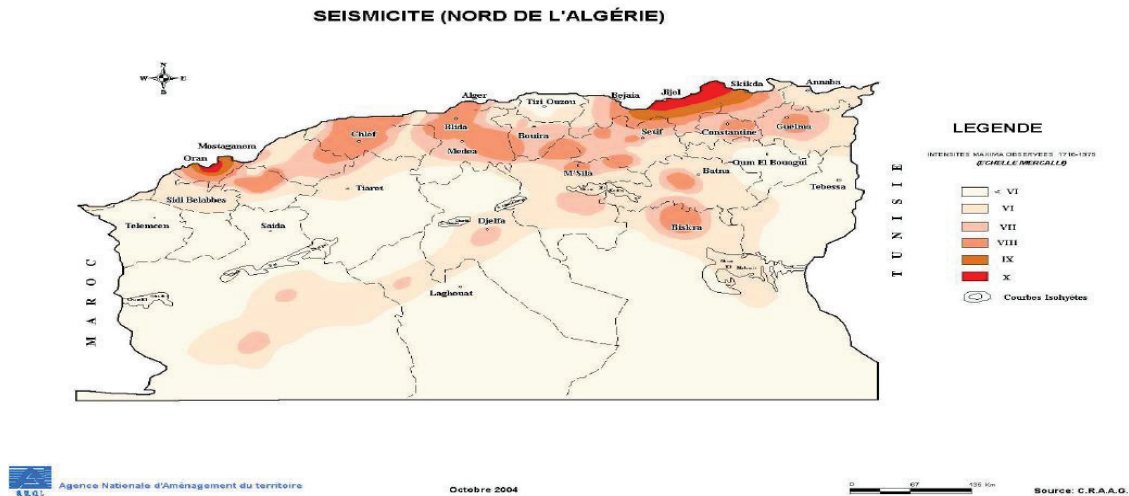


Figure 2.5 : Classification de la sismicité.

Chapitre II : Données sur le Projet

II.5. Données climatologiques et hydrographiques

II.5.1 CLIMAT

Le climat est de type méditerranéen, tempéré et caractérisé par une saison humide douce et un été chaud et sec. La température moyenne est de 11°C en hiver et 25°C en été. La pluviométrie varie entre 600 et 700 mm par an, dont 80% sont concentrés durant la saison pluvieuse entre les mois d'octobre à mars. L'humidité moyenne mensuelle est de 68 à 75%. L'évaporation totale annuelle s'élève à 1.376 mm, l'évaporation mensuelle est supérieure à la pluviométrie mensuelle durant les mois de mars et d'octobre. Les vents, en période hivernale, sont de secteur Nord-Est et Nord- Ouest, alors qu'en période estival, ils sont généralement du secteur Nord-Est. Le Sirocco souffle environ 18 jours par an.

II.5.2 NIVEAU MARIN

La variation du niveau marin se produit essentiellement sous l'action de trois (03) facteurs qui sont la marée, la surélévation dynamique de la houle dans la frange littorale due au déferlement et le vent.

La marée est généralement réduite en Méditerranée mais, présente d'importants écarts suivant l'époque lunaire. En moyenne, nous pouvons dire que la marée de pleine lune est de 25 à 30 cm, celle de la nouvelle lune étant de 5 à 15 cm. Il peut se superposer à cet effet astronomique, d'autres phénomènes tels que la pression atmosphérique, seiches, etc.

II.5.3 VENTS

En se basant sur des relevés de l'Atlas Océanographique de l'U.S. Naval Océanographique Office, couvrant la période entre 1963 et 1970, la répartition fréquentielle des vents par intensité et direction est donnée comme suit :

Tableau 2.2 : Répartition fréquentielle des vents (%)

Direction Vitesse m/s	N		E		NE		NW		W	
	N	E	NE	NW	W	NE	NW	W	NE	NW
0,5 - 1,54	1,1	1,4	1	0,7	1					
2,04 - 5,1	4,8	9,1	6,5	6,1	10,4					
5,61 - 10,7	2,4	5,6	2,8	6,1	13,2					
11,22 - 11,73	0,6	0,5	0,5	2,7	5,3					
17,34 - 23,97	0,1	0,1	0	0,8	1,1					
25	0	0	0,1	0,1	0					
Total	Secteur Nord à Est 36.6 %					Secteur Ouest à Nord-Ouest 47.5 %				

De l'analyse de ces données, il ressort que deux secteurs de vent dominant :

- Le secteur Ouest à Nord-Ouest : 47,5%
- Le secteur Nord à Est : 36,6%

Chapitre II : Données sur le Projet

II.5.4 Houles au large

❖ Données de l'US Naval Weather Service Command (S.S.M.O) (1963 à 1970)

L'observation des houles au large est consignée dans l'Atlas Océanographique de L'U.S. Naval Weather Service Command.

Les données exploitées représentent un total de 7815 observations effectuées sur la période allant de 1963 à 1970.

Tableau 2.3 : Statistiques de la houle au large (Source: S.S.M.O., 1963-1970)

Direction Périodes d'occurrence	Ouest	Nord-Ouest	Nord	Nord -Est	Est	Toutes Directions
Biennale	7.92	7.03	5.46	4.00	3.51	8.41
Quinquennale	9.03	8.10	6.50	4.67	4.01	9.44
Décennale	9.86	8.90	7.27	5.16	4.38	10.21
Vingtennale	10.70	9.71	8.05	5.67	4.75	10.96
Cinquantennale	11.61	10.71	9.06	6.35	5.24	12.01

II.5.5 Courants

Les renseignements extraits des instructions nautiques signalent l'existence d'un courant général dirigé vers l'Est pouvant atteindre 1 à 1,5 nœuds et passant à quelques miles au large et d'un courant de 0,5 à 1,5 nœuds qui circulerait plus près de la côte. Le courant général crée dans la plupart des baies, un contre-courant littoral dirigé vers l'Ouest; celui-ci est relativement faible et ne crée pas un courant de marée suffisamment important pour être mis en évidence.

II.6. Rappel sur les reconnaissances générales :

Les reconnaissances sur site ont été réalisées sur site et ont consisté en :

- ✓ Un levé topographique
- ✓ Un levé bathymétrique
- ✓ Des sondages à la lance
- ✓ Des prélèvements d'échantillons de sédiments.
- ✓ Reconnaissance du sol par sondage sismique.

II.6.1 Description des travaux du levé topo-bathy, sondages à la lance et prélèvement d'échantillons de sédiments

❖ Consistance des travaux

Les travaux ont consisté en :

- Un levé topographique sur un linéaire de côte d'environ 2400 m et une bande côtière moyenne de 100m, relevant tous les détails existants, à savoir, les abords de l'abri, les accès routiers, les constructions, ...
La surface totale levée est de 11.5 HA.
- Un levé bathymétrique d'une superficie totale de 224 HA, réalisé suivant des profils parallèles espacés de 20m, atteignant l'isobathe de - 15 m.

Chapitre II : Données sur le Projet

- La réalisation de 60 points de sondages à la lance, répartis sur 13 radiales, suivant des coordonnées pré définies
- Le prélèvement de 40 échantillons de sédiments en mer, au niveau de la ligne de côte et des profondeurs de -2.00m ; -5.00m et -10.00m, répartis sur 10 profils,
- Le prélèvement de 06 échantillons au niveau des embouchures de l'oued Essed et l'oued Essebt, à raison de 03 prélèvements par oued.

NB : Les résultats des sondages et prélèvement sont reportés en Annexe 2.

II.6.2 Description des travaux de reconnaissances sismiques

❖ Consistance des travaux

Un levé de profils sur un linéaire total de 5 km, ces profils ont été répartis suivant la forme de la zone d'étude comme suit :

- 10 profils dans la direction NO-SE avec une distance inter profils de 75m
- 09 profils dans la direction O-E avec une distance inter profils de 80m

NB : Les résultats des Description des travaux de reconnaissances sismiques en Annexe 3.

II.7 Conclusion :

L'analyse des différents paramètres relatifs aux données sur le projet dans son état actuel, les données sur le milieu marin, ainsi que les statistiques concernant la flottille prévisionnelle permettra de déterminer les besoins en termes de linéaire de quai et de surfaces de terre-plein. Ces données seront déterminantes afin de définir les différentes variantes d'aménagement de l'extension.

Chapitre III :

Etude de la réfraction de la houle

Chapitre III : Etude de la réfraction de la houle

III.1 Introduction :

Lorsque la houle arrive près des côtes, les crêtes des vagues (lignes de phase) ont tendance à s'aligner avec les lignes d'iso-profondeur (isobathes). Ce phénomène de réfraction se généralise à toutes les ondes qui se propagent dans un milieu inhomogène lentement variable. Les rayons, qui sont perpendiculaires aux lignes de phase pour les ondes de surface, convergent les uns vers les autres à l'approche des caps et divergent dans les baies. Comme l'énergie est conservée entre deux rayons, on comprend pourquoi les vagues sont plus fortes près des caps.

III.2 Principe de calcul de la réfraction de la houle :

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

Connaissant la climatologie au large, il est possible d'établir une statistique de la houle au large. Cette statistique est ensuite propagée vers la côte en utilisant des fonctions de transfert calculées suivant la bathymétrie représentée suffisamment au large, dans les fonds où les houles ne sont pas réfractées. Le coefficient de réfraction est défini de la manière suivante :

$$K_r = \frac{H_s \text{ locale}}{H_s \text{ large}}$$

K_r : Coefficient de réfraction

H_s locale : amplitude significative locale de la houle

H_s large : amplitude significative de la houle au large

Les calculs de réfraction de la houle entre le large et la côte sont effectués par le modèle numérique SWAN (Simulating Waves Nearshore développé par l'université de DELFT) pour différentes conditions de houle au large (hauteur, période et direction). Le logiciel modélise la propagation de la houle en prenant notamment en compte les phénomènes de :

- Réfraction, sur les fonds et autour des ouvrages.
- Frottement sur le fond.
- Déferlement.

III.3 Données de base :

III.3.1 Données bathymétriques

La bathymétrie utilisée pour cette étude de réfraction est celle issue de la digitalisation de la carte SHOM « de CAP BOUGAROUNI à CAP CAXIN, échelle : 1/100360», complétée par le levé bathymétrique réalisé en Juin 2012 par le LEM sur une superficie de 200 Ha.

III.3.2 Données de houles au large

Les données de houles utilisées pour l'étude de la réfraction sont ceux du *SSMO*, (Summury of Synoptic Meteorological Observations)

Chapitre III : Etude de la réfraction de la houle

Afin d'optimiser les calculs, 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.

Le choix des périodes est fait en fonction de la répartition des probabilités de dépassement d'une houle d'amplitude donnée. Les houles de fortes amplitudes (> 10s), ont une probabilité d'apparition relativement faible. Les périodes de houle considérées dans le cadre de cette étude sont : 6, 8 et 10 secondes.

Ci-après est présenté le tableau portant sur les conditions de houles retenues dans le cadre de cette étude.

Tableau 3.1 : Conditions de houles

Direction Périodes	Ouest	Nord - Ouest	Nord	Nord -Est	Est
T = 6 s	1.22	1.18	1.03	0.99	1.03
T = 8 s	2.65	2.76	2.52	2.63	2.60
T = 10 s	5.41	5.46	6.40	5.05	---

Les résultats de cette étude seront pris comme données de base du calcul du transit sédimentaire.

Le tableau ci-dessous présente les caractéristiques des houles extrêmes retenues pour la détermination des conditions de houles à la côte.

Tableau 3.2 : caractéristiques des houles extrêmes

Direction Périodes	Ouest (270°)	Nord – Ouest (315°)	Nord	Nord –Est	Est	Toutes Directions
Biennale	7.92	7.03	5.46	4.00	3.51	8.41
Quinquennale	9.03	8.10	6.50	4.67	4.01	9.44
Décennale	9.86	8.90	7.27	5.16	4.38	10.21
Vingtennale	10.70	9.71	8.05	5.67	4.75	10.96
Cinquantennale	11.61	10.71	9.06	6.35	5.24	12.01
Centennale	12.64	11.56	9.65	6.83	5.61	12.76

III.3.3 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.

Chapitre III : Etude de la réfraction de la houle

Ainsi Deux (02) 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 :



Figure 3.1 : Directions retenues des houles

- Une direction approximativement perpendiculaire à la côte pour mesurer les effets d'une houle frontale (270°N)
- Une direction de houle à incidence oblique (315°N)

III.4 Interprétation des résultats :

LES RESULTATS DE L'ETUDE DE PROPAGATION DE LA HOULE SONT ILLUSTRÉS PAR :

- Les épures de réfraction qui montrent qualitativement comment la hauteur de houle et la direction changent au cours de la propagation de la houle.
- La détermination quantitative des conditions (H_s , angle d'arrivée et T_p) de la houle en des points situés sur les isobathes -1.5,-2,-3,-5,-10,-15,-20 m.

Le coefficient de réfraction (K_r) a été calculé pour chaque direction retenue à une profondeur d'environ 10 m (pour les houles annuelles), profondeur limite de la dynamique sédimentaire. Le coefficient de réfraction est présenté ci-après pour chaque direction de houle considérée :

Tableau 3.3 : Résultats du calcul des houles de récurrence annuelle

DIRECTION EN DEGRE	PERIODE en (s)	AMPLITUDE DE LA HOULE AU LARGE H_s (m)	AMPLITUDE DE LA HOULE EN (m) à - 10 m	COEFFICIENT DE REFRACTION K_r à - 10 m
N270°	6	1.22	1.11	0.91
	8	2.65	2.36	0.89
	10	5.41	4.49	0.83
N315°	6	1.18	0.60	0.51
	8	2.76	1.53	0.55
	10	5.46	3.40	0.62

- Les houles provenant des deux directions 270°N et 315°N sont peu réfractées à des profondeurs de 10 m, avec un coefficient de réfraction K_r compris entre 0.51 et 0.91.
- Les houles provenant des directions 270°N et 315°N sont peu réfractées à des profondeurs de -10 m, -15m et -20 m, elles perdent partiellement leur énergie du large (voir les tableaux ci-dessous).

Chapitre III : Etude de la réfraction de la houle

Tableaux 3.4 : Résultats du calcul

			Profondeur -10m		Profondeur -15m		Profondeur -20m	
Direction	Période	Hs	Hs	Kr	Hs	Kr	Hs	Kr
N270°	2 ans	7,92	5,34	0,67	6,83	0,86	7,08	0,83
N315°	2 ans	7,03	4,61	0,65	5,66	0,80	6,20	0,88

			Profondeur -10m		Profondeur -15m		Profondeur -20m	
Direction	Période	Hs	Hs	Kr	Hs	Kr	Hs	Kr
N270°	5 ans	9,03	5,54	0,61	7,22	0,80	7,89	0,87
N315°	5 ans	8,10	4,98	0,61	6,30	0,77	7,10	0,87

			Profondeur -10m		Profondeur -15m		Profondeur -20m	
Direction	Période	Hs	Hs	Kr	Hs	Kr	Hs	Kr
N270°	10 ans	9,86	5,61	0,57	7,38	0,75	8,32	0,84
N315°	10 ans	8,90	5,21	0,58	6,66	0,75	7,63	0,86

			Profondeur -10m		Profondeur -15m		Profondeur -20m	
Direction	Période	Hs	Hs	Kr	Hs	Kr	Hs	Kr
N270°	20 ans	10,70	5,75	0,54	7,60	0,71	8,72	0,81
N315°	20 ans	9,71	5,33	0,55	6,88	0,71	8,01	0,82

			Profondeur -10m		Profondeur -15m		Profondeur -20m	
Direction	Période	Hs	Hs	Kr	Hs	Kr	Hs	Kr
N270°	50 ans	11,61	5,88	0,50	7,82	0,67	9,10	0,78
N315°	50 ans	10,71	5,52	0,43	7,17	0,56	8,45	0,67

			Profondeur -10m		Profondeur -15m		Profondeur -20m	
Direction	Période	Hs	Hs	Kr	Hs	Kr	Hs	Kr
N270°	100 ans	12,64	5,92	0,47	7,87	0,62	9,24	0,73
N315°	100 ans	11,56	5,59	0,48	7,28	0,63	8,65	0,75

Chapitre III : Etude de la réfraction de la houle

III.5 Estimation du transit sédimentaire :

L'estimation du transit sédimentaire a été faite en utilisant la formule du LCHF suivante :

$$Q = \frac{K}{C} * g * H_s^2 * T * t * f(\alpha)$$

Avec :

- Q = volume de sable transporté (en m³)
- K = coefficient de transport du sédiment (2,5 10⁻⁶)
- g = accélération de la pesanteur (en m/s²)
- C = cambrure de la houle (0,03)
- Hs = amplitude significative de la houle (en m)
- T = période de la houle (en secondes)
- f(α) = fonction de l'obliquité "α" de la crête de la houle avec la côte
- t = durée d'action de la houle (en secondes).

Le coefficient K pour des sables fins à moyens (D50 de 0,2 à 0,5 mm) varie de 2,5 à 5,0 10⁻⁶ ; pour un sable de diamètre supérieur à 0,5mm, le coefficient k peut s'exprimer par la relation suivante :

$$K = 1,8 \cdot 10^{-6} \cdot d^{-1/2}, \text{ avec } d : \text{ diamètre en mm}$$

L'utilisation de cette formule conduit à définir :

- le bilan énergétique annuel de transport caractérisé par : Hs². T. t.
- la fonction f(α) liée à l'obliquité de la houle $f(\alpha) = \sin [7/4 (\alpha)]$.

III.6 Données utilisées :

Les données nécessaires à l'établissement du transit sédimentaire proviennent des résultats de l'étude de réfraction de la houle réalisée dans le cadre de cette étude et sont obtenus par extraction de 05 points au niveau du site d'étude à partir du modèle SWAN.

Les résultats de réfraction de la houle à partir du modèle SWAN sont moyennés comme suit :

Tableau 3.5 : Les moyennes des résultats obtenus par direction et par période

Direction	270°N			315°N		
	Période (s)	Hs (m)	T (s)	Angle d'arrivée θ°	Hs (m)	T (s)
6	1.11	6.20	278	0.60	6.19	322
8	2.36	7.84	282	1.53	7.84	326
10	4.49	10.28	285	3.40	10.28	327

Chapitre III : Etude de la réfraction de la houle

III.6.1 Calcul du bilan énergétique annuel :

- Calcul de la durée d'action de la houle « t »

Le temps "t" est donné par la relation suivante : $t = \frac{365j \times 24 H \times 3600s}{100} \times f (\%)$

Avec f (%) fréquence d'observation

Tableau 3.6 : Récapitulatif de la fréquence d'observation et de la durée d'action

Direction	270°N		315°N	
	f (%)	t	f (%)	t
6	24.96	7871385,6	12.72	4011379,2
8	5.46	1721865,6	3.20	1009152
10	0.73	230212,8	0.37	116683,2

Tableau 3.7 : Récapitulatif du bilan d'énergie annuel par direction et par période

Direction	270°N	315°N
Période (s)	(Hs) ² . T. t (m ² s ²)	(Hs) ² . T. t (m ² s ²)
6	60 517 605,39	9 011 162,23
8	76 720 821,17	18 898 591,33
10	46 411 130,69	13 488 577,92
Total Général	Hs². T. t = 225 047 888,74 m²s²	

Le bilan énergétique annuel est estimé à $225.10^6 \text{ m}^2 \text{ s}^2$

III.6.2 Calcul du transit sédimentaire :

- Calcul de l'angle "α", angle que fait la crête de la houle avec la côte

$$f(\alpha) = \sin(7/4 \times \alpha)$$

Tableau 3.8 : Récapitulatif du calcul de l'angle « α » et de la fonction f (α)

Direction	270°N		315°N	
	α°	f (α)	α°	f (α)
6	7	0,212	43	0,97
8	4	0,12	45	0,98
10	2	0,06	46	0,99

Chapitre III : Etude de la réfraction de la houle

Tableau 3.9 : Récapitulatif du transit sédimentaire par période et par direction

Direction	270°N	315°N	Total par période
Période (s)	Q (m ³ /an)	Q (m ³ /an)	Q (m ³ /an)
6	10 529,20	7 145,65	17674,85
8	7 666,93	15 199,08	22866,01
10	2 323,33	10 908,94	13 232,28
T/direct	20 519,46	33 253,67	53 773,13

Ouest (+) : 54 000 m³/an

Est (-) : 0 m³/an

Rappel : par convention le signe (+) correspond à un transport Ouest ==> Est et le signe (-) correspond à un transport Est ==> Ouest.

Les estimations du transit sédimentaire basées sur l'énergie de la houle donnent une résultante dirigée de l'Ouest vers l'Est avec une capacité de transport de sédiment estimée à environ **54 000 m³/an**.

III.7 Conclusion :

L'étude de la réfraction de la houle et du transit sédimentaire pour chaque ouvrage maritime est primordiale, car elle permettra de définir la houle à la côte (houle de projet), ainsi que le volume des sédiments transporté, qui sont indispensables pour le choix des aménagements d'extension, et aussi pour le calcul des ouvrages de protection.

Chapitre IV :

L'étude Avant-Projet

Sommaire (APS)

Chapitre IV : L'étude Avant-Projet Sommaire (APS)

IV.1 Introduction :

Sur la base des plans des résultats des reconnaissances et des besoins estimés , on a élaboré trois (03) variantes de schémas d'aménagement relatives à l'extension du port de pêche d'El Marsa Skikda .

IV.2 Le plan de masse du port :

Le choix du plan de masse est une étape importante pour accompagner la configuration répondant aux hypothèses de calcul. La mise au point d'un plan optimal et économiquement rentable à partir des impératifs d'exploitation a souvent eu lieu au cours des phases préliminaires d'un projet, et elle est d'une importance capitale pour le résultat final.

IV.3 Principe d'établissement des variantes d'aménagement :

Toutes les variantes présentées dans ce rapport répondent d'une manière générale aux besoins exprimés en postes à quai et surfaces de terre-pleins, soit l'ensemble des infrastructures et équipements nécessaires pour l'accueil, l'accostage et l'amarrage des différents types d'embarcations, la réception le débarquement et la commercialisation des produits de pêche, la réparation des unités de pêche et l'avitaillement en fuel et carburant.

Pour le tracé du plan de masse les critères de conception suivants ont été pris en compte :

- **Pour la configuration générale**

Les différentes variantes d'aménagement de la zone d'extension du port actuel, ont été élaborées de manière à répondre aux besoins croissants des activités de la pêche et de la plaisance mais aussi afin de lui conférer :

- une protection optimale en termes de stabilité des ouvrages de protection projetés contre l'action de la houle,
- une agitation admissible garantissant aussi bien la sécurité des ouvrages et des embarcations que le confort des usagers,
- une protection contre le phénomène d'ensablement que connaît actuellement l'abri.

- **Pour la configuration intérieure :**

Pour la configuration des ouvrages intérieurs, les paramètres suivants ont été pris en compte, à savoir :

- implantation des ouvrages d'accostage de manière à assurer une bonne accessibilité à partir des terre-pleins.
- une meilleure régularité et une bonne répartition des surfaces derrière les quais,
- un nouveau plan d'eau d'une superficie assez conséquente, permettant aux différentes embarcations, d'effectuer aisément les manœuvres d'évitage.
- un minimum de volume de dragage,
- une nouvelle estacade pour rouler d'une capacité de 250 T permettant la mise à sec des embarcations de fort tonnage avec des surfaces de terre-pleins qui s'y rattachent pouvant abriter toute infrastructure future pour la construction navale.

Chapitre IV : L'étude Avant-Projet Sommaire (APS)

IV.4. Données sur la flotte :

IV.4.1 Situation actuelle :

Tableau 4.1 : Embarcations existantes

Type d'embarcation	Nombre
sardiniers	26
Petits métiers	135
chalutiers	/
Plaisancier	50
Total	211

IV.4.2 Situation prévisionnelle :

Tableau 4.2 : Embarcations prévues

Type d'embarcation	Nombre
sardiniers	100
Petits métiers	200
chalutiers	20
Plaisancier	200
Total	520

La flotte additionnelle à injecter serait la suivante

Tableau 4.3 : Flotte additionnelle

Type d'embarcation	Nombre
sardiniers	74
Petits métiers	65
chalutiers	20
Plaisancier	150
Total	309

Les dimensions retenues en mètres pour ces unités sont les suivantes :

Tableau 4.4 : Dimensions retenues

DESIGNATION	Long moy (m)	Larg moy (m)	Tirant d'eau max (m)	Profondeur d'eau (m)
sardiniers	15	5.5	2.50	4.50
Petits métiers	10	3.5	1.10	2.5
chalutiers	20	7	3.50	4.50

Ces dimensions permettent en phase APS de déterminer les besoins en linéaire de quais, les profondeurs d'eau requises, la superficie des terre-pleins et la configuration générale et intérieure de l'aménagement de l'abri en port de pêche.

Chapitre IV : L'étude Avant-Projet Sommaire (APS)

IV.5 Profondeur d'eau nécessaire :

Chalutiers – Sardiniers :

Tirant d'eau	3,50 m
Assiette	0,15 m
Vague	0,15 m
Pied de pilote	0,25 m
Plus basse mer	0,45 m
	4,50 m

Petits métiers - Plaisanciers :

Tirant d'eau	1,10 m
Assiette	0,15 m
Vague	0,30 m
Pied de pilote	0,50 m
Plus basse mer	0,45 m
	2,50 m

IV.6 Schéma d'aménagement :

Un port de pêche comprend trois zones distinctes :

- une zone d'amarrage et d'avitaillement
- une zone de débarquement
- une zone de réparation et d'entretien

Pour chacune de ces zones il convient de prévoir des quais et terre-pleins distincts. Les installations et équipements doivent permettre un transport rapide du poisson vers le lieu de triage ou de stockage, ainsi que l'évacuation du poisson destiné à la consommation. La manipulation peut se faire à n'importe quelle heure du jour, mais doit être conduite assez rapidement pour éviter un séjour prolongé du poisson en dehors des chambres froides.

Les calculs en phase APS ont donné les résultats suivants

Récapitulatif

- I- linéaire de quai et d'appontement à -2,50 m : 1 200 ml
- II- linéaire de quai et d'appontement à -4,50 m : 690 ml
- III- linéaire de quai nécessaire pour le débarquement : 140 ml
- IV- linéaire de quai nécessaire pour l'avitaillement : 50 ml
- V- linéaire de quai nécessaire pour les gardes côtes : 50 ml
- VI- surfaces nécessaires (voir tableau ci-après):

Chapitre IV : L'étude Avant-Projet Sommaire (APS)

Tableau 4.5 : Récapitulatif

Désignation	Surfaces (m ²)
Mise à sec des embarcations	2 700
Réparation et entretien des embarcations	5 400
Rangement d'outillage et accessoires	2 280
Halle de vente, entrepôt frigorifique et fabrique de glace	2 600
Bâtiment administratif	300
Parking pour véhicules	5 200
Surfaces diverses	600
Total =	19 080

NB : Les surfaces récapitulées dans le tableau ci-dessus sont nécessaires pour le bon fonctionnement de l'activité de la pêche au niveau du port.

Chapitre IV : L'étude Avant-Projet Sommaire (APS)

IV.7 Principales caractéristiques des variantes d'Avant-Projet Sommaire :

Les principales caractéristiques des variantes sont indiquées dans le tableau ci-après:

Tableau 4.6 : caractéristiques des variantes

		Variante n°1	Variante n°2	Variante n°3
Ouvrages de protection	Nouvelle jetée principale	967 ml	1020 ml	/
	Nouvelle jetée secondaire prolongement de l'épi.	570 ml	620 ml	/
	Nouvelle jetée principale prolongement de l'épi	/	/	1 370 ml
	Nouvelle jetée secondaire	/	/	375 ml
Ouvrages d'accostage	Appontements à - 2,50 m pour la plaisance	2 * 70 ml	2 * 55 ml	2 * 65 ml
	Appontements à - 2,50 m pour petits métiers	3 * 55 ml + 2 * 90 ml	3 * 55 ml	3 * 55 ml + 2 * 85 ml
	Appontements à - 4,50 m pour Sardiniers /Chalutiers	3 *80 ml	3 *100 ml + 90 ml	3 *80 ml
	Quais à - 2,50 m pour petits métiers	165 ml	170 ml	/
	Quais à - 2,50 m pour plaisanciers	/	170 ml	310 ml
	Quais à - 4,50 m pour plaisanciers	/	190 ml	110 ml
	Quais à - 4,50 m pour les chalutiers/ sardiniers	665 ml	160 ml	340 ml
	Quais à - 4,50 m pour la garde côtes	50 ml	50 ml	50 ml
	Quais à - 4,50 m pour le poste de contrôle.	50 ml	50 ml	50 ml
	Quais à - 4,50 m pour l'avitaillement	50 ml	50 ml	50 ml
	Quais à - 4,50 m pour la réparation	120 ml	120 ml	140 ml
	Quais à - 4,50 m pour le débarquement	180 ml	160 ml	180 ml
Ouvrage de réparation	Estacade pour Roulev 250 T	01 U	01 U	01 U
Plan d'eau	Actuel (Ha)	2.1	2.1	2.1
	Zone d'extension (Ha)	18.1	21.75	22.2
	Total (Ha)	20.2	23.9	24.3
Terre-pleins	Actuels (Ha)	1.15	1.15	1.15
	Zone d'extension (Ha)	8.75	10.55	9.75
	Total (Ha)	9.9	11.7	11.9

Chapitre IV : L'étude Avant-Projet Sommaire (APS)

IV.8 Rappel sur l'étude d'agitation sur modèle mathématique :

L'étude d'agitation a porté sur les trois variantes en considérant les directions de la houle les plus défavorables à savoir la direction N300° et N270° pour la période 8 secondes.

IV.8.1 Caractéristiques de la houle au voisinage des ouvrages projetés :

Les caractéristiques de la houle aux limites du modèle de calcul (lignes de génération de la houle) ont été extraites de l'étude de la réfraction de la houle du modèle de calcul SWAN et elles sont définies comme suit par variante d'aménagement :

Tableau 4.8: caractéristiques de la houle

Direction de la houle au large en degrés	Période de la houle en secondes	Amplitude de la houle en mètres a – 20 m	Angle d'arrivée de la houle en degrés
N300°	8	2.8	330
N270°	8	2.65	270

IV.8.2 Analyse des résultats :

L'étude d'agitation en modèle mathématique réalisée à l'aide du logiciel Mike 21 pour les trois (03) variantes d'aménagement considérées donné lieu au constat suivant :

a. Variantes 01

- Cette variante fait ressortir des agitations résiduelles acceptables au niveau de la passe d'entrée (0,2-0,4m). Au niveau des bassins des quais et des appontements, l'agitation résiduelle n'excède pas les 0.2m. Ces valeurs restent convenables au regard des valeurs des agitations admissibles, conventionnellement admises.

b. Variantes 02

- Cette variante fait ressortir des agitations résiduelles faibles au niveau de la passe d'entrée (0,2-0,1m), et au niveau des bassins, des quais et des appontements l'agitation résiduelle n'excède pas les 0.1m. Ces valeurs restent convenables au regard des valeurs des agitations admissibles, conventionnellement admises.

c. Variantes 03

- Cette variante fait ressortir des agitations résiduelles faibles au niveau de la passe d'entrée (0,5-0,2m), et au niveau des bassins, des quais et des appontements l'agitation résiduelle n'excède pas les 0.1m. Ces valeurs restent convenables au regard des valeurs des agitations admissibles, conventionnellement admises.

Afin de faciliter la navigation ainsi que réduire au mieux l'agitation résiduelle au niveau de la passe d'entrée surtout pour les houle de secteur N270, nous avons procédé à l'optimisation de variante 03 en procédant au prolongement sur 90 m de la jetée principale ainsi que son

Chapitre IV : L'étude Avant-Projet Sommaire (APS)

ouverture d'un angle de 20° par rapport à l'axe initial de la jetée .Les résultats obtenus sont très satisfaisants.

Les résultats de l'agitation résiduelle enregistrée au niveau des sondes placées en différents points confirment la faible agitation dans l'enceinte du port projeté quelque soit la variante d'aménagement considérée

Les essais d'agitation en modèle physique permettront de mieux apprécier et de préciser ces valeurs.

IV.9 Analyse multicritères et choix de la variante :

IV.9.1 Comparaison et recommandation : A= 10 points - B=7 points - C=2 points

Tableau 4.9 : comparaisons entre les variantes

	Variante Critères	Variante 1	Variante 2	Variante 3
1	Conditions d'approche et passe d'entrée	A	A	B
2	Niveau d'agitation résiduelle	A	A	A
3	Gain en surfaces des terre-pleins	B	A	B
4	Gain en superficie du plan d'eau	B	A	A
5	Flexibilité en termes d'accueil d'embarcations de différentes tailles	B	C	A
6	Protection contre l'ensablement (en termes de périodicité d'intervention pour le dragage d'entretien)	C	C	A
7	Fonctionnalité en termes de l'activité pêche (acheminement et débarquement du poisson) par rapport à l'aménagement d'une nouvelle halle à marée.	A	A	A
8	Délai de réalisation des ouvrages de protection	A	B	B
9	Coûts de construction	A	B	B
Notation globale reçue		5A + 3B +1C	5A + 2B+2C	5A + 4B
		73/90	68/90	78/90

IV.10 Conclusion :

Sur la base des critères sus cités et de la notation reçue, la variante 3 se distingue favorablement par rapport aux deux variantes 1 et 2.

Chapitre V :

Dimensionnement des ouvrages de protection

Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de protection

V.1 Introduction :

Les digues à talus ont connu une utilisation importante au cours des dernières années car elles sont essentiellement constituées d'un important volume de matériaux de carrière. Leur réalisation est devenue facile grâce aux techniques récentes de mise en place de grands volumes de matériaux naturels et aux possibilités de réaliser des blocs artificiels.

Les digues à talus offrent une grande sécurité car leur ruine est rarement immédiate et complète. Leur endommagement par la houle est progressif et des réparations limitées peuvent être effectuées facilement et dans des délais courts, sans oublier qu'elles jouent un rôle favorable dans la protection du plan d'eau. Tous ces avantages ont placé les digues à talus en tête des réalisations récentes.

V.2 Les fonctions des enrochements naturels :

- Faire du volume (noyau)
- Assurer la protection des fines contre l'action de la mer (couches de filtre)
- Protéger le tout contre l'action de la houle (carapace).

V.3 Critère de choix entre enrochements naturels et blocs artificiels :

Le choix dépend de :

- De la taille des blocs requis ;
- De la qualité, de la quantité et de la taille des enrochements naturels disponibles (une carrière pourra rarement fournir en quantité suffisante des enrochements supérieurs à 6-10 t) ;
- De la distance à la carrière (coût et temps de transport) ;
- Des contraintes environnementales (passage des camions en centre-ville...)
- Du volume de la carapace et donc du coût (des talus plus raides en une seule couche peuvent être obtenus avec des blocs artificiels).

Sauf cas particuliers, pour une houle de projet H , la carapace sera composée par :

- Des enrochements naturels pour $H < 3\text{ m}$;
- Des enrochements naturels ou des blocs artificiels pour $3 < H < 4.5\text{ m}$;
- Des blocs artificiels pour $H > 4.5\text{ m}$.

V.4 Les différentes formules de pré dimensionnement des digues à talus :

Les formules permettant de calculer le poids théorique des blocs artificiels ou enrochements naturels devant constituer la carapace sont nombreuses et conduisent à des valeurs très diversifiées (Hudson, Van Der Meer, Van Gent). [3]

De nos jours, la formule d'Hudson est considérée comme étant la plus satisfaisante. D'après cette formule, l'amplitude H_s ne crée pas de dommages à un talus constitué aux voisinages de la zone de déferlement par des blocs de poids W telle que :

$$W = \frac{1}{KD} \frac{\gamma_s}{(\frac{\gamma_s}{\gamma_0} - 1)^3} \frac{Hb^3}{\cotg \alpha}$$

W : Poids des blocs de la carapace en Tonne.

γ_s : Masse volumique du matériau de bloc de carapace en T/m^3 .

γ_0 : Masse volumique de l'eau de mer en T/m^3 .

α : Angle du talus avec l'horizontale.

KD : Coefficient de stabilité.

Hb : Hauteur de la houle incidente ($H=1/3H$).

Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de protection

V.5 Méthodes de dimensionnement :

Il est à noter qu'il existe de multiple méthode de détermination du poids de la carapace, pour notre cas on utilise la méthode de HUDSON donnée par :

$$W = \frac{1}{KD} \frac{\gamma_s}{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_o} - 1\right)^3} \frac{Hb^3}{\cotg \alpha}$$

- γ_s : masse volumique des blocs utilisés (2.4 t/m³ pour blocs artificiels et 2.6 t/m³ pour les enrochements naturels)
- γ_o : masse volumique de l'eau de mer (1.026 t / m³)
- $\cotg \alpha$: angle du talus (3/2)
- KD : coefficient de stabilité adimensionnel de HUDSON
- Hb : Houle de projet.

NB : Tableaux utilisés lors du dimensionnement sont reportés en Annexe 1.

V.6 Dimensionnement de la jetée principale :

. Les profondeurs au pied de l'ouvrage et houle de projet :

	Profil courant	Profil du Musoir	Profil au droit du Musoir
Houle de projet (m)	4.97	7.00	6.00

Pour le dimensionnement de la carapace, les filtres et le noyau, il est important de définir à l'avance les matériaux à utiliser pour chaque couche :

Tableau 5.1 Matériaux utilisés pour la jetée principale

Carapace	Blocs cubiques rainurés BCR
Filtre de transition	Enrochements naturels anguleux
Filtre support	Enrochements naturels anguleux
Noyau	Tout venant de carrière TVC
Butée de pieds	Enrochements naturels

V.6.1 Au niveau de la section courante :

a. Dimensionnement de la carapace :

- **poids de la carapace :**
- Poids des blocs : des blocs BCR
- $\gamma_s = 2.4 \text{ t/m}^3$
- $\gamma_o = 1.026 \text{ t/m}^3$
- $\cotg \alpha = 3/2$
- KD = 7
- Hb = 4.97m

$$W_{\text{Carapace}} = \frac{1}{7} \frac{2.4}{\left(\frac{2.4}{1.026} - 1\right)^3} \frac{4.97^3}{\frac{3}{2}} = 11.68$$

Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de protection

$$W = \frac{1}{7} \frac{2.4}{(1.026-1)^3} \frac{4.97^3}{2} = 11.68 \text{ t}$$

On prend des blocs BCR de W=11.68t

- **L'épaisseur de la carapace :**

L'épaisseur de la carapace de blocs BCR (2couches) est déterminée par la formule :

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

- n : nombre de couches (= 2)
- KΔ : coefficient de couche (= 1.02) / KΔ=1.02 pour BCR – KΔ=1.15 pour enrochement
- γs : densité du matériau
- W : le poids des blocs de carapace.

$$E = 2 \times 1.02 \left(\frac{11.68}{2.4} \right)^{\frac{1}{3}} = 3.45 \text{ m}$$

On prend E=3.45m d'épaisseur de chaque couche

- **Nombre de blocs par unité de surface :**

Le nombre de blocs par le m2 est déterminé par la formule suivante :

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

- n : nombre de couches (=2).
- KΔ : coefficient de couche (=1.02).
- γs : densité du matériau
- W = 11.68T
- P : porosité moyenne (= 44 %)

$$N_s = 2 \times 1.02 (1 - 0.44) \left(\frac{2.4}{11.68} \right)^{\frac{2}{3}} = 0.397 = 0.4$$

Donc on a 0.39 blocs par m² =====> **40 blocs par 100 m2**

b. Dimensionnement des filtres :

b.1 Dimensionnement de filtre support :

- **Poids du filtre support :**

$$W_{\text{filtre}} = \frac{W_{\text{carapace}}}{10} = \frac{11.68}{10} = 1.168t.$$

Correction du poids : $70\% < Wf < 130\%$

$$*1.168 \times 0,7 = 0.81 t$$

$$*1.168 \times 1,3 = 1.51 t$$

On prendra des enrochements naturels de catégorie 1T à 3 T.

$$W_{\text{moy}} = (1 + 2) / 2 = 1.5t$$

- **L'épaisseur du filtre support :**

L'épaisseur du filtre support en enrochements naturels est déterminée par la formule :

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

- $n=2$
- $K\Delta= 1.15$
- $\gamma_s = 2.6 \text{ t/m}^3$
- $W_{\text{moy}} = 1.5 t$

$$E = 2 \times 1.15 \left(\frac{1.5}{2.6} \right)^{\frac{1}{3}} = 2.107 = 2.11 \text{ m}$$

On prendra alors une épaisseur de $E=1.91 \text{ m}$.

b.2 Dimensionnement de filtre de transition :

- **Poids du filtre de transition :**

$$W_2 = W/200 = 11.68/200 = 0.058t$$

Correction du poids : $50\% < Wf < 150\%$

$$*0.058 \times 0.5 = 0.029 t$$

$$*0.058 \times 1.5 = 0.087 t$$

On adopte la catégorie d'enrochement (0.5-1t)

$$W_{\text{moy}} = (0.5 + 1)/2 = 0.75t$$

- **Epaisseur du filtre de transition :**

Pour l'enrochement naturel anguleux on a :

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

- $n= 2$
- $K\Delta= 1.15$
- $\gamma_s = 2.6 \text{ t/m}^3$
- $W = 0.75 t$

Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de protection

$$E = 2 \times 1.15 \left(\frac{0.75}{2.6} \right)^{\frac{1}{3}} = 1.52 \text{m}$$

Donc l'épaisseur du filtre de transition est **E= 1.52m**

c. Dimensionnement du noyau :

➤ **Poids du noyau :**

➤ $w_{\text{noyau}} = \frac{W_{\text{carapace}}}{4000} = 11.68/4000 = 0.003 \text{t}$

➤ Pour le noyau, on adopte le tout venant de carrière (0–500Kg).

On optera un tout venant de carrière de **0-500kg**

d. Dimensionnement butée de pied :

➤ **Poids de la butée :**

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

$$W_{\text{butée}} = \frac{0.1}{KD} \left(\frac{\gamma_s H b^3 \tan \alpha}{(\gamma_s - 1)^3} \right) \left(\frac{H b}{h} \right)$$

Tel que : $\left(\frac{H b}{h} \right) < 3 \Rightarrow h = 1,2 \times H b = 5.96$

$$W_{\text{butée}} = \frac{0.1}{4} \left(\frac{2.6 \cdot 4.97^3 \cdot 0.5}{(2.6 - 1)^3} \right) \left(\frac{4.97}{5.96} \right) = 0.92 \text{t} \approx 1 \text{t}$$

Le poids de la butée est : 1t

La taille de la pierre à utiliser en butée de pied est de 1t-2 t.

➤ Epaisseur de la butée :

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

- $n = 2$
- $K \Delta = 1.15$
- $\gamma_s = 2.6 \text{ t/m}^3$
- $W = 1.5 \text{ t}$

$$E = 2 \times 1.15 \left(\frac{1.5}{2.6} \right)^{\frac{1}{3}} = 1.92 \text{m}$$

On prend 1.92m d'épaisseur pour la butée

- Diamètre médian $D_{n50, \text{butée}}$:

$$D_{n50, \text{butée}} = \left(\frac{w_{\text{butée}}}{\gamma_s} \right)^{\frac{1}{3}} = \left(\frac{1}{2.6} \right)^{\frac{1}{3}} = 0.72 \text{m}$$

- Largeur de la butée :

$$L_b = 4 \times D_{n50, \text{butée}} = 4 \times 0.72 = 2.88 \text{m}$$

- Position des butées de pied, ht ,

Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de protection

La profondeur de la butée de pied ht est généralement d'au moins $1Hb$ au-dessous du niveau des basses eaux et a une influence sur la taille requise des blocs.

Donc on prend : $ht = 5m$

e. Vérification des lois de Terzaghi :

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{D_{15}(\text{filtre})}{D_{85}(\text{noyau})} \leq 5$$

$$4 \leq \frac{D_{15}(\text{filtre})}{D_{15}(\text{noyau})} \leq 20$$

$$\frac{D_{50}(\text{filtre})}{D_{50}(\text{noyau})} \leq 25$$

Les indices 15, 50, 85 indiquent le pourcentage 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 :

$$\phi_i = 2 \times \left(3 \times \frac{w_i}{4\pi \gamma_s} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$$\phi_s = 2 \times \left(3 \times \frac{w_s}{4\pi \gamma_s} \right)^{\frac{1}{3}}$$

Avec w_i et w_s sont respectivement les limites inférieures et supérieures du poids de l'enrochement constituant la couche considérée.

Ensuite on calcule le diamètre correspondant à $n\%$, à l'aide de la formule suivante :

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

➤ Noyau de 0 à 500 kg :

$$\phi_i = 2 \times \left(3 \times \frac{0}{4 \times \pi \times 2.6} \right)^{\frac{1}{3}} = 0m$$

$$\phi_s = 2 \times \left(3 \times \frac{0.5}{4 \times \pi \times 2.6} \right)^{\frac{1}{3}} = 0.716m$$

$$D_{15} = 0.15 (0.716 - 0) + 0 = 0.107m$$

$$D_{50} = 0.5 (0.716 - 0) + 0 = 0.358m$$

$$D_{85} = 0.85 (0.716 - 0) + 0 = 0.609m$$

➤ Filtre support de 1 T à 2 T :

$$\phi_i = 2 \times \left(3 \times \frac{1}{4 \times \pi \times 2.6} \right)^{\frac{1}{3}} = 0.902m$$

$$\phi_s = 2 \times \left(3 \times \frac{3}{4 \times \pi \times 2.6} \right)^{\frac{1}{3}} = 1.302m$$

$$D_{15} = 0.15 (1.137 - 0.902) + 0.902 = 0.937 m$$

$$D_{50} = 0.50 (1.137 - 0.902) + 0.902 = 1.02 m$$

Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de protection

$$\frac{D_{15}(\text{filtre})}{D_{85}(\text{noyau})} = \frac{0.937}{0.609} = 1.54 \leq 5 \text{ vérifié}$$

$$4 \leq \frac{D_{15}(\text{filtre})}{D_{15}(\text{noyau})} = \frac{0.937}{0.107} = 8.75 \leq 20 \text{ vérifié}$$

$$\frac{D_{50}(\text{filtre})}{D_{50}(\text{noyau})} = \frac{1.02}{0.358} = 2.85 \leq 25 \text{ vérifié}$$

➤ **Filtre de transition de 0.5 T à 1 T :**

$$\phi_i = 2 \times \left(3 \times \frac{0.3}{4 \times \pi \times 2.6} \right)^{\frac{1}{3}} = 0.604 \text{ m}$$

$$\phi_s = 2 \times \left(3 \times \frac{1}{4 \times \pi \times 2.6} \right)^{\frac{1}{3}} = 0.902 \text{ m}$$

$$D_{15} = 0.15 (0.902 - 0.716) + 0.716 = 0.744 \text{ m}$$

$$D_{50} = 0.50 (0.902 - 0.716) + 0.716 = 0.809 \text{ m}$$

$$\frac{D_{15}(\text{filtre})}{D_{85}(\text{noyau})} = \frac{0.744}{0.609} = 1.22 \leq 5 \text{ vérifié}$$

$$4 \leq \frac{D_{15}(\text{filtre})}{D_{15}(\text{noyau})} = \frac{0.744}{0.107} = 6.95 \leq 20 \text{ vérifié}$$

$$\frac{D_{50}(\text{filtre})}{D_{50}(\text{noyau})} = \frac{0.809}{0.358} = 2.26 \leq 25 \text{ vérifié}$$

V.6.2. Au niveau du musoir :

a. Dimensionnement de la carapace :

➤ **pois de la carapace :**

- Poids des blocs : des blocs BCR
- $\gamma_s = 2.4 \text{ t/m}^3$
- $\gamma_o = 1.026 \text{ t/m}^3$
- $\cotg \alpha = 3/2$
- $KD = 5$
- $H_b = 7.00 \text{ m}$

$$W_{\text{carapace}} = \frac{1}{5} \frac{2.4}{\left(\frac{2.4}{1.026} - 1 \right)^3} \frac{7^3}{\frac{3}{2}} = 45.7$$

On prend des blocs BCR de **W=45.7 T**

Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de protection

- **L'épaisseur de la carapace :**

L'épaisseur de la carapace de blocs BCR (2couches) est déterminée par la formule :

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

- n : nombre de couches (= 2)
- $K\Delta$: coefficient de couche (= 1.02)
- γ_s : densité du matériau
- W : le poids des blocs de carapace.

$$E = 2 \times 1.02 \left(\frac{45.7}{2.4} \right)^{\frac{1}{3}} = 5.45 \text{ m}$$

On prend $E=5.45\text{m}$ d'épaisseur de chaque couche

- **Nombre de blocs par unité de surface :**

Le nombre de blocs par le m^2 est déterminé par la formule suivante :

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

- n : nombre de couches (=2).
- $K\Delta$: coefficient de couche (=1.02).
- γ_s : densité du matériau
- $W = 45.7\text{T}$
- P : porosité moyenne (= 44 %)

$$N_s = 2 \times 1.02 (1 - 0.44) \left(\frac{2.4}{45.7} \right)^{\frac{2}{3}} = 0.16$$

Donc on a 0.16 blocs par m^2 =====> **16 blocs par 100 m**

b. Dimensionnement des filtres :

b.1 Dimensionnement de filtre support :

- Poids du filtre support :

$$W_{\text{filtre}} = \frac{W_{\text{carapace}}}{10} = \frac{45.7}{10} = 4.57t.$$

Correction du poids : $70\% < Wf < 130\%$

$$*4.57 \times 0,7 = 3.2 t$$

$$*4.57 \times 1,3 = 5.91 t$$

On adopte la catégorie d'enrochement (3-6t)

$$W_{\text{moy}} = (3+ 6)/ 2 = 4.5t$$

- L'épaisseur du filtre support :

L'épaisseur du filtre support en enrochements naturels est déterminée par la formule :

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

- $n=2$
- $K\Delta= 1.15$
- $\gamma_s = 2.6 t/m^3$
- $W = 4.5 t$

$$E = 2 \times 1.15 \left(\frac{4.5}{2.6} \right)^{\frac{1}{3}} = 2.76$$

On prendra alors une épaisseur de $E=2.76 m$.

b.2 Dimensionnement de filtre de transition :

- Poids du filtre de transition :

$$W_2 = W/200 = 45.7/200 = 0.228t$$

Correction du poids : $50\% < Wf < 150\%$

$$*0.228 \times 0.5 = 0.114 t$$

$$*0.228 \times 1.5 = 0.342 t$$

On adopte la catégorie d'enrochement (0.5-1t)

$$W_{\text{moy}} = (0.5 + 1)/2 = 0.75t$$

- Epaisseur du filtre de transition :

Pour l'enrochement naturel anguleux on a :

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

- $n = 2$
- $K\Delta = 1.15$
- $\gamma_s = 2.6 t/m^3$

Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de protection

- $W = 0.75 \text{ t}$

$$E = 2 \times 1.15 \left(\frac{0.75}{2.6} \right)^{\frac{1}{3}} = 1.52 \text{ m}$$

Donc l'épaisseur du filtre de transition est $E = 1.52 \text{ m}$

c. Dimensionnement du noyau :

➤ **Poids du noyau :**

➤ $w_{\text{noyau}} = \frac{W_{\text{carapace}}}{4000} = 45.7/4000 = 0.011 \text{ t}$

➤ Pour le noyau, on adopte le tout venant de carrière (0–500Kg).

d. Dimensionnement butée de pied :

➤ **Poids de la butée :**

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

$$W_{\text{butée}} = \frac{0.1}{KD} \left(\frac{\gamma_s H b^3 \tan \alpha}{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_o} - 1 \right)^3} \right) \left(\frac{H b}{h} \right)$$

Tel que : $\left(\frac{H b}{h} \right) < 3 \Rightarrow h = 1,2 \times H b =$

$$W_{\text{butée}} = \frac{0.1}{4} \left(\frac{2.6 \cdot 7^3 \cdot 0.5}{\left(\frac{2.6}{1.026} - 1 \right)^3} \right) \left(\frac{7}{8.4} \right) = 2.57 \text{ t} \approx 3 \text{ t}$$

Le poids de la butée est : 3t

La taille de la pierre à utiliser en butée de pied est de 2- 4 t.

➤ Epaisseur de la butée :

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

- $n = 2$
- $K \Delta = 1.15$
- $\gamma_s = 2.6 \text{ t/m}^3$
- $W = 3 \text{ t}$

$$E = 2 \times 1.15 \left(\frac{3}{2.6} \right)^{\frac{1}{3}} = 2.4 \text{ m}$$

On prend 2.4m d'épaisseur pour la butée

- Diamètre médian D_{n50} , butée :

$$D_{n50, \text{ butée}} = \left(\frac{w_{\text{butée}}}{\gamma_s} \right)^{\frac{1}{3}} = \left(\frac{3}{2.6} \right)^{\frac{1}{3}} = 1.05 \text{ m}$$

Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de protection

- Largeur de la butée :

$$Lb = 4 \times Dn50, \text{ butée} = 4 \times 1.05 = 4.2\text{m}$$

- Position des butées de pied, ht ,

La profondeur de la butée de pied ht est généralement d'au moins $1Hb$ au-dessous du niveau des basses eaux et a une influence sur la taille requise des blocs.

Donc on prend : $ht = 7\text{m}$

e. Vérification des lois de Terzaghi :

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{D15(\text{filtre})}{D85(\text{noyau})} \leq 5$$

$$4 \leq \frac{D15(\text{filtre})}{D15(\text{noyau})} \leq 20$$

$$\frac{D50(\text{filtre})}{D50(\text{noyau})} \leq 25$$

Les indices 15, 50, 85 indiquent le pourcentage 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 :

$$\phi_i = 2 \times \left(3 \times \frac{w_i}{4\pi \cdot 2.6} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$$\phi_s = 2 \times \left(3 \times \frac{w_s}{4\pi \cdot 2.6} \right)^{\frac{1}{3}}$$

Avec w_i et w_s sont respectivement les limites inférieures et supérieures du poids de l'enrochement constituant la couche considérée.

Ensuite on calcule le diamètre correspondant à $n\%$, à l'aide de la formule suivante :

$$Dn = n (\phi_s - \phi_i) + \phi_i$$

➤ Noyau de 0 à 500 kg :

$$\phi_i = 2 \times \left(3 \times \frac{0}{4 \times \pi \times 2.6} \right)^{\frac{1}{3}} = 0\text{m}$$

$$\phi_s = 2 \times \left(3 \times \frac{0.5}{4 \times \pi \times 2.6} \right)^{\frac{1}{3}} = 0.716\text{m}$$

$$D15 = 0.15 (0.716 - 0) + 0 = 0.107\text{m}$$

$$D50 = 0.5 (0.716 - 0) + 0 = 0.358\text{m}$$

$$D85 = 0.85 (0.716 - 0) + 0 = 0.609\text{m}$$

Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de protection

➤ Filtre support de 3 T à 6 T :

$$\phi_i = 2 \times \left(3 \times \frac{4}{4 \times \pi \times 2.6} \right)^{\frac{1}{3}} = 1.432 \text{ m}$$

$$\phi_s = 2 \times \left(3 \times \frac{9}{4 \times \pi \times 2.6} \right)^{\frac{1}{3}} = 1.877 \text{ m}$$

$$D_{15} = 0.15 (1.640 - 1.301) + 1.301 = 1.351 \text{ m}$$

$$D_{50} = 0.50 (1.640 - 1.301) + 1.301 = 1.47 \text{ m}$$

$$\frac{D_{15}(\text{filtre})}{D_{85}(\text{noyau})} = \frac{1.351}{0.609} = 2.22 \leq 5 \text{ vérifié}$$

$$4 \leq \frac{D_{15}(\text{filtre})}{D_{15}(\text{noyau})} = \frac{1.351}{0.107} = 12.62 \leq 20 \text{ vérifié}$$

$$\frac{D_{50}(\text{filtre})}{D_{50}(\text{noyau})} = \frac{1.47}{0.358} = 4.10 \leq 25 \text{ vérifié}$$

➤ Filtre de transition de 0.5 T à 1 T :

$$\phi_i = 2 \times \left(3 \times \frac{0.5}{4 \times \pi \times 2.6} \right)^{\frac{1}{3}} = 0.716 \text{ m}$$

$$\phi_s = 2 \times \left(3 \times \frac{3}{4 \times \pi \times 2.6} \right)^{\frac{1}{3}} = 1.302 \text{ m}$$

$$D_{15} = 0.15 (0.902 - 0.716) + 0.716 = 0.744 \text{ m}$$

$$D_{50} = 0.50 (0.902 - 0.716) + 0.716 = 0.809 \text{ m}$$

$$\frac{D_{15}(\text{filtre})}{D_{85}(\text{noyau})} = \frac{0.744}{0.609} = 1.22 \leq 5 \text{ vérifié}$$

$$4 \leq \frac{D_{15}(\text{filtre})}{D_{15}(\text{noyau})} = \frac{0.744}{0.107} = 6.95 \leq 20 \text{ vérifié}$$

$$\frac{D_{50}(\text{filtre})}{D_{50}(\text{noyau})} = \frac{0.809}{0.358} = 2.26 \leq 25 \text{ vérifié}$$

V.6.3 Au niveau du droit du musoir :

a. Dimensionnement de la carapace :

- poids de la carapace
-
- Poids des blocs : des blocs BCR
- $\gamma_s = 2.4 \text{ t/m}^3$
- $\gamma_o = 1.026 \text{ t/m}^3$
- $\cotg \alpha = 3/2$
- $KD = 5$
- $H_b = 6.00 \text{ m}$

$$W = \frac{1}{5} \frac{2.4}{\left(\frac{2.4}{1.026} - 1 \right)^3} \frac{6^3}{\frac{3}{2}} = 28.78 \text{ t}$$

On prend des blocs BCR de **W=28.78 T**

Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de protection

- **L'épaisseur de la carapace :**

L'épaisseur de la carapace de blocs BCR (2couches) est déterminée par la formule :

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

- n : nombre de couches (= 2)
- $K\Delta$: coefficient de couche (= 1.02)
- γ_s : densité du matériau
- W : le poids des blocs de carapace.

$$E = 2 \times 1.02 \left(\frac{28.78}{2.4} \right)^{\frac{1}{3}} = 4.67 \text{ m}$$

On prend $E=4.67\text{m}$ d'épaisseur de chaque couche

- **Nombre de blocs par unité de surface :**

Le nombre de blocs par le m^2 est déterminé par la formule suivante :

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

- n : nombre de couches (=2).
- $K\Delta$: coefficient de couche (=1.02).
- γ_s : densité du matériau
- $W = 28.78\text{T}$
- P : porosité moyenne (= 44 %)

$$N_s = 2 \times 1.02 (1 - 0.44) \left(\frac{2.4}{28.78} \right)^{\frac{2}{3}} = 0.22$$

Donc on a 0.22 blocs par m^2 =====> **22 blocs par 100 m^2**

b. Dimensionnement des filtres :

b.1 Dimensionnement de filtre support :

- Poids du filtre support :

$$W_{\text{filtre}} = \frac{W_{\text{carapace}}}{10} = \frac{28.78}{10} = 2.878t.$$

Correction du poids : $70\% < Wf < 130\%$

$$* 2.878 \times 0,7 = 2.015 t$$

$$* 2.878 \times 1,3 = 3.75 t$$

On prendra des enrochements naturels de catégorie 3T à 6T.

$$W_{\text{moy}} = (3 + 6) / 2 = 4.5t$$

- L'épaisseur du filtre support :

L'épaisseur du filtre support en enrochements naturels est déterminée par la formule :

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

- $n=2$
- $K\Delta= 1.15$
- $\gamma_s = 2.6 t/m^3$
- $W = 4.5 t$

$$E = 2 \times 1.15 \left(\frac{4.5}{2.6} \right)^{\frac{1}{3}} = 2.76$$

On prendra alors une épaisseur de $E=2.76 m$.

b.2 Dimensionnement de filtre de transition :

- Poids du filtre de transition :

$$W_2 = W/200 = 28.78/200 = 0.144t$$

Correction du poids : $50\% < Wf < 150\%$

$$* 0.144 \times 0.5 = 0.072 t$$

$$* 0.144 \times 1.5 = 0.216 t$$

On adopte la catégorie d'enrochement (0.5-1t)

$$W_{\text{moy}} = (0.5 + 1) / 2 = 0.75t$$

Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de protection

- **Epaisseur du filtre de transition :**

Pour l'enrochement naturel anguleux on a :

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

- $n = 2$
- $K \Delta = 1.15$
- $\gamma_s = 2.6 \text{ t/m}^3$
- $W = 0.75 \text{ t}$

$$E = 2 \times 1.15 \left(\frac{0.75}{2.6} \right)^{\frac{1}{3}} = 1.52 \text{ m}$$

Donc l'épaisseur du filtre de transition est **E= 1.52m**

c. Dimensionnement du noyau :

➤ **Poids du noyau :**

➤ $w_{\text{noyau}} = \frac{W_{\text{carapace}}}{4000} = 28.78/4000 = 0.007 \text{ t}$

➤ Pour le noyau, on adopte le tout venant de carrière (0-500Kg)

d. Dimensionnement butée de pied :

➤ **Poids de la butée :**

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

$$W_{\text{butée}} = \frac{0.1}{KD} \left(\frac{\gamma_s H b^3 \tan \alpha}{(\frac{\gamma_s}{\gamma_o} - 1)^3} \right) \left(\frac{H b}{h} \right)$$

Tel que : $\left(\frac{H b}{h} \right) < 3 \Rightarrow h = 1,2 \times H b = 7.2$

$$W_{\text{butée}} = \frac{0.1}{4} \left(\frac{2.6 \cdot 6^3 \cdot 0.5}{(1.026 - 1)^3} \right) \left(\frac{6}{7.2} \right) = 1.62 \text{ t} \approx 2 \text{ t}$$

Le poids de la butée est : 2t

La taille de la pierre à utiliser en butée de pied est de 2- 4 t.

➤ Epaisseur de la butée :

- $n = 2$
- $K \Delta = 1.15$
- $\gamma_s = 2.6 \text{ t/m}^3$
- $W = 3 \text{ t}$

$$E = 2 \times 1.15 \left(\frac{3}{2.6} \right)^{\frac{1}{3}} = 2.4 \text{ m}$$

On prend 2.4m d'épaisseur pour la butée

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

Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de protection

- **Diamètre médian $Dn50$, butée :**

$$Dn50, \text{ butée} = \left(\frac{w_{\text{butée}}}{\gamma_s} \right)^{\frac{1}{3}} = \left(\frac{2}{2.6} \right)^{\frac{1}{3}} = 0.9\text{m}$$

- Largeur de la butée :

$$Lb = 4 \times Dn50, \text{ butée} = 4 \times 0.9 = 3.6\text{m}$$

- Position des butées de pied, ht ,

La profondeur de la butée de pied ht est généralement d'au moins $1Hb$ au-dessous du niveau des basses eaux et a une influence sur la taille requise des blocs.

Donc on prend : $ht = 6\text{m}$

e. Vérification des lois de Terzaghi :

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{D15(\text{filtre})}{D85(\text{noyau})} \leq 5$$

$$4 \leq \frac{D15(\text{filtre})}{D15(\text{noyau})} \leq 20$$

$$\frac{D50(\text{filtre})}{D50(\text{noyau})} \leq 25$$

Les indices 15, 50, 85 indiquent le pourcentage 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 :

$$\phi_i = 2 \times \left(3 \times \frac{w_i}{4\pi \gamma_s} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$$\phi_s = 2 \times \left(3 \times \frac{w_s}{4\pi \gamma_s} \right)^{\frac{1}{3}}$$

Avec w_i et w_s sont respectivement les limites inférieures et supérieures du poids de l'enrochement constituant la couche considérée.

Ensuite on calcule le diamètre correspondant à $n\%$, à l'aide de la formule suivante :

$$Dn = n (\phi_s - \phi_i) + \phi_i$$

Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de protection

➤ Noyau de 0 à 500 kg :

$$\phi_i = 2 \times \left(3 \times \frac{0}{4 \times \pi \times 2.6} \right)^{\frac{1}{3}} = 0 \text{ m}$$

$$\phi_s = 2 \times \left(3 \times \frac{0.5}{4 \times \pi \times 2.6} \right)^{\frac{1}{3}} = 0.716 \text{ m}$$

$$D_{15} = 0.15 (0.716 - 0) + 0 = 0.107 \text{ m}$$

$$D_{50} = 0.5 (0.716 - 0) + 0 = 0.358 \text{ m}$$

$$D_{85} = 0.85 (0.716 - 0) + 0 = 0.609 \text{ m}$$

➤ Filtre support de 3 T à 6 T :

$$\phi_i = 2 \times \left(3 \times \frac{3}{4 \times \pi \times 2.6} \right)^{\frac{1}{3}} = 1.30 \text{ m}$$

$$\phi_s = 2 \times \left(3 \times \frac{6}{4 \times \pi \times 2.6} \right)^{\frac{1}{3}} = 1.64 \text{ m}$$

$$D_{15} = 0.15 (1.64 - 1.30) + 1.30 = 1.351 \text{ m}$$

$$D_{50} = 0.50 (1.64 - 1.30) + 1.30 = 1.47 \text{ m}$$

$$\frac{D_{15}(\text{filtre})}{D_{85}(\text{noyau})} = \frac{1.351}{0.609} = 2.22 \leq 5 \text{ vérifié}$$

$$4 \leq \frac{D_{15}(\text{filtre})}{D_{15}(\text{noyau})} = \frac{1.351}{0.107} = 12.62 \leq 20 \text{ vérifié}$$

$$\frac{D_{50}(\text{filtre})}{D_{50}(\text{noyau})} = \frac{1.47}{0.358} = 4.10 \leq 25 \text{ vérifié}$$

➤ Filtre de transition de 0.5 T à 1 T :

$$\phi_i = 2 \times \left(3 \times \frac{0.5}{4 \times \pi \times 2.6} \right)^{\frac{1}{3}} = 0.716 \text{ m}$$

$$\phi_s = 2 \times \left(3 \times \frac{3}{4 \times \pi \times 2.6} \right)^{\frac{1}{3}} = 1.302 \text{ m}$$

$$D_{15} = 0.15 (0.902 - 0.716) + 0.716 = 0.744 \text{ m}$$

$$D_{50} = 0.50 (0.902 - 0.716) + 0.716 = 0.809 \text{ m}$$

$$\frac{D_{15}(\text{filtre})}{D_{85}(\text{noyau})} = \frac{0.744}{0.609} = 1.22 \leq 5 \text{ vérifié}$$

$$4 \leq \frac{D_{15}(\text{filtre})}{D_{15}(\text{noyau})} = \frac{0.744}{0.107} = 6.95 \leq 20 \text{ vérifié}$$

$$\frac{D_{50}(\text{filtre})}{D_{50}(\text{noyau})} = \frac{0.809}{0.358} = 2.26 \leq 25 \text{ vérifié}$$

Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de protection

V.7 Dimensionnement de la jetée secondaire :

Désignation	Houle de projet H (m)		Section l'enracinement a
	Profil musoir	Profil courant Avant musoir	
Jetée secondaire	4.90 m	4.9 m	3 m

Les matériaux utilisés pour cette jetée sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 5.2 Matériaux utilisés pour la jetée secondaire

Carapace	Blocs cubiques rainurés (Enrochement naturel anguleux pour l'enracinement)
Filtre de transition	Enrochement naturel anguleux
Filtre support	Enrochement naturel anguleux
Noyau	Tout venant de carrière

V.7.1 Au niveau de Profil courant avant musoir :

1/Détermination des paramètres de la structure :

Poids des blocs de la carapace

On exploite la formule classique d'Hudson pour estimer les tailles des blocs de carapace de talus :

$$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = (K_D \cot \alpha)^{1/3}, \text{ qui peut également s'écrire } M_{50} = \frac{\rho_s H^3}{K_D \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1 \right)^3 \cot \alpha}$$

Avec :

H : Hauteur caractéristique de la houle
 D_{n50} : Longueur caractéristique d'un bloc (typiquement un côté d'un cube régulier)

M_{50} : Masse moyenne d'un bloc ($M_{50} = \rho_s \times D_{n50}^3$)

ρ_s : Masse volumique d'un bloc

ρ_w : Masse volumique de l'eau

Δ : $(\rho_s / \rho_w) - 1$

α : Pente du talus => $m = \cot \alpha = 2/3$

K_D : Coefficient de stabilité d'Hudson, pour les BCR, $k_d = 7.5$.

Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de protection

On utilise les BCR pour la carapace :

W_{50} : poids médian de l'enrochement de la carapace en tonne (T) ;

ρ_S : masse volumique des enrochements :

- Enrochements naturels = 2,65 t/ m³
- blocs de béton = 2.40 t/m³

K_A : coefficient de couche :

- 1.02 pour les blocs de béton BCR
- 1.15 pour les enrochements naturels

n : nombre de couche=2.

$$M_{50} = \frac{2.4 * 4.9^3}{7.5 \left(\frac{2.4}{1.026} - 1 \right)^{3/2}} = 10.45T = 11T.$$

Epaisseur de la carapace

Pour le calcul de l'épaisseur 'E' de la carapace, nous utilisons la formule extraite du manuel du C.E.R.C. suivante :

$$E = n K_A (W/\rho_S)^{1/3}$$

K_A : coefficient de couche :

- 1.10 pour les blocs de béton BCR

$$E = 2 * 1.10 (11/2.4)^{1/3} = 3.65 \text{ m}$$

Diamètre médian Dn_{50} ,

$$Dn_{50} = (W_{carapace}/\gamma_s)^{1/3} = (11/2.4)^{1/3} = 1,66m$$

Nombre de blocs par unité de surface :

Le nombre de blocs par le m² est déterminé par la formule suivante :

$$N_s = n \cdot K_A \cdot (1-p) \cdot (\gamma_s / W)^{2/3}$$

- ✓ $n = 2$.
- ✓ $K_A = 1.10$
- ✓ $\gamma_s = 2.4 \text{ t/m}^3$
- ✓ $W = 11T$
- ✓ P : porosité moyenne = 44%

$$N_s = 2 \times 1.1 (1-0.44)(2,4/11)^{2/3}$$

$$N_s = 0.44$$

Donc on a 0.4 blocs par m², soit disant **44 blocs par 100 m²**.

Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de protection

Dimensionnement de la sous couche

Entre les blocs de la carapace et le noyau sont interposées une ou plusieurs couches intermédiaires d'enrochement devant répondre aux conditions de filtre qui s'exprime par des règles empiriques ayant trait à la granulométrie du filtre et à celle du noyau à protéger, on prend souvent les règles énoncées par TERZAGHI

$$\frac{D_{15}(\text{Filtre})}{D_{85}(\text{Noyau})} \leq 5$$

$$4 \leq \frac{D_{15}(\text{Filtre})}{D_{15}(\text{Noyau})} \leq 20$$

$$\frac{D_{50}(\text{Filtre})}{D_{50}(\text{Noyau})} \leq 25$$

Les conditions préconisées par C.E.R.C (Costal Engineering Research Center) recommandent d'avoir des poids unitaires au moins égaux à W/10 pour la première sous couche, W/200 pour la deuxième sous couche et W/4000 pour le noyau.

Aucune formule n'est applicable pour le dimensionnement des sous-couches. Seules des recommandations effectuées par le SPM (Shore Protection Manual) nous renseignent sur une proportionnalité entre les éléments de la carapace et ceux de la sous-couche.

Dimensionnement du filtre du support constitué d'enrochements naturels :

$$W_{\text{filtre}} = \frac{W_{\text{carapace}}}{10} = \frac{11}{10} = 1.1t.$$

$$n = 2$$

$$\gamma_s = 2,6 \text{ t/m}^3$$

$$K\Delta = 1$$

$$p = 37 \%$$

Correction du poids : $70\% < Wf < 130\%$

$$* 1.1 \times 0,7 = 0.77t$$

$$* 1.1 \times 1,3 = 1.43 t$$

On adopte la catégorie d'enrochement (1-2t)

$$W_{\text{moy}} = (1 + 2) / 2 = 1.5t$$

Épaisseur du filtre du support :

$$e1 = (1.5/2,6)^{1/3} \times 2 \times 1 = 1.66 \text{ m}$$

On prend $e1 = 1.7 \text{ m}$

Dimensionnement du filtre de transition :

$$W2 = W/200 = 11/200 = 0.055t$$

Correction du poids : $50\% < Wf < 150\%$

$$* 0.055 \times 0.5 = 0.027 t$$

$$* 0.055 \times 1.5 = 0.082 t$$

On adopte la catégorie d'enrochement (0.5-1t)

$$W_{\text{moy}} = (0.5 + 1) / 2 = 0.75t$$

Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de protection

Épaisseur du filtre du filtre de transition :

$$e_1 = (0.75/2,6)^{1/3} 2 \times 1,1 = 1.32 \text{ m}$$

On prend $e_2=1.32\text{m}$

Dimensionnement Butée de pied :

$$W_{butée} = \frac{0,1}{K_D} \left[\frac{\gamma_s H_s^3 \tan \alpha}{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1\right)^3} \right] \left(\frac{H_s}{h}\right)$$

Tel que : $(H_s/h) < 3 \Rightarrow h=1,2 \times H_s=5.88 \text{ m}$.

$$W_{butée} = \frac{0.1}{4} \left(\frac{2.6 \cdot 4.9^3}{\left(\frac{2.6}{1.026} - 1\right)^3} \right) \left(\frac{4.9}{5.8}\right)$$

$$W_{butée} = 1.19T$$

La taille de la pierre à utiliser en butée de pied est de 1.0-2.0 t.

Epaisseur de la butée :

$$W_{moy} = (2+1)/2 = 1.5t$$

$$e_b = (1.5/2,6)^{1/3} 2 \times 1 = 1.66 \text{ m}$$

$$e_b = 1.7 \text{ m}$$

Diamètre médian Dn_{50} , $éé$:

$$Dn_{50}, éé = \left(\frac{W_{butée}}{\gamma_s}\right)^{1/3} = (1.5/2,65)^{1/3} = 0.83m$$

$$Dn_{50}, éé = 0.83m$$

Largeur de la butée :

Dans le cas des digues à talus, la largeur de la butée de pied, Bt doit en générale permettre le placement d'au moins trois blocs.

$$Lb = 4 \times Dn_{50}, éé = 3.32 \text{ m}$$

$$Lb = 3.32 \text{ m}$$

Dimensionnement du noyau :

$$w_{noyau} = \frac{W_{carapace}}{4000} = 11/4000 = 2,75 \times 10^{-3}T$$

Pour le noyau, on adopte le tout venant de carrière (0-500Kg).

Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de protection

❖ Vérification des lois de Terzaghi :

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{D_{15}(\text{Filtre})}{D_{85}(\text{Noyau})} \leq 5$$

$$4 \leq \frac{D_{15}(\text{Filtre})}{D_{15}(\text{Noyau})} \leq 20$$

$$\frac{D_{50}(\text{Filtre})}{D_{50}(\text{Noyau})} \leq 25$$

Les indices 15, 50, 85 indiquent le pourcentage 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 :

$$\phi_i = 2 \times \left(3 \times \frac{w_i}{4\pi\gamma_s} \right)^{1/3}$$

$$\phi_s = 2 \times \left(3 \times \frac{w_s}{4\pi\gamma_s} \right)^{1/3}$$

Avec w_i et w_s sont respectivement les limites inférieures et supérieures du poids de l'enrochement constituant la couche considérée.

Ensuite on calcule le diamètre correspondant à $n\%$, à l'aide de la formule suivante :

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

➤ Noyau de 0 à 500 kg :

$$\phi_i = 2 \times (3 \times (0/4 \times 3.14 \times 2.6))^{1/3} = 0 \text{ m.}$$

$$\phi_s = 2 \times (3 \times (0.5/4 \times 3.14 \times 2.6))^{1/3} = 0.716 \text{ m.}$$

$$D_{15} = 0.15 (0.716 - 0) + 0 = 0.107 \text{ m.}$$

$$D_{50} = 0.50 (0.716 - 0) + 0 = 0.358 \text{ m}$$

$$D_{85} = 0.85 (0.716 - 0) + 0 = 0.609 \text{ m}$$

➤ Filtre support de 1 T à 2 T :

$$\phi_i = 2 \times (3 \times (1/4 \times 3.14 \times 2.6))^{1/3} = 0.902 \text{ m.}$$

$$\phi_s = 2 \times (3 \times (2/4 \times 3.14 \times 2.6))^{1/3} = 1.137 \text{ m.}$$

$$D_{15} = 0.15 (1.137 - 0.902) + 0.902 = 0.937 \text{ m}$$

$$D_{50} = 0.50 (1.137 - 0.902) + 0.902 = 1.019 \text{ m}$$

✓ Vérification :

$$\frac{D_{15}(\text{filtre})}{D_{85}(\text{couche})} = \frac{0.937}{0.609} = 1.54 < 5 \text{ Vérifiée}$$

$$\frac{D_{15}(\text{filtre})}{D_{15}(\text{couche})} = \frac{0.937}{0.107} = 8.76 < 20 \text{ (9 > 4) Vérifiée}$$

Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de protection

$$\frac{D_{50}(\text{filtre})}{D_{50}(\text{couche})} = \frac{0.1019}{0.358} = 0.28 < 25 \text{ Vérifiée}$$

✓ **Filtre de transition de 0.5 T à 1 T :**

$$\phi_i = 2 \times (3 \times (0.5/4 \times 3.14 \times 2.6))^{1/3} = 0.716 \text{ m.}$$

$$\phi_s = 2 \times (3 \times (1/4 \times 3.14 \times 2.6))^{1/3} = 0.902 \text{ m.}$$

$$D_{15} = 0.15 (0.902 - 0.716) + 0.716 = 0.744 \text{ m}$$

$$D_{50} = 0.50 (0.902 - 0.716) + 0.716 = 0.809 \text{ m}$$

✓ Vérification :

$$\frac{D_{15}(\text{filtre})}{D_{85}(\text{couche})} = \frac{0.744}{0.609} = 1.22 < 5 \text{ Vérifiée}$$

$$\frac{D_{15}(\text{filtre})}{D_{15}(\text{couche})} = \frac{0.744}{0.107} = 6.95 < 20 (6.95 > 4) \text{ Vérifiée}$$

$$\frac{D_{50}(\text{filtre})}{D_{50}(\text{couche})} = \frac{0.809}{0.358} = 2.26 < 25 \text{ Vérifiée}$$

➤ **Enrochements du talus arrière (ouvrage peu franchi)**

Le graphique, permet l'estimation moyenne de la réduction de la taille du matériau du talus arrière d'un ouvrage par rapport à celle du matériau du talus côté mer (Rock manuel) :

NB : graphique utilisé lors du dimensionnement est reportés en Annexe 1.

Ce graphique donne pour un talus de pente 3/2, pour des niveaux de crête relativement élevés, ce qui suit :

- **Rc/Hs = 0.9** **D_{n50.arrière}/D_{n50.avant} = 0.45**
- **Rc/Hs = 1.0** **D_{n50.arrière}/D_{n50.avant} = 0.40**
- **Rc/Hs = 1.1.** **D_{n50.arrière}/D_{n50.avant} = 0.35**
- **Rc/Hs = 1.2** **D_{n50.arrière}/D_{n50.avant} = 0.30**
-

La carapace extérieure pour la partie du large étant arasée à +5.40 m et la houle H_s estimée à 4.9m, le ratio de Rc/H_s donne une valeur proche de 1,1.

Pour des enrochements de la carapace extérieure en BCR de M₅₀ = 14T (D_{n50} = 1800 mm) :

Les enrochements du talus intérieur sont donnés comme suit :

$$D_{n50.arrière}/D_{n50.avant} = 0.35 \text{ donc : } D_{n50.arrière} = D_{n50.avant} \times 0.35 = 1800 \times 0.35 = 630 \text{ m.}$$

Un D_{n50 arrière} de 630 mm représente une masse moyen M₅₀ de moins de 0,66 tonne.

V.7.2 Au niveau de Profil musoir :

1/Détermination des paramètres de la structure :

Poids des blocs de la carapace

Le mécanisme de ruine du musoir étant complètement différent de celui de la section courante car il représente un point singulier, la formule d'Hudson en tient compte en diminuant la valeur de K_D de 10 à 20 %.

Donc: $K_D = 7.5 \times 0,75 = 5.6$

On exploite la formule classique d'Hudson pour estimer les tailles des blocs de carapace de talus :

$$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = (K_D \cot \alpha)^{1/3}, \text{ qui peut également s'écrire } M_{50} = \frac{\rho_s H^3}{K_D \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1 \right)^3 \cot \alpha}$$

Avec :

H : Hauteur caractéristique de la houle
 D_{n50} : Longueur caractéristique d'un bloc (typiquement un côté d'un cube régulier)

M_{50} : Masse moyenne d'un bloc ($M_{50} = \rho_s \times D_{n50}^3$)

ρ_s : Masse volumique d'un bloc

ρ_w : Masse volumique de l'eau

Δ : $(\rho_s / \rho_w) - 1$

α : Pente du talus => $m = \cot \alpha = 2/3$

K_D : Coefficient de stabilité d'Hudson, pour les BCR, $k_d = 5.6$.

On utilise les bcr pour la carapace :

W_{50} : poids médian de l'enrochement de la carapace en tonne (T) ;

ρ_s : masse volumique des enrochements :

- Enrochements naturels = 2,65 t/ m³
- blocs de béton = 2,40 t/m³

K_A : coefficient de couche :

- 1.02 pour les blocs de béton BCR
- 1.15 pour les enrochements naturels

n : nombre de couche=2.

$$M_{50} = \frac{2.4 \times 4.9^3}{5.6 \left(\frac{2.4}{1.026} - 1 \right)^3} = 13.99T = 14T.$$

Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de protection

Épaisseur de la carapace

Pour le calcul de l'épaisseur 'E' de la carapace, nous utilisons la formule extraite du manuel du C.E.R.C. suivante :

$$E = n K\Delta (W/\rho S)^{1/3}$$

$K\Delta$: coefficient de couche :

- 1.10 pour les blocs de béton BCR

$$E = 2 * 1.10 (14/2.4)^{1/3} = 3.96 \text{ m}$$

Diamètre médian D_{n50} ,

$$D_{n50} = (W_{carapace}/\gamma_s)^{1/3} = (14/2.4)^{1/3} = 1.8 \text{ m}$$

Nombre de blocs par unité de surface :

Le nombre de blocs par le m² est déterminé par la formule suivante :

$$N_s = n \cdot K\Delta \cdot (1-p) \cdot (\gamma_s/W)^{2/3}$$

- ✓ $n = 2$.
- ✓ $K\Delta = 1.10$
- ✓ $\gamma_s = 2.4 \text{ t/m}^3$
- ✓ $W = 14 \text{ T}$
- ✓ P : porosité moyenne = 44%

$$N_s = 2 \times 1.1 (1-0.44)(2.4/14)^{2/3}$$

$$N_s = 0.38$$

Donc on a 0.38 blocs par m², soit disant **38 blocs par 100 m²**.

Dimensionnement de la sous couche

Entre les blocs de la carapace et le noyau sont interposées une ou plusieurs couches intermédiaires d'enrochement devant répondre aux conditions de filtre qui s'exprime par des règles empiriques ayant trait à la granulométrie du filtre et à celle du noyau à protéger, on prend souvent les règles énoncées par TERZAGHI

$$\frac{D_{15}(\text{Filtre})}{D_{85}(\text{Noyau})} \leq 5$$

$$4 \leq \frac{D_{15}(\text{Filtre})}{D_{15}(\text{Noyau})} \leq 20$$

$$\frac{D_{50}(\text{Filtre})}{D_{50}(\text{Noyau})} \leq 25$$

Les conditions préconisées par C.E.R.C (Costal Engineering Research Center) recommandent d'avoir des poids unitaires au moins égaux à W/10 pour la première sous couche, W/200 pour la deuxième sous couche et W/4000 pour le noyau.

Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de protection

Aucune formule n'est applicable pour le dimensionnement des sous-couches. Seules des recommandations effectuées par le SPM (Shore Protection Manual) nous renseignent sur une proportionnalité entre les éléments de la carapace et ceux de la sous-couche.

➤ Dimensionnement du filtre du support constitué D'énrochements naturels :

$$W_{\text{filtre}} = \frac{W_{\text{carapace}}}{10} = \frac{14}{10} = 1.4t.$$

$$n = 2$$

$$\gamma_s = 2,6 \text{ t/m}^3$$

$$K\Delta = 1$$

$$p = 37 \%$$

Correction du poids : $70\% < Wf < 130\%$

$$*1.4 \times 0,7 = 0.98t$$

$$*1.4 \times 1,3 = 1.82 t$$

On adopte la catégorie d'énrochement (1-2t)

$$W_{\text{moy}} = (1 + 2) / 2 = 1.5t$$

Épaisseur du filtre du support :

$$e1 = (1.5/2,6)^{1/3} \times 2 \times 1 = 1.66 \text{ m}$$

On prend $e1 = 1.7 \text{ m}$

Dimensionnement du filtre de transition :

$$W2 = W/200 = 14/200 = 0.07t$$

Correction du poids : $50\% < Wf < 150\%$

$$*0.07 \times 0.5 = 0.035 t$$

$$*0.07 \times 1.5 = 0.105 t$$

On adopte la catégorie d'énrochement (0.5-1t)

$$W_{\text{moy}} = (0.5 + 1) / 2 = 0.75t$$

Épaisseur du filtre du filtre de transition :

$$e1 = (0.75/2,6)^{1/3} \times 2 \times 1 = 1.32 \text{ m}$$

On prend $e2 = 1.32 \text{ m}$

Dimensionnement Butée de pied :

$$W_{\text{butée}} = \frac{0,1}{K_D} \left[\frac{\gamma_s H_s^3 \tan \alpha}{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1 \right)^3} \right] \left(\frac{H_s}{h} \right)$$

Tel que : $(H_s/h) < 3 \Rightarrow h = 1,2 \times H_s = 5.88 \text{ m}$.

$$W_{\text{butée}} = \frac{0.1}{4} \left(\frac{2.6 \cdot 4.9^3}{\left(\frac{2.6}{1.026} - 1 \right)^3 \cdot 1.5} \right) \left(\frac{4.9}{5.8} \right)$$

Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de protection

$$W_{butée} = 1.19T$$

La taille de la pierre à utiliser en butée de pied est de 1.0-2.0 t.

Epaisseur de la butée :

$$W_{moy} = (2+1)/2 = 1.5t$$

$$e_b = (1.5/2,6)^{1/3} \times 1 = 1.66 \text{ m}$$

$$e_b = 1.7 \text{ m}$$

Diamètre médian $Dn50$, $éé$:

$$Dn50, \text{ } éé = \left(\frac{W_{butée}}{\gamma_s}\right)^{1/3} = (1.5/2,65)^{1/3} = 0.83m$$

$$Dn50, \text{ } éé = 0.83m$$

Largeur de la butée :

Dans le cas des digues à talus, la largeur de la butée de pied, Bt doit en générale permettre le placement d'au moins trois blocs.

$$Lb = 4 \times Dn50, \text{ } éé = 3.32 \text{ m}$$

$$Lb = 3.32 \text{ m}$$

Dimensionnement du noyau :

$$w_{noyau} = \frac{W_{carapace}}{4000} = 11/4000 = 2,75 \times 10^{-3}T$$

Pour le noyau, on adopte le tout venant de carrière (0-500Kg).

❖ Vérification des lois de Terzaghi :

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{D_{15}(\text{Filtre})}{D_{85}(\text{Noyau})} \leq 5$$

$$4 \leq \frac{D_{15}(\text{Filtre})}{D_{15}(\text{Noyau})} \leq 20$$

$$\frac{D_{50}(\text{Filtre})}{D_{50}(\text{Noyau})} \leq 25$$

Les indices 15, 50, 85 indiquent le pourcentage 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 :

$$\phi_i = 2 \times \left(3 \times \frac{w_i}{4\pi\gamma_s}\right)^{1/3}$$

$$\phi_s = 2 \times \left(3 \times \frac{w_s}{4\pi\gamma_s}\right)^{1/3}$$

Avec w_i et w_s sont respectivement les limites inférieures et supérieures du poids de l'engrochement constituant la couche considérée.

Ensuite on calcule le diamètre correspondant à $n\%$, à l'aide de la formule suivante :

$$Dn = n(\phi_s - \phi_i) + \phi_i.$$

Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de protection

Noyau de 0 à 500 kg :

$$\phi_i = 2 \times (3 \times (0.4 \times 3.14 \times 2.6))^{1/3} = 0 \text{ m.}$$

$$\phi_s = 2 \times (3 \times (0.5/4 \times 3.14 \times 2.6))^{1/3} = 0.716 \text{ m.}$$

$$D_{15} = 0.15 (0.716 - 0) + 0 = 0.107 \text{ m.}$$

$$D_{50} = 0.50 (0.716 - 0) + 0 = 0.358 \text{ m}$$

$$D_{85} = 0.85 (0.716 - 0) + 0 = 0.609 \text{ m}$$

Filtre support de 1 T à 2 T :

$$\phi_i = 2 \times (3 \times (1/4 \times 3.14 \times 2.6))^{1/3} = 0.902 \text{ m.}$$

$$\phi_s = 2 \times (3 \times (2/4 \times 3.14 \times 2.6))^{1/3} = 1.137 \text{ m.}$$

$$D_{15} = 0.15 (1.137 - 0.902) + 0.902 = 0.937 \text{ m}$$

$$D_{50} = 0.50 (1.137 - 0.902) + 0.902 = 1.019 \text{ m}$$

✓ Vérification :

$$\frac{D_{15} \text{ (filtre)}}{D_{85} \text{ (couche)}} = \frac{0.937}{0.609} = 1.54 < 5 \text{ Vérifiée}$$

$$\frac{D_{15} \text{ (filtre)}}{D_{15} \text{ (couche)}} = \frac{0.937}{0.107} = 8.76 < 20 \text{ (} 9 > 4 \text{) Vérifiée}$$

$$\frac{D_{50} \text{ (filtre)}}{D_{50} \text{ (couche)}} = \frac{0.1019}{0.358} = 0.28 < 25 \text{ Vérifiée}$$

Filtre de transition de 0.5 T à 1 T :

$$\phi_i = 2 \times (3 \times (0.5/4 \times 3.14 \times 2.6))^{1/3} = 0.716 \text{ m.}$$

$$\phi_s = 2 \times (3 \times (1/4 \times 3.14 \times 2.6))^{1/3} = 0.902 \text{ m.}$$

$$D_{15} = 0.15 (0.902 - 0.716) + 0.716 = 0.744 \text{ m}$$

$$D_{50} = 0.50 (0.902 - 0.716) + 0.716 = 0.809 \text{ m}$$

✓ Vérification :

$$\frac{D_{15} \text{ (filtre)}}{D_{85} \text{ (couche)}} = \frac{0.744}{0.609} = 1.22 < 5 \text{ Vérifiée}$$

$$\frac{D_{15} \text{ (filtre)}}{D_{15} \text{ (couche)}} = \frac{0.744}{0.107} = 6.95 < 20 \text{ (} 6.95 > 4 \text{) Vérifiée}$$

$$\frac{D_{50} \text{ (filtre)}}{D_{50} \text{ (couche)}} = \frac{0.809}{0.358} = 2.26 < 25 \text{ Vérifiée}$$

Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de protection

➤ Enrochements du talus arrière (ouvrage peu franchi)

Le graphique, permet l'estimation moyenne de la réduction de la taille du matériau du talus arrière d'un ouvrage par rapport à celle du matériau du talus côté mer (Rock manuel) :

NB : graphique utilisé lors du dimensionnement est reportés en Annexe 1.

Ce graphique donne pour un talus de pente 3/2, pour des niveaux de crête relativement élevés, ce qui suit :

- **Rc/Hs = 0.9** **$D_{n50.arrière}/D_{n50.avant} = 0.45$**
- **Rc/Hs = 1.0** **$D_{n50.arrière}/D_{n50.avant} = 0.40$**
- **Rc/Hs = 1.1.** **$D_{n50.arrière}/D_{n50.avant} = 0.35$**
- **Rc/Hs = 1.2** **$D_{n50.arrière}/D_{n50.avant} = 0.30$**
-

La carapace extérieure pour la partie du large étant arasée à +6.70 m et la houle Hs estimée à 4.9m, le ratio de Rc/Hs donne une valeur proche de 1,2.

Pour des enrochements de la carapace extérieure en BCR de $M_{50} = 11T$ ($D_{n50} = 1660$ mm) :

Les enrochements du talus intérieur sont donnés comme suit :

$$D_{n50.arrière}/D_{n50.avant} = 0.30 \text{ donc :}$$

$$D_{n50.arrière} = D_{n50.avant} \times 0.30 = 1660 \times 0.30 = 498 \text{ mm}$$

Un D_{n50} arrière de 498 mm représente une masse moyen M_{50} de moins de 0,32 tonne.

V.7.3 Au niveau de Section a l'enracinement :

1/Détermination des paramètres de la structure :

Poids des blocs de la carapace

On exploite la formule classique d'Hudson pour estimer les tailles des blocs de carapace de talus :

$$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = (K_D \cot \alpha)^{1/3}, \text{ qui peut également s'écrire } M_{50} = \frac{\rho_s H^3}{K_D \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1 \right)^3 \cot \alpha}$$

$$M_{50} = \frac{2.4 * 3^3}{4 \left(\frac{2.4}{1.026} - 1 \right)^3} = 4.5T.$$

Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de protection

Épaisseur de la carapace

Pour le calcul de l'épaisseur 'E' de la carapace, nous utilisons la formule extraite du manuel du C.E.R.C. suivante :

$$E = n K\Delta (W/\rho S)^{1/3}$$

$K\Delta$: coefficient de couche :

- 1 pour les Enrochements anguleux

$$E = 2 \times 1 (4.5/2.6)^{1/3} = 2.40 \text{ m}$$

Diamètre médian D_{n50} ,

$$D_{n50} = (W_{carapace}/\gamma_s)^{1/3} = (4.5/2.6)^{1/3} = 1,20 \text{ m}$$

Nombre de blocs par unité de surface :

Le nombre de blocs par le m² est déterminé par la formule suivante :

$$N_s = n. K\Delta. (1-p). (\gamma_s/ W)^{2/3}$$

- ✓ $n = 2.$
- ✓ $K\Delta = 1$
- ✓ $\gamma_s = 2.6 \text{ t/m}^3$
- ✓ $W = 4.5 \text{ T}$
- ✓ P : porosité moyenne = 37%

$$N_s = 2 \times 1 (1-0.37)(2,6/4.5)^{2/3}$$

$$N_s = 0.87$$

Donc on a 0.87 blocs par m², soit disant **87 blocs par 100 m².**

Dimensionnement de la sous couche

Entre les blocs de la carapace et le noyau sont interposées une ou plusieurs couches intermédiaires d'enrochement devant répondre aux conditions de filtre qui s'exprime par des règles empiriques ayant trait à la granulométrie du filtre et à celle du noyau à protéger, on prend souvent les règles énoncées par TERZAGHI

$$\frac{D_{15}(\text{Filtre})}{D_{85}(\text{Noyau})} \leq 5$$

$$4 \leq \frac{D_{15}(\text{Filtre})}{D_{15}(\text{Noyau})} \leq 20$$

$$\frac{D_{50}(\text{Filtre})}{D_{50}(\text{Noyau})} \leq 25$$

Les conditions préconisées par C.E.R.C (Costal Engineering Research Center) recommandent d'avoir des poids unitaires au moins égaux à $W/10$ pour la première sous couche, $W/200$ pour la deuxième sous couche et $W/4000$ pour le noyau.

Aucune formule n'est applicable pour le dimensionnement des sous-couches. Seules des recommandations effectuées par le SPM (Shore Protection Manual) nous renseignent sur une proportionnalité entre les éléments de la carapace et ceux de la sous-couche.

Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de protection

➤ Dimensionnement du filtre du support constitué D'encrochements naturels :

$$W_{\text{filtre}} = \frac{W_{\text{carapace}}}{10} = \frac{4.5}{10} = 0.45t.$$

$$n = 2$$

$$\gamma_s = 2,6 \text{ t/m}^3$$

$$K\Delta = 1$$

$$p = 37 \%$$

Correction du poids : $70\% < Wf < 130\%$

$$* 0.45 \times 0,7 = 0.315t$$

$$* 0.45 \times 1,3 = 0.585 t$$

On adopte la catégorie d'encrochement (0.5-1t)

$$W_{\text{moy}} = (0.5 + 1) / 2 = 0.75 t$$

Épaisseur du filtre du support :

$$e_1 = (0.75/2,6)^{1/3} \times 2 \times 1 = 1.32 \text{ m}$$

On prend $e_1 = 1.32 \text{ m}$

Dimensionnement Butée de pied :

$$W_{\text{butée}} = \frac{0,1}{K_D} \left[\frac{\gamma_s H_s^3 \tan \alpha}{(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1)^3} \right] \left(\frac{H_s}{h} \right)$$

Tel que : $(H_s/h) < 3 \Rightarrow h = 1,2 \times H_s = 3.6 \text{ m}$.

$$W_{\text{butée}} = \frac{0,1}{4} \left(\frac{2,6 \cdot 3^3}{(1,026 - 1)^3 \cdot 1,5} \right) \left(\frac{3}{3,6} \right)$$

$$W_{\text{butée}} = 0.27 T$$

La taille de la pierre à utiliser en butée de pied est de 1.0-2.0 t.

Epaisseur de la butée :

$$W_{\text{moy}} = (2+1)/2 = 1.5t$$

$$e_b = (1.5/2,6)^{1/3} \cdot 2 \times 1 = 1.66 \text{ m}$$

$$e_b = 1.7 \text{ m}$$

Diamètre médian Dn_{50} , $\acute{e}e$:

$$Dn_{50}, \acute{e}e = \left(\frac{W_{\text{butée}}}{\gamma_s} \right)^{1/3} = (1.5/2,65)^{1/3} = 0.83m$$

$$Dn_{50}, \acute{e}e = 0.83m$$

Largeur de la butée :

Dans le cas des digues à talus, la largeur de la butée de pied, Bt doit en générale permettre le placement d'au moins trois blocs.

$$Lb = 4 \times Dn_{50}, \acute{e}e = 3.32 \text{ m}$$

$$Lb = 3.32 \text{ m}$$

Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de protection

➤ Dimensionnement du noyau :

$$wnoyau = \frac{W_{carapace}}{4000} = 11/4000 = 1.125 \times 10^{-3} T$$

Pour le noyau, on adopte le tout venant de carrière (0–500Kg).

❖ Vérification des lois de Terzaghi :

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{D_{15}(Filtre)}{D_{85}(Noyau)} \leq 5$$

$$4 \leq \frac{D_{15}(Filtre)}{D_{15}(Noyau)} \leq 20$$

$$\frac{D_{50}(Filtre)}{D_{50}(Noyau)} \leq 25$$

Les indices 15, 50, 85 indiquent le pourcentage 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 :

$$\phi_i = 2 \times \left(3 \times \frac{w_i}{4\pi\gamma_s} \right)^{1/3}$$

$$\phi_s = 2 \times \left(3 \times \frac{w_s}{4\pi\gamma_s} \right)^{1/3}$$

Avec w_i et w_s sont respectivement les limites inférieures et supérieures du poids de l'engrochement constituant la couche considérée.

Ensuite on calcule le diamètre correspondant à n%, à l'aide de la formule suivante :

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

➤ Noyau de 0 à 500 kg :

$$\phi_i = 2 \times (3 \times (0/4 \times 3.14 \times 2.6))^{1/3} = 0 \text{ m.}$$

$$\phi_s = 2 \times (3 \times (0.5/4 \times 3.14 \times 2.6))^{1/3} = 0.716 \text{ m.}$$

$$D_{15} = 0.15 (0.716 - 0) + 0 = 0.107 \text{ m.}$$

$$D_{50} = 0.50 (0.716 - 0) + 0 = 0.358 \text{ m}$$

$$D_{85} = 0.85 (0.716 - 0) + 0 = 0.609 \text{ m}$$

✓ Filtre support de 0.5 T à 1 T :

$$\phi_i = 2 \times (3 \times (0.5/4 \times 3.14 \times 2.6))^{1/3} = 0.716 \text{ m.}$$

$$\phi_s = 2 \times (3 \times (1/4 \times 3.14 \times 2.6))^{1/3} = 0.902 \text{ m.}$$

$$D_{15} = 0.15 (0.902 - 0.716) + 0.716 = 0.744 \text{ m}$$

$$D_{50} = 0.50 (0.902 - 0.716) + 0.716 = 0.809 \text{ m}$$

Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de protection

✓ Vérification :

$$\frac{D_{15}(\text{filtre})}{D_{85}(\text{couche})} = \frac{0.744}{0.609} = 1.22 < 5 \text{ Vérifiée}$$

$$\frac{D_{15}(\text{filtre})}{D_{15}(\text{couche})} = \frac{0.744}{0.107} = 6.95 < 20 \text{ (} 6.95 > 4 \text{) Vérifiée}$$

$$\frac{D_{50}(\text{filtre})}{D_{50}(\text{couche})} = \frac{0.809}{0.358} = 2.26 < 25 \text{ Vérifiée}$$

➤ Enrochements du talus arrière (ouvrage peu franchi)

Le graphique : permet l'estimation moyenne de la réduction de la taille du matériau du talus arrière d'un ouvrage par rapport à celle du matériau du talus côté mer (Rock manuel) :

NB : graphique utilisé lors du dimensionnement est reportés en Annexe 1.

Ce graphique donne pour un talus de pente 3/2, pour des niveaux de crête relativement élevés, ce qui suit :

- **Rc/Hs = 0.9** **$D_{n50.\text{arrière}}/D_{n50.\text{avant}} = 0.45$**
- **Rc/Hs = 1.0** **$D_{n50.\text{arrière}}/D_{n50.\text{avant}} = 0.40$**
- **Rc/Hs = 1.1.** **$D_{n50.\text{arrière}}/D_{n50.\text{avant}} = 0.35$**
- **Rc/Hs = 1.2** **$D_{n50.\text{arrière}}/D_{n50.\text{avant}} = 0.30$**

- La carapace extérieure pour la partie du large étant arasée à +3.2 m et la houle Hs estimée à 3m, le ratio de Rc/Hs donne une valeur proche de 1.
- Pour des enrochements de la carapace extérieure en BCR de $M_{50} = 4.5T$ ($D_{n50} = 1200$ mm) :
- Les enrochements du talus intérieur sont donnés comme suit :
- $D_{n50.\text{arrière}}/D_{n50.\text{avant}} = 0.40$ donc :
- $D_{n50.\text{arrière}} = D_{n50.\text{avant}} \times 0.40 = 1200 \times 0.40 = 480\text{mm}$
- Un $D_{n50 \text{ arrière}}$ de 480 mm représente une masse moyen M_{50} de moins de 0,29 tonne.

Chapitre VI : **Dimensionnement des quais**

Chapitre VI : Dimensionnement des quais

VI.1. Introduction :

Les quais sont des ouvrages d'accostage destinés à remplir les fonctions suivantes :

Offrir aux navires un appui et un amarrage.

Créer une plate-forme de service indépendante des marées, raccordée à un terre-plein.

VI.2. Structures des quais :

❖ Murs de quais en blocs

D'après la géotechnique du sol et la profondeur on a choisi ce type de quai.

Les quais en blocs seront fondés respectivement à -2.50 m pour les plaisanciers /petits métiers et -4,50m pour les sardiniers/chalutiers. Leur structure est composée :

- d'empilements jointifs de blocs en forme de 'I', avec respectivement deux (02) blocs pour les quais à - 2.50 m et trois (03) blocs pour les quais à -4,50m, formant des évidements, remplis d'enrochements de catégories (1-15kg). Les quais seront fondés sur une assise en enrochements de catégorie (1 - 15kg), préalablement réglée par une couche de ballast (20 - 40mm),
- d'un couronnement en béton armé supporté par les piles de blocs,
- d'un épaulement à l'arrière du quai constitué de T.V.C de carrière (0 -500 kg).

VI.3. Hypothèses de calcul :

- **Hauteur du quai (-4.50m)**

Pour déterminer la hauteur du quai, on est amené à faire le calcul en deux étapes:

- ✓ Niveau supérieur :

Vu que la marée atmosphérique est faible de l'ordre de 0.5m, le niveau supérieur est approximativement pris entre 1,5 et 2m.

- ✓ Niveau inférieur :

- Le niveau inférieur est à -4.5 m.

D'où la hauteur totale du tirant d'eau est de $4.5+1.5=6$ m

- ❖ $\text{Niv inf} + \text{Niv sup} = 4.5+1,5= 6$ m

- **Détermination des caractéristiques de chaque bloc :**

Le volume, le poids, le bras de levier horizontal et vertical seront déterminés pour chaque blocs, ainsi que les moments leurs correspondant.

Pour déterminer ces grandeurs, on utilisera les lois suivantes :

- $V = S \times H$;
- $P = V \times \gamma$ ou bien $V \times \gamma'$ (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 ;
- γ : poids volumique du béton ;
- γ' : poids volumique déjaugé du béton

Chapitre VI : Dimensionnement des quais

- M : moment de l'élément considéré
- d : bras de levier de l'élément par rapport à la base

❖ vérification de la stabilité globale

Cette stabilité se calcule aux regards de :

- ✓ Stabilité au glissement
- ✓ Stabilité au renversement
- ✓ Stabilité au poinçonnement (capacité portante)

➤ Stabilité au glissement

La stabilité au glissement se traduit par le non glissement du quai. Pour cela on doit vérifier les conditions suivantes :

$$F_g = P_v / P_{htg\phi} > 1.5 \text{ cas statique}$$

$$F_g = P_v / P_{htg\phi_s} > 1.1 \text{ cas dynamique}$$

Avec :

- ✓ F_g : Facteur de sécurité vis-à-vis du glissement.
- ✓ P_v : la composante verticale de la force totale s'appliquant sur le quai.
- ✓ P_h : la composante horizontale de la force totale s'appliquant sur le quai.

$$\Phi_s = \phi - \arctg [K_h / \sqrt{2}]$$

➤ Stabilité au renversement :

Le mur du quai doit être conçu pour qu'il ne renverse pas autour de l'arrête inférieur de sa fondation. On vérifie les conditions suivantes :

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

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

Avec :

- ✓ F_r : facteur de sécurité vis-à-vis du renversement.
- ✓ M_s : le moment stabilisant totale sur le quai.
- ✓ M_r : le moment renversant total sur le quai.

➤ Stabilité au poinçonnement :

Il s'agit d'évaluer le comportement du sol de fondation ainsi que l'assise face à un enfoncement et vérifie qu'il ne dépasse pas le niveau de poinçonnement admissible. Le coefficient de sécurité est donné par les formules suivantes :

$$F_p = \sigma_{sol, assise} / \sigma V > 1.5 \text{ cas statique}$$

$$F_p = \sigma_{sol, assise} / \sigma V > 1.5 \text{ cas dynamique}$$

Avec :

- ✓ F_p : Facteur de sécurité vis-à-vis du poinçonnement.
- ✓ $\sigma_{sol, assise}$: Contrainte limite supporté par le sol de fondation ou l'assise en enrochement
- ✓ σV : Contrainte imposée par les blocs du quai.

➤ Données physiques et géotechniques :

Remblai à l'arrière du mur et dans les évidements :

$$\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma' = 1.1 \text{ t/m}^3$$

$$\phi = 37^\circ$$

$$C = 0$$

Enrochements pour assise du quai et sol de fondation

$$\gamma = 1.80 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma' = 1.1 \text{ t/m}^3$$

Chapitre VI : Dimensionnement des quais

$$\varphi = 37^\circ ; C = 0$$

Béton :

$$\gamma = 2,4 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma' = 1,40 \text{ t/m}^3$$

Béton armé :

$$\gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma' = 1,50 \text{ t/m}^3$$

- surcharge uniformément répartie : 1.5 à 2 t/m²

VI.4. Quai à – 4.50 m :

NB : Les détails du calcul sont reportés dans l'annexe 1.

❖ Tableau récapitulatif des poids, bras de levier et moments calculés par mètre linéaire:

Tableau 6.1 valeurs des caractéristiques géométriques par mètre linéaire du quai

Elément considéré	Poids (T)	dv (m)	Mv (T.m)	dH (m)	MH (T.m)
Bloc type 1	9.22	0.80	7.32	2.90	26.73
Bloc type 3	6.03	2.55	15.38	2.64	15.94
Bloc type 4	6.26	4.43	27.70	2.12	13.28
Le couronnement	6.21	5.57	34.64	1.64	10.18
Remblai au-dessus du bloc type 1	6.11	4.27	26.07	5.00	30.55
Remblai au-dessus du bloc type 3	2.10	5.02	10.65	4.25	9.01
Remblai au-dessus du couronnement	3.34	5.92	19.78	2.76	9.23
Evidement 1	1.77	1.15	2.04	2.25	4.00
Evidement 2	2.74	2.55	6.99	2.55	6.17
Evidement 3	3.05	4.32	13.19	2.55	6.86
Total	46.83	3.50	163.76	2.82	131.95

VI.5. Les différentes sollicitations agissant sur le quai :

Le calcul de la stabilité des ouvrages d'amarrage doit tenir compte d'une multitude d'efforts horizontaux et verticaux auxquels peut être sujet n'importe quel type de mur de quai. Ces efforts sont pourtant variables, d'une heure à l'autre, d'une journée à la suivante et d'une saison à l'autre.

C'est pourquoi un calcul fiable et précis doit prendre en considération les situations les plus critiques auxquelles sont exposés les murs de quai. Des situations où le plus grand nombre d'efforts s'appliquent en même temps sur l'ouvrage, risquent son instabilité ou peut être sa rupture.

Les efforts pris en compte :

- ✓ Poussée des terres ;
- ✓ Poussée due aux surcharges ;
- ✓ Poussée due à la charge roulante ;
- ✓ Poussée hydrostatique de marnage ;

Chapitre VI : Dimensionnement des quais

- ✓ Poussée hydrodynamique ;
- ✓ Efforts d'amarrage ;
- ✓ Effort dû au séisme.

Ces efforts seront calculés dans deux cas :

- ✓ Cas statique ;
- ✓ Cas dynamique.

Cas statique :

NB : Les détails du calcul sont reportés dans l'**annexe 2**.

Tableau 6.2 Effort appliqués sur le quai cas statique

Cas de charge	/	Pv (T/ml)	dh(m)	Ms (t.m/ml)	Ph (t/ml)	dv(m)	Mr (t.m/ml)	
Charges permanentes "G"								
Poids propre	P	46.83	2.82	131.95	/	/	/	
Poussée des terres	P1	0.284	5.5	1.562	0.377	5.30	1.998	
	P2	1.977	5.5	10.874	2.624	3.05	8.003	
	P3	0.375	5.5	2.063	0.817	1.40	1.144	
	P4	0.082	5.17	0.424	0.179	0.39	0.070	
Marnage	Pm1	/	/	/	0.046	4.90	0.225	
	Pm2	/	/	/	1.478	2.40	3.547	
Total "G"		49.548	/	146.873	5.521	/	14.987	
surcharge D'exploitation "Q"								
Poussée des surcharges	Pq1	0.645	5.50	3.548	0.856	4.00	3.424	
	Pq2	0.056	5.50	0.308	0.123	1.40	0.172	
	Pq3	0.015	5.17	0.078	0.033	0.39	0.013	
Charge roulante	Pr	/	/	/	0.92	4.46	4.10	
Ammarage	F	/	/	/	1.70	6.60	11.22	
Total "Q1"		0.716	/	3.934	2.712	/	14.829	
Total "Q2"		/	/	/	3.02	/	15.32	
Combinaisons des charges								
G+1.5Q1		50.622	/	152.774	9.589	/	37.231	
G+1.5Q2		49.548	/	146.873	8.541	/	30.307	

- **Stabilité au glissement :**

$$Fg1 = \frac{Pv}{Ph} \operatorname{tg} \phi = \frac{50.622}{9.589} \operatorname{tg} 37 = 3.98 > 1.5 \text{ (vérifiée)}$$

$$Fg2 = \frac{49.458}{8.541} \operatorname{tg} 37 = 4.37 > 1.5 \text{ (vérifiée)}$$

Chapitre VI : Dimensionnement des quais

- **Stabilité au renversement :**

$$Fr1 = \frac{Ms}{Mr} = \frac{152.774}{37.231} = 4.10 > 1.5 \text{ (vérifiée)}$$

$$Fr2 = \frac{Ms}{Mr} = \frac{146.873}{30.307} = 4.84 > 1.5 \text{ (vérifiée)}$$

- **Stabilité au poinçonnement :**

- Capacité portante de l'assise en enrochement (- 4.80 m) : G + 1,5 Q1 (Méthode de MEYERHOOF) :

$$Q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B' N_{\gamma} \left(1 - \frac{\delta}{\phi}\right)^2 + (CNC + \gamma' DNq) \left(1 - 2 \times \frac{\delta}{\pi}\right)^2$$

Avec:

$$C = 0$$

$$D = 0.80 \text{ m}$$

$$\delta = \arctg \frac{Ph}{Pv} = \arctg \frac{9.589}{50.622} = 10.37^\circ$$

$$e = \frac{Ms - Mr}{Pv} = 2.28 \text{ m}$$

$$B' = 2 \times e = 2 \times 2.28 = 4.56 \text{ m}$$

$$\sigma_v = \frac{Pv}{B'} = \frac{50.622}{4.56} = 11.10 \text{ T/m}^2$$

Pour $\phi = 37^\circ$: $N_{\gamma} = 67.00$, $Nq = 42.90$

$$\sigma_{sol} = Q_{lim} = \frac{1}{2} \times 1.1 \times 4.56 \times 67.00 \times \left(1 - \frac{10.73}{37}\right)^2 + 1.1 \times 0.8 \times 42.90 \left(1 - 2 \times \frac{10.73}{180}\right)^2 = 113.99 \text{ T/m}^2$$

$$Fp = \frac{\sigma_{sol}}{\sigma_v} = \frac{113.99}{11.10} = 10.26 > 1.5 \text{ (vérifiée)}$$

- Capacité portante du sol de fondation (-6.00m) : G + 1,5 Q1 (Méthode de MEYERHOOF) :

Calcul du poids de l'assise en enrochement :

$$H = 1.2 \text{ m}$$

$$B' = 2 \times e = 4.56 \text{ m}$$

$$B = B' + 2 \times h \times \tan \phi = 4.56 + 2 \times 1.2 \times \tan 37 = 6.36 \text{ m}$$

$$W = \gamma' \times h \times \frac{B+B'}{2} = 7.20 \text{ T/ml}$$

$$P'V = PV + W = 57.822 \text{ T/ml}$$

$$\delta = \arctg \frac{Ph}{P'v} = \arctg \frac{9.589}{57.822} = 9.40^\circ$$

$$\sigma_v = \frac{P'v}{B} = \frac{57.822}{6.36} = 9.1 \text{ T/m}^2$$

Avec :

$$\phi = 35^\circ : N_{\gamma} = 48.03, Nq = 33.30$$

$$\sigma_{sol} = Q_{lim} = \frac{1}{2} \times 1.1 \times 6.36 \times 48.03 \times \left(1 - \frac{9.40}{35}\right)^2 + 1.1 \times 0.5 \times 33.30 \left(1 - 2 \times \frac{9.40}{180}\right)^2 = 104.56 \text{ T/m}^2$$

$$Fp = \frac{\sigma_{sol}}{\sigma_v} = \frac{104.56}{9.1} = 11.5 > 1.5 \text{ (vérifiée)}$$

Chapitre VI : Dimensionnement des quais

- Capacité portante de l'assise en enrochement (- 4.80 m) : G + 1,5 Q2 (Méthode de MEYERHOOF) :

$$Q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B' N\gamma \left(1 - \frac{\delta}{\varphi}\right)^2 + (CNC + \gamma' DNq) \left(1 - 2 \times \frac{\delta}{\pi}\right)^2$$

Avec:

$$C = 0$$

$$D = 0.80 \text{ m}$$

$$\delta = \arctg \frac{Ph}{Pv} = \arctg \frac{8.541}{49.548} = 9.78^\circ$$

$$e = \frac{Ms - Mr}{Pv} = 2.35 \text{ m}$$

$$B' = 2 \times e = 2 \times 2.35 = 4.70 \text{ m}$$

$$\sigma_v = \frac{Pv}{B'} = \frac{49.548}{4.70} = 11.10 \text{ T/m}^2$$

Pour $\varphi = 37^\circ$: $N\gamma = 67.00$, $Nq = 42.90$

$$\sigma_{sol} = Q_{lim} = \frac{1}{2} \times 1.1 \times 4.70 \times 67.00 \times \left(1 - \frac{9.78}{37}\right)^2 + 1.1 \times 0.8 \times 42.90 \left(1 - 2 \times \frac{9.78}{180}\right)^2 = 123.73 \text{ T/m}^2$$

$$F_p = \frac{\sigma_{sol}}{\sigma_v} = \frac{123.73}{10.54} = 11.73 > 1.5 \text{ (v\u00e9rifi\u00e9e)}$$

- Capacité portante du sol de fondation (- 6.00m) : G + 1,5 Q2 (Méthode de MEYERHOOF) :

Calcul du poids de l'assise en enrochement :

$$H = 1.2 \text{ m}$$

$$B' = 2 \times e = 4.7 \text{ m}$$

$$B = B' + 2 \times h \times \tg \varphi = 4.7 + 2 \times 1.2 \times \tg 37 = 6.50 \text{ m}$$

$$W = \gamma' \times h \times \frac{B+B'}{2} = 7.40 \text{ T/ml}$$

$$P'V = PV + W = 56.948 \text{ T/ml}$$

$$\delta = \arctg \frac{Ph}{P'v} = \arctg \frac{9.589}{56.948} = 9.55^\circ$$

$$\sigma_v = \frac{P'v}{B} = \frac{56.948}{6.50} = 8.76 \text{ T/m}^2$$

Avec:

$$\varphi = 35^\circ : N\gamma = 48,03, Nq = 33,30$$

$$\sigma_{sol} = Q_{lim} = \frac{1}{2} \times 1.1 \times 6.5 \times 48.03 \times \left(1 - \frac{9.55}{35}\right)^2 + 1.1 \times 1.5 \times 33.30 \left(1 - 2 \times \frac{9.55}{180}\right)^2 = 134.68 \text{ T/m}^2$$

$$F_p = \frac{\sigma_{sol}}{\sigma_v} = \frac{134.68}{8.76} = 15.37 > 1.5 \text{ (v\u00e9rifi\u00e9e)}$$

Cas dynamique :

NB : Les d\u00e9tails du calcul sont report\u00e9s dans **l'annexe 2**.

Nous allons utiliser La combinaison de charge suivante :

G + Q + SI

Avec :

- G : charges permanentes ' poids propre, pouss\u00e9e des terres, la pouss\u00e9e hydrodynamique.
- Q : Charge d'exploitation 'surcharges, l'amarrage'
- SI : Force sismique.

Chapitre VI : Dimensionnement des quais

Tableau 6.3 Effort appliqués sur le quai cas dynamique

Cas de charge	/	Pv (T/ml)	dh(m)	Ms (t.m/ml)	Ph (t/ml)	dv(m)	Mr (t.m/ml)
Charges permanentes "G"							
Poids propre	P	46.83	2.82	132.061	/	/	/
Poussée des terres	P1	0.41	5.5	2.225	0.55	5.30	2.915
	P2	1.94	5.5	10.67	2.57	3.05	7.84
	P3	0.55	5.5	3.025	1.20	1.40	1.68
	P4	0.28	5.17	1.45	0.61	0.39	0.24
Poussée hydrodynamique	Pw	/	/	/	2.07	1.92	3.97
Total "G"		50.01	/	149.43	6.98	/	16.65
surcharge D'exploitation "Q"							
Poussée des surcharges	Pq1	0.94	5.50	5.17	1.25	4.00	5.00
	Pq2	0.097	5.50	0.53	0.21	1.40	0.294
	Pq3	0.051	5.17	0.26	0.11	0.39	0.043
Charge roulante	Pr	/	/	/	0.92	4.46	4.10
Ammarage	F	/	/	/	1.70	6.60	11.22
Total "Q1"		1.088	/	5.96	3.27	/	16.557
Total "Q2"		/	/	/	2.62	/	15.32
Force sismique	SI	/	/	/	7.0245	3.5	24.585
Combinaisons des charges							
G+Q1+SI		51.098	/	155.39	17.274	/	57.792
G+Q2+SI		50.01	/	149.43	16.624	/	56.55

- **Stabilité au glissement :**

$$Fg1 = \frac{Pv}{Ph} \operatorname{tg} \phi = \frac{51.098}{17.274} \operatorname{tg} 37 = 2.23 > 1.1 \text{ (vérifiée)}$$

$$Fg2 = \frac{50.01}{16.624} \operatorname{tg} 37 = 2.26 > 1.1 \text{ (vérifiée)}$$

- **Stabilité au renversement :**

$$Fr1 = \frac{Ms}{Mr} = \frac{155.93}{57.792} = 2.03 > 1.1 \text{ (vérifiée)}$$

$$Fr2 = \frac{Ms}{Mr} = \frac{149.43}{56.55} = 1.99 > 1.1 \text{ (vérifiée)}$$

Chapitre VI : Dimensionnement des quais

- **Stabilité au poinçonnement :**

- Capacité portante de l'assise en enrochement (- 4.80 m) : G + Q1 + SI (Méthode de MEYERHOOF) :

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

Avec :

$$C = 0$$

$$D = 0.80 \text{ m}$$

$$\delta = \arctg \frac{Ph}{P_v} = \arctg \frac{17.274}{51.098} = 18.67^\circ$$

$$e = \frac{M_s - Mr}{P_v} = \frac{155.39 - 57.792}{51.098} = 1.91 \text{ m}$$

$$B' = 2 \times e = 2 \times 1.91 = 3.82 \text{ m}$$

$$\sigma_v = \frac{P_v}{B'} = \frac{51.098}{3.82} = 13.37 \text{ T/m}^2$$

Pour $\varphi = 37^\circ$; $N_{\gamma} = 67.00$, $N_q = 42.90$

$$\sigma_{sol} = Q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot 1.1 \times 3.82 \times 67.00 \times \left(1 - \frac{18.67}{37}\right)^2 + 1.1 \times 0.8 \times 42.90 \left(1 - 2 \times \frac{18.67}{180}\right)^2 = 58.35 \text{ T/m}^2$$

$$F_p = \frac{\sigma_{sol}}{\sigma_v} = \frac{58.35}{13.37} = 4.36 > 1.1 \text{ (vérifiée)}$$

- Capacité portante du sol de fondation (- 6.00m) : G + Q1 + SI (Méthode de MEYERHOOF) :

Calcul du poids de l'assise en enrochement :

$$H = 1.2 \text{ m}$$

$$B' = 2 \times e = 3.82 \text{ m}$$

$$B = B' + 2 \times h \times \tan \varphi = 3.82 + 2 \times 1.2 \times \tan 37 = 5.62 \text{ m}$$

$$W = \gamma' \times h \times \frac{B+B'}{2} = 6.23 \text{ T/ml}$$

$$P'V = PV + W = 51.098 + 3.34 = 57.328 \text{ T/ml}$$

$$\delta = \arctg \frac{Ph}{P'V} = \arctg \frac{17.274}{57.328} = 16.77^\circ$$

$$\sigma_v = \frac{P'V}{B} = \frac{57.328}{5.62} = 10.20 \text{ T/m}^2$$

Avec:

$$\varphi = 35^\circ ; N_{\gamma} = 48.03 ; N_q = 33.30$$

$$\sigma_{sol} = Q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot 1.1 \times 3.82 \times 48.03 \times \left(1 - \frac{16.77}{35}\right)^2 + 1.1 \times 1.5 \times 33.30 \left(1 - 2 \times \frac{16.77}{90}\right)^2 = 49.00 \text{ T/m}^2$$

$$F_p = \frac{\sigma_{sol}}{\sigma_v} = \frac{49.00}{10.20} = 4.80 > 1.5 \text{ (vérifiée)}$$

- Capacité portante de l'assise en enrochement (- 4.80 m) : G + Q2 + SI (Méthode de MEYERHOOF) :

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

Avec :

$$C = 0$$

$$D = 0.80 \text{ m}$$

Chapitre VI : Dimensionnement des quais

$$\delta = \arctg \frac{Ph}{P_v} = \arctg \frac{16.624}{50.01} = 18.36^\circ$$

$$e = \frac{M_s - M_r}{P_v} = \frac{149.43 - 56.55}{50.01} = 1.85 \text{ m}$$

$$B' = 2 \times e = 2 \times 1.85 = 3.7 \text{ m}$$

$$\sigma_v = \frac{P_v}{B'} = \frac{50.01}{3.7} = 13.52 \text{ T/m}^2$$

Pour $\varphi = 37^\circ$; $N_\gamma = 67.00$, $N_q = 42.90$

$$\sigma_{\text{sol}} = Q_{\text{lim}} = \frac{l}{2} \cdot 1.1 \times 3.7 \times 67.00 \times \left(1 - \frac{18.36}{37}\right)^2 + 1.1 \times 0.8 \times 42.90 \left(1 - 2 \times \frac{18.36}{90}\right)^2 = 47.83 \text{ T/m}^2$$

$$F_p = \frac{\sigma_{\text{sol}}}{\sigma_v} = \frac{47.83}{13.52} = 3.53 > 1.1 \text{ (v\u00e9rifi\u00e9e)}$$

- Capacité portante du sol de fondation (- 6.00m) : G + Q2 + SI (M\u00e9thode de MEYERHOOF) :

Calcul du poids de l'assise en enrochement :

$$H = 1.2 \text{ m}$$

$$B' = 2 \times e = 3.7 \text{ m}$$

$$B = B' + 2 \times h \times \text{tg } \varphi = 3.7 + 2 \times 1.2 \times \text{tg } 37 = 5.50 \text{ m}$$

$$W = \gamma' \times h \times \frac{B+B'}{2} = 6.072 \text{ T/ml}$$

$$P'V = PV + W = 50.01 + 3.25 = 56.082 \text{ T/ml}$$

$$\delta = \arctg \frac{Ph}{P'V} = \arctg \frac{16.624}{56.082} = 16.52^\circ$$

$$\sigma_v = \frac{P'V}{B} = \frac{56.082}{5.50} = 10.20 \text{ T/m}^2$$

Avec :

$$\varphi = 35^\circ : N_\gamma = 48.03, N_q = 33.30$$

$$\sigma_{\text{sol}} = Q_{\text{lim}} = \frac{l}{2} \cdot 1.1 \times 5.50 \times 48.03 \times \left(1 - \frac{16.52}{35}\right)^2 + 1.1 \times 1.5 \times 33.30 \left(1 - 2 \times \frac{16.52}{180}\right)^2 = 77.12 \text{ T/m}^2$$

$$F_p = \frac{\sigma_{\text{sol}}}{\sigma_v} = \frac{77.12}{10.20} = 7.56 > 1.5 \text{ (v\u00e9rifi\u00e9e)}$$

V.6 V\u00e9rification de la stabilit\u00e9 partielle :

On va v\u00e9rifier la stabilit\u00e9 partielle dans le cas statique et dynamique des \u00e9l\u00e9ments suivants :

- La v\u00e9rification de la stabilit\u00e9 du couronnement avec le bloc type 4 et le sol
- La v\u00e9rification de la stabilit\u00e9 du couronnement avec le bloc type 4, plus bloc type 3 et le sol.

V.6.1 V\u00e9rification de la stabilit\u00e9 du couronnement avec le bloc type 4 et le sol

NB : Les d\u00e9tails du calcul sont report\u00e9s dans l'annexe 3.

Chapitre VI : Dimensionnement des quais

➤ Cas statique :

Tableau 6.4 Efforts appliqués sur le couronnement, le bloc type 4 et le sol (cas statique)

Cas de charge	/	Pv (T/ml)	dh(m)	Ms (t.m/ml)	Ph (t/ml)	dv(m)	Mr (t.m/ml)	
Charges permanentes "G"								
Poids propre	P	18.86	2.01	37.98	/	/	/	
Poussée des terres	P1	0.062	3.5	0.217	0.082	2.43	0.199	
	P2	0.152	3.5	0.532	0.332	1.75	0.581	
	P3	0.462	3.5	1.617	1.007	0.64	0.644	
Marnage	Pm1	/	/	/	0.046	1.5	0.069	
	Pm2	/	/	/	0.43	0.7	0.301	
Total "G"		19.536	/	40.346	1.897	/	1.794	
surcharge D'exploitation "Q"								
Poussée des surcharges	Pq1	0.098	3.5	0.343	0.130	2.55	0.332	
	Pq2	0.207	3.5	0.725	0.45	1.10	0.495	
Charge roulante	Pr	/	/	/	1.5	2.73	4.095	
Amarrage	F	/	/	/	1.7	3.20	5.44	
Total "Q1"		0.305	/	1.068	2.28	/	6.267	
Total "Q2"		/	/	/	3.2	/	9.535	
Combinaisons des charges								
G+1.5Q1		19.994	/	41.948	5.317	/	11.195	
G+1.5Q2		19.536	/	40.346	6.697	/	16.097	

• **Stabilité au glissement :**

$$Fg1 = \frac{Pv}{Ph} \operatorname{tg} \phi = \frac{19.994}{5.317} \operatorname{tg} 37 = 2.83 > 1.1 \text{ (vérifiée)}$$

$$Fg2 = \frac{19.536}{6.697} \operatorname{tg} 37 = 2.2 > 1.1 \text{ (vérifiée)}$$

• **Stabilité au renversement :**

$$Fr1 = \frac{Ms}{Mr} = \frac{171.864}{88.592} = 1.94 > 1.1 \text{ (vérifiée)}$$

$$Fr2 = \frac{Ms}{Mr} = \frac{163.566}{85.37} = 1.92 > 1.1 \text{ (vérifiée)}$$

Chapitre VI : Dimensionnement des quais

- **Cas dynamique**

Tableau 6.5 Efforts appliqués sur le couronnement, le bloc type 4 et le sol (cas dynamique)

Cas de charge	/	Pv (T/ml)	dh(m)	Ms (t.m/ml)	Ph (t/ml)	dv(m)	Mr (t.m/ml)
Charges permanentes "G"							
Poids propre	P	18.86	2.01	37.98	/	/	/
Poussée des terres	P1	0.125	3.50	0.438	0.165	2.43	0.401
	P2	0.299	3.50	1.047	0.651	1.75	1.139
	P3	0.889	3.50	3.112	1.935	0.64	1.238
Force hydrostatique	Pw	/	/	/	0.175	0.56	0.098
Total "G"		20.173	/	42.577	2.926	/	2.876
surcharge D'exploitation "Q"							
Poussée des surcharges	Pq1	0.198	3.50	0.693	0.263	2.55	0.671
	Pq2	0.386	3.50	1.351	0.84	1.10	0.924
Charge roulante	Pr	/	/	/	1.50	2.73	4.095
Amarrage	F	/	/	/	1.70	3.20	5.44
Total "Q1"		0.584	/	2.044	2.803	/	7.035
Total "Q2"		/	/	/	3.2	/	9.535
Force sismique	SI	/	/	/	2.829	1.45	4.10
Combinaisons des charges							
G+Q1+SI		20.757	/	44.621	8.558	/	14.011
G+Q2+SI		20.173	/	42.577	8.955	/	16.511

- **Stabilité au glissement :**

$$Fg1 = \frac{Pv}{Ph} \operatorname{tg} \phi = \frac{20.757}{8.558} \operatorname{tg} 37 = 1.81 > 1.1 \text{ (vérifiée)}$$

$$Fg2 = \frac{20.173}{8.955} \operatorname{tg} 37 = 1.68 > 1.1 \text{ (vérifiée)}$$

- **Stabilité au renversement :**

$$Fr1 = \frac{Ms}{Mr} = \frac{44.621}{14.011} = 3.18 > 1.1 \text{ (vérifiée)}$$

$$Fr2 = \frac{Ms}{Mr} = \frac{42.577}{16.511} = 2.57 > 1.1 \text{ (vérifiée)}$$

Chapitre VI : Dimensionnement des quais

VI.6.2 Vérification de la stabilité du couronnement avec le bloc type 4 plus le bloc type 3 et le sol :

Cas statique :

Tableau 6.6 Efforts appliqués sur le couronnement, le bloc type 4 plus le bloc type 3 et le sol(cas statique)

Cas de charge	/	Pv (T/ml)	dh(m)	Ms (t.m/ml)	Ph (t/ml)	dv(m)	Mr (t.m/ml)	
Charges permanentes "G"								
Poids propre	P	29.73	2.38	70.67	/	/	/	
Poussée des terres	P1	0.284	4.00	1.136	0.377	3.60	1.357	
	P2	0.681	4.00	2.724	0.904	2.35	2.124	
	P3	0.850	4.00	3.4	1.851	0.79	1.462	
Marnage	Pm1	/	/	/	0.046	3.20	0.147	
	Pm2	/	/	/	0.955	1.55	1.480	
Total "G"		31.545	/	77.93	4.133	/	6.570	
surcharge D'exploitation "Q"								
Poussée des surcharges	Pq1	0.407	4.00	1.628	0.540	3.15	1.701	
	Pq2	0.160	4.00	0.640	0.348	0.85	0.296	
Charge roulante	Pr	/	/	/	0.90	3.85	3.465	
Amarrage	F	/	/	/	1.70	4.90	8.33	
Total "Q1"		0.567	/	2.268	2.588	/	10.327	
Total "Q2"		/	/	/	2.60	/	11.795	
Combinaisons des charges								
G+1.5Q1		33.396	/	81.332	8.015	/	22.061	
G+1.5Q2		31.545	/	77.93	8.033	/	24.263	

• **Stabilité au glissement :**

$$Fg1 = \frac{Pv}{Ph} \operatorname{tg} \phi = \frac{33.396}{8.015} \operatorname{tg} 37 = 3.05 > 1.1 \text{ (vérifiée)}$$

$$Fg2 = \frac{31.545}{8.033} \operatorname{tg} 37 = 2.96 > 1.1 \text{ (vérifiée)}$$

• **Stabilité au renversement :**

$$Fr1 = \frac{Ms}{Mr} = \frac{81.332}{22.061} = 3.69 > 1.1 \text{ (vérifiée)}$$

$$Fr2 = \frac{Ms}{Mr} = \frac{77.93}{24.263} = 2.21 > 1.1 \text{ (vérifiée)}$$

Chapitre VI : Dimensionnement des quais

- **Cas dynamique :**

Tableau 6.7 Efforts appliqués sur le couronnement, le bloc type 4 plus le bloc type 3 et le sol (cas dynamique)

Cas de charge	/	Pv (T/ml)	dh(m)	Ms (t.m/ml)	Ph (t/ml)	dv(m)	Mr (t.m/ml)
Charges permanentes "G"							
Poids propre	P	29.73	2.38	70.67	/	/	/
Poussée des terres	P1	0.573	4.00	2.292	0.760	3.60	2.736
	P2	1.374	4.00	5.496	1.823	2.35	4.284
	P3	1.693	4.00	6.772	3.685	0.79	2.911
Force hydrostatique	Pw	/	/	/	0.862	1.24	1.068
Total "G"		33.37	/	85.23	7.13	/	10.999
surcharge D'exploitation "Q"							
Poussée des surcharges	Pq1	0.820	4.00	3.28	1.088	3.15	3.427
	Pq2	0.298	4.00	1.192	0.648	0.85	0.551
Charge roulante	Pr	/	/	/	0.90	3.85	3.427
Amarrage	F	/	/	/	1.70	4.90	8.330
Total "Q1"		1.118	/	4.472	3.436	/	12.038
Total "Q2"		/	/	/	2.6	/	11.795
Force sismique	SI	/	/	/	2.829	2.30	6.506
Combinaisons des charges							
G+Q1+SI		34.488	/	89.702	13.395	/	29.543
G+Q2+SI		33.37	/	85.23	12.559	/	29.3

- **Stabilité au glissement :**

$$Fg1 = \frac{Pv}{Ph} \operatorname{tg} \phi = \frac{34.488}{13.395} \operatorname{tg} 37 = 1.93 > 1.1 \text{ (vérifiée)}$$

$$Fg2 = \frac{33.37}{12.559} \operatorname{tg} 37 = 1.99 > 1.1 \text{ (vérifiée)}$$

- **Stabilité au renversement :**

$$Fr1 = \frac{Ms}{Mr} = \frac{89.702}{29.543} = 3.03 > 1.1 \text{ (vérifiée)}$$

$$Fr2 = \frac{Ms}{Mr} = \frac{85.23}{29.3} = 2.90 > 1.1 \text{ (vérifiée)}$$

VI.7 Quai à - 2.50 m :

NB : Les détails du calcul sont reportés dans l'annexe 4.

Chapitre VI : Dimensionnement des quais

❖ Tableau récapitulatif des poids, bras de levier et moments calculés par mètre linéaire:

Tableau 6.8 valeurs des caractéristiques géométriques par mètre linéaire du quai

Elément considéré	Poids (T)	dv (m)	Mv (T.m)	dH (m)	MH (T.m)
Bloc type 1	10.42	0.86	8.92	2.89	30.13
Bloc type 4	6.26	3.05	19.09	2.12	13.28
Le couronnement	6.21	4.05	25.19	1.64	10.18
Remblai au-dessus du bloc type 1	4.24	3.32	14.09	5.00	21.2
Remblai au-dessus du couronnement	3.34	4.23	14.13	2.29	7.64
Evidement 1	1.94	1.30	2.52	2.25	4.36
Evidement 2a	2.26	2.60	5.88	2.55	5.09
Evidement 2b	0.79	3.45	2.74	2.55	1.79
Total	38.2	2.72	103.84	2.56	97.97

VI.7.1 Les différentes sollicitations agissant sur le quai :

Les efforts pris en compte :

- ✓ Poussée des terres.
- ✓ Poussée due aux surcharges.
- ✓ Poussée hydrostatique de marnage.
- ✓ Poussée hydrodynamique.
- ✓ Efforts d'amarrage.
- ✓ Effort dû au séisme.

Ces efforts seront calculés dans deux cas :

- ✓ Cas statique
- ✓ Cas dynamique.

Cas statique :

NB : Les détails du calcul sont reportés dans l'**annexe 5**.

Dans le cas statique la combinaison de charge utilisée est la suivante :

G + 1.5 Q

Avec

- ✓ G : charges permanentes ' poids propre, poussée des terres, le marnage'
- ✓ Q : Charge d'exploitation 'surcharges, l'amarrage ;

Chapitre VI : Dimensionnement des quais

Tableau 6.9 Effort appliqués sur le quai cas statique

Cas de charge	/	Pv (T/ml)	dh(m)	Ms (t.m/ml)	Ph (t/ml)	dv(m)	Mr (t.m/ml)
Charges permanentes "G"							
Poids propre	P	38.2	2.56	97.97	/	/	/
Poussée des terres	P1	0.284	5.5	1.562	0.377	3.80	1.433
	P2	0.681	5.5	3.746	0.904	2.55	2.305
	P3	0.314	5.5	1.727	0.683	1.54	1.052
	P4	0.1	5.17	0.517	0.217	0.45	0.098
Marnage	Pm1	/	/	/	0.046	3.40	0.156
	Pm2	/	/	/	1.016	1.65	1.676
Total "G"		39.58	/	105.52	3.243	/	6.72
surcharge D'exploitation "Q"							
Poussée des surcharges	Pq1	0.407	5.50	2.239	0.54	3.35	1.809
	Pq2	0.066	5.50	0.363	0.144	1.55	0.223
	Pq3	0.023	5.17	0.119	0.05	0.45	0.023
Ammarage	F	/	/	/	1.70	5.10	8.67
Total "Q"		0.496	/	2.721	2.434	/	10.725
Combinaisons Des charges							
G+1.5Q		40.32	/	109.60	6.894	/	22.808

- **Stabilité au glissement :**

$$F_g = \frac{P_v}{P_h} \operatorname{tg} \varphi = \frac{40.32}{6.894} \operatorname{tg} 37^\circ = 4.41 > 1.5 \text{ (vérifiée)}$$

- **Stabilité au renversement :**

$$F_r = \frac{M_s}{M_r} = \frac{109.60}{22.808} = 4.81 > 1.5 \text{ (vérifiée)}$$

- **Stabilité au poinçonnement :**

➤ Capacité portante de l'assise en enrochement (- 3.30 m) : G + 1,5 Q1 (Méthode de MEYERHOOF) :

$$Q_{lim} = \frac{1}{2} \left[\sigma' + \sigma \right] \left(1 - \frac{\delta}{\varphi} \right)^2 + \left(\sigma' + \sigma \right) \left(1 - 2 \times \frac{\delta}{\varphi} \right)^2$$

Avec :

$$C = 0.$$

$$D = 0.80 \text{ m}$$

$$\delta = \operatorname{arctg} \frac{P_h}{P_v} = \operatorname{arctg} \frac{6.894}{40.32} = 9.70^\circ$$

$$e = \frac{M_s - M_r}{P_v} = 2.15 \text{ m}$$

$$B' = 2 \times e = 2 \times 2.15 = 4.30 \text{ m}$$

$$\sigma_v = \frac{P_v}{B'} = \frac{40.32}{4.30} = 9.38 \text{ T/m}^2$$

Pour $\varphi = 37^\circ$: $N_\gamma = 67.00$, $N_q = 42.90$

Chapitre VI : Dimensionnement des quais

$$\sigma_{sol} = Q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot 1.1 \times 4.30 \times 67.00 \times \left(1 - \frac{9.70}{37}\right)^2 + 1.1 \times 0.8 \times 42.90 \left(1 - 2 \times \frac{9.70}{180}\right)^2 = 115.77 \text{ T/m}^2$$

$$F_p = \frac{\sigma_{sol}}{\sigma_v} = \frac{115.77}{9.38} = 12.34 > 1.5 \text{ (v\u00e9rifi\u00e9e)}$$

Cas dynamique :

NB : Les d\u00e9tails du calcul sont report\u00e9s dans l'**annexe 5**.

Nous allons utiliser La combinaison de charge suivante :

G + Q + SI

Avec :

- G : charges permanentes ' poids propre, pouss\u00e9e des terres, la pouss\u00e9e hydrodynamique.
- Q : Charge d'exploitation 'surcharges, l'amarrage'
- SI : Force sismique.

Tableau 6.10 Effort appliqu\u00e9s sur le quai cas dynamique

Cas de charge	/	Pv (T/ml)	dh(m)	Ms (t.m/ml)	Ph (t/ml)	dv(m)	Mr (t.m/ml)	
Charges permanentes "G"								
Poids propre	P	38.2	2.56	97.97	/	/	/	
Pouss\u00e9e des terres	P1	0.41	5.5	2.255	0.55	3.80	2.09	
	P2	0.994	5.5	5.467	1.319	2.55	3.363	
	P3	0.46	5.5	2.53	0.9	1.54	1.386	
	P4	0.298	5.17	1.54	0.649	0.45	0.292	
Marnage	Pw	/	/	/	0.977	1.32	1.29	
Total "G"		40.36	/	109.762	4.395	/	8.421	
surcharge D'exploitation "Q"								
Pouss\u00e9e des surcharges	Pq1	0.593	5.50	3.261	0.787	3.35	2.636	
	Pq2	0.09	5.50	0.495	0.2	1.55	0.31	
	Pq3	0.067	5.17	0.346	0.14	0.45	0.063	
Ammarage	F	/	/	/	1.70	5.10	8.67	
Total "Q"		0.75	/	4.102	2.827	/	11.679	
Force sismique	SI	/	/	/	5.73	2.95	16.90	
Combinaisons des charges								
G+Q+SI		41.11	/	113.864	12.952	/	37	

- **Stabilité au glissement :**

$$F_g = \frac{P_v}{P_h} \operatorname{tg} \varphi = \frac{41.11}{12.952} \operatorname{tg} 37 = 2.39 > 1.1 \text{ (vérifiée)}$$

- **Stabilité au renversement :**

$$F_r = \frac{M_s}{M_r} = \frac{113.864}{37} = 3.07 > 1.1 \text{ (vérifiée)}$$

- Stabilité au poinçonnement :

- Capacité portante de l'assise en enrochement (- 4.80 m) : G + Q1 + SI (Méthode de MEYERHOOF) :

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

Avec :

$$C = 0$$

$$D = 0.80 \text{ m}$$

$$\delta = \operatorname{arctg} \frac{P_h}{P_v} = \operatorname{arctg} \frac{12.952}{41.11} = 17.49^\circ$$

$$e = \frac{M_s - M_r}{P_v} = 1.87 \text{ m}$$

$$B' = 2 \times e = 2 \times 1.87 = 3.74 \text{ m}$$

$$\sigma_v = \frac{P_v}{B'} = \frac{41.11}{3.74} = 11 \text{ T/m}^2$$

Pour $\varphi = 37^\circ$; $N_\gamma = 67.00$, $N_q = 42.90$

$$\sigma_{sol} = Q_{lim} = \frac{1}{2} \times 1.1 \times 3.74 \times 67.00 \times \left(1 - \frac{17.49}{37}\right)^2 + 1.1 \times 0.8 \times 42.90 \left(1 - \frac{17.49}{90}\right)^2 = 62.82 \text{ T/m}^2$$

$$F_p = \frac{\sigma_{sol}}{\sigma_v} = \frac{62.82}{11} = 5.71 > 1.1 \text{ (vérifiée)}$$

VI.8 Vérification de la stabilité partielle :

La stabilité partielle dans ce quai ne comporte qu'un seul cas, celui du « couronnement avec le bloc type 4 et le sol ». La vérification se fait dans les deux cas, statique et dynamique.

VI.8.1 Vérification de la stabilité du couronnement avec le bloc type 4 et le sol

- **Cas statique :**

NB : Les détails du calcul sont reportés dans l'annexe 6.

Chapitre VI : Dimensionnement des quais

Tableau 6.11 Effort appliqués sur le quai cas statique

Cas de charge	/	Pv (T/ml)	dh(m)	Ms (t.m/ml)	Ph (t/ml)	dv(m)	Mr (t.m/ml)	
Charges permanentes "G"								
Poids propre	P	18.36	2.01	37.98	/	/	/	
Poussée des terres	P1	0.062	3.5	0.217	0.082	2.43	0.199	
	P2	0.152	3.5	0.532	0.332	1.75	0.581	
	P3	0.462	3.5	1.617	1.007	0.64	0.644	
Marnage	Pm1	/	/	/	0.046	1.5	0.069	
	Pm2	/	/	/	0.43	0.7	0.301	
Total "G"		19.536	/	40.346	1.897	/	1.794	
surcharge D'exploitation "Q"								
Poussée des surcharges	Pq1	0.098	3.5	0.343	0.130	2.55	0.332	
	Pq2	0.207	3.50	0.725	0.450	1.10	0.495	
Ammarage	F	/	/	/	1.70	3.20	5.44	
Total "Q"		0.305	/	1.068	2.28	/	6.267	
Combinaisons des charges								
G+1.5Q		19.994	/	41.948	5.317	/	11.195	

- **Stabilité au glissement :**

$$Fg1 = \frac{Pv}{Ph} \operatorname{tg} \varphi = \frac{19.994}{5.317} \operatorname{tg} 37 = 2.83 > 1.1 \text{ (vérifiée)}$$

- **Stabilité au renversement :**

$$Fr1 = \frac{Ms}{Mr} = \frac{41.948}{11.195} = 3.75 > 1.1 \text{ (vérifiée)}$$

- **Cas dynamique**

NB : Les détails du calcul sont reportés dans l'annexe 6.

Chapitre VI : Dimensionnement des quais

Tableau 6.12 Effort appliqués sur le quai cas dynamique

Cas de charge	/	Pv (T/ml)	dh(m)	Ms (t.m/ml)	Ph (t/ml)	dv(m)	Mr (t.m/ml)	
Charges permanentes "G"								
Poids propre	P	18.86	2.01	37.98	/	/	/	
Poussée des terres	P1	0.09	3.5	0.315	0.55	3.80	2.09	
	P2	0.24	3.5	0.84	1.319	2.55	3.363	
	P3	0.76	3.5	2.66	0.9	1.54	1.386	
Marnage	Pw	/	/	/	0.176	0.56	0.098	
Total "G"		19.95	/	41.8	2.945	/	6.937	
surcharge D'exploitation "Q"								
Poussée des surcharges	Pq1	0.14	3.5	0.49	0.19	2.55	0.48	
	Pq2	0.36	3.5	1.26	0.78	1.10	0.86	
Ammarage	F	/	/	/	1.70	3.20	5.44	
Total "Q"		0.5	/	1.75	2.67	/	6.78	
Force sismique	SI	/	/	/	2.83	1.45	4.10	
Combinaisons des charges								
G+Q+SI		20.45	/	43.55	8.45	/	17.82	

- **Stabilité au glissement :**

$$Fg1 = \frac{Pv}{Ph} \operatorname{tg} \varphi = \frac{20.45}{8.45} \operatorname{tg} 37 = 2.42 > 1.1 \text{ (vérifiée)}$$

- **Stabilité au renversement :**

$$Fr1 = \frac{Ms}{Mr} = \frac{43.55}{17.82} = 2.44 > 1.1 \text{ (vérifiée)}$$

VI.9 Etude de couronnement :

La poutre de couronnement est une poutre en béton armé coulée sur place et posée sur le mur de quai, elle assure la liaison des piles de blocs et elle comporte les équipements d'amarrage (les bollards) et de défenses, donc cette poutre doit être très rigide afin de reprendre les différents efforts verticaux et horizontaux.

Pour notre projet ces poutres ont une longueur de 12 m séparées par des joints.

VI.9.1 Effort agissant sur la poutre de couronnement :

- **Efforts horizontaux**

La poutre de couronnement est supposée être très rigide d'où sa réaction linéairement répartie. L'effort agissant horizontalement sur la poutre de couronnement est l'effort d'amarrage sur les bollards : $F=1.70 \text{ t/ml}$.

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{32} = \frac{1.70 \cdot 12^2}{32} = 7.65 \text{ T.m}$$

$$M_{\max} = \frac{ql}{4} = \frac{1.70 \cdot 12}{4} = 5.1 \text{ T}$$

Chapitre VI : Dimensionnement des quais

- **Effort verticaux**

- ✓ Poids propres de la poutre :

$$G1 = 6.21 \times 12 = 74.52t.$$

- ✓ Remblai au-dessus du couronnement :

$$G2 = 3.52 \times 12 = 42.24t.$$

- ✓ Charge du chariot élévateur :

$$Q = 12.5t.$$

- **Les 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 à la limite du joint.
- ✓ 3ème cas : Tassement d'une pile entre les joints.

- **1er cas : Tassement d'une pile au niveau du joint :**

Dans ce cas la poutre travaille en console (encastrée d'un côté et libre de l'autre). Les cas considérés sont :

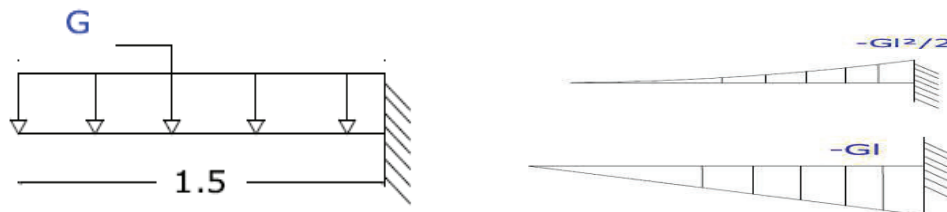
- ✓ Calcul sous l'influence du poids propre.
- ✓ Calcul sous l'influence de la charge du chariot de 12.5 t.

- ✓ **Sous l'influence du poids propre :**

On a $G = 9.73$ t/ml, $l = 1.5$ m

$$M_{\max} = \frac{Gl^2}{2} = \frac{9.73 \times 1.5^2}{2} = -10.95 \text{ T.m}$$

$$V_{\max} = Gl = 9.73 \times 1.5 = 14.59 \text{ T.m}$$



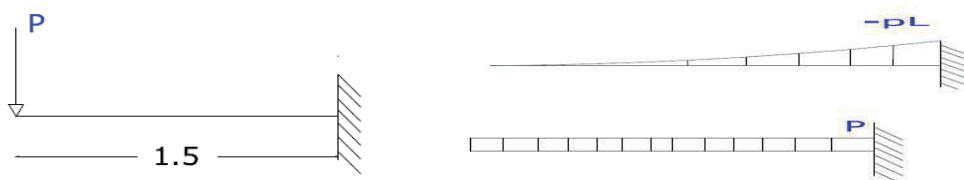
- ✓ **Sous l'effet de la charge du chariot élévateur :**

Le cas le plus défavorable est obtenu lorsqu'on place la charge concentrée du chariot élévateur sur l'extrémité libre.

$$P = 12.50 \text{ t/ml}, l = 1.50 \text{ m}$$

$$M_{\max} = -pl = -18.75 \text{ t.m.}$$

$$V_{\max} = P = 12.50 \text{ T.}$$



Chapitre VI : Dimensionnement des quais

▪ Tassement d'une pile à la limite d'un joint :

La poutre est encadrée d'un côté et simplement appuyée de l'autre. Comme le premier cas on a :

- ✓ Calcul sous l'influence du poids propre.
- ✓ Calcul sous l'influence de la charge du chariot de 12.5 t.

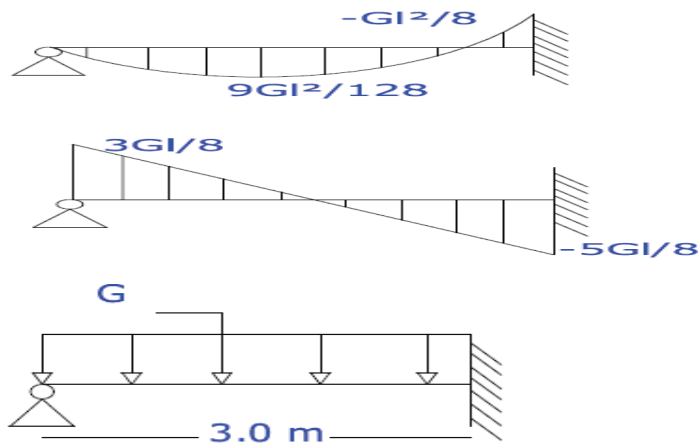
✓ Sous l'influence du poids propre :

On a $G = 9.73 \text{ t/ml}$, $l = 3 \text{ m}$

$$M_{\max} = -\frac{Gl^2}{8} = -\frac{9.73 \cdot 3^2}{8} = -10.95 \text{ T.m}$$

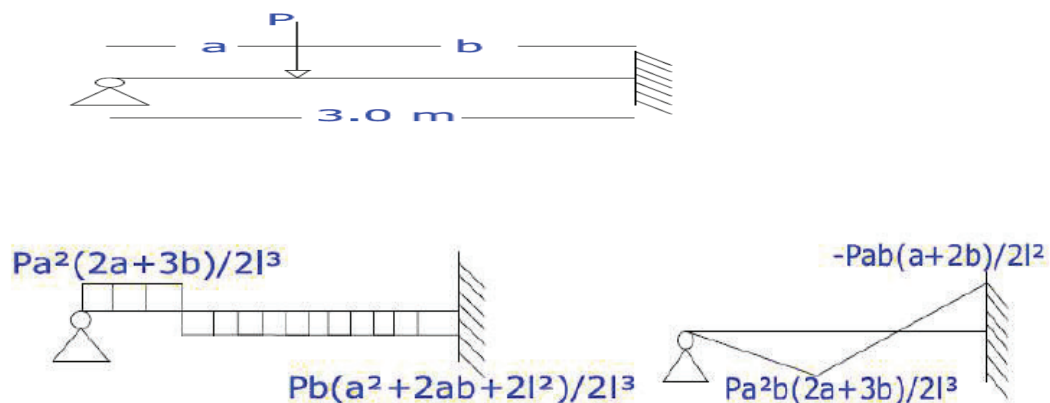
$$M_{\max} = -\frac{9Gl^2}{128} = -\frac{9 \cdot 9.73 \cdot 3^2}{128} = 6.16 \text{ T.m}$$

$$V_{\max} = \frac{5Gl}{8} = \frac{5 \cdot 9.73 \cdot 3}{8} = 18.23 \text{ T.m}$$



✓ Sous l'effet de la charge élévateur :

La sollicitation la plus défavorable est obtenue lorsque la charge concentrée du chariot élévateur de $P=12.50 \text{ t/ml}$ est placée comme montre le schéma suivant



Chapitre VI : Dimensionnement des quais

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

$$b = -\frac{l}{\sqrt{3}} = l - b.$$

$$b = -\frac{3}{\sqrt{3}} = 1.73\text{m} \rightarrow a = 1.27 \text{ m}$$

$$M_{max}^{appui} = -\frac{Pb(a+2b)}{2l^2} = -\frac{12.50 \cdot 1.73(1.27 + 2 \cdot 1.73)}{2 \cdot 3^2} = -7.22 \text{ t.m}$$

$$V_{max} = \frac{Pb(a+2b)}{2l^3} = -\frac{12.50 \cdot 1.73 \cdot (1.27^2 + 2 \cdot 1.27 \cdot 1.73 + 2 \cdot 1.73^2)}{2 \cdot 3^3} = 9.61 \text{ T}$$

La position critique créant un moment maximal en travée est donnée par la condition suivante :

$$B = \frac{l}{2} (3 - \sqrt{3}) = 1.9\text{m} \quad a = 1 - b = 1.1 \text{ m.}$$

$$M_{max}^{travée} = -\frac{pa^2b(2a+3b)}{2l^2} = 12.61 \text{ t.m}$$

▪ **3ème cas : Tassement d'une pile entre les joints :**

On considère que la poutre est encadrée des deux côtés. Comme les deux cas précédents, on considère deux cas de calculs :

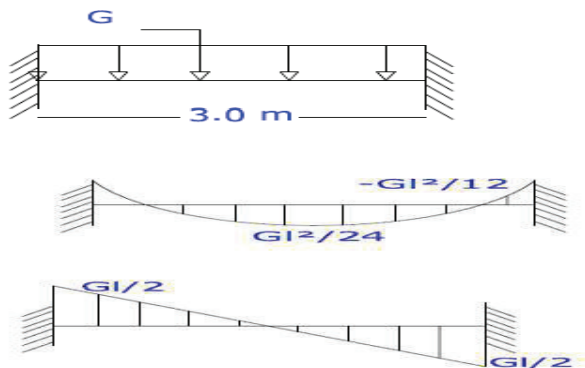
- ✓ Calcul sous l'influence du poids propre.
- ✓ Calcul sous l'influence de la charge du chariot de 12.5 t.

✓ **Sous l'effet du poids propre :**

On a $G = 9.73 \text{ t/ml}$, $l = 3\text{m}$

$$M_{max} = -\frac{Gl^2}{12} = -\frac{9.73 \cdot 3^2}{12} = -7.30 \text{ T.m}$$

$$V_{max} = \frac{Gl}{2} = 14.59 \text{ T.m}$$



Chapitre VI : Dimensionnement des quais

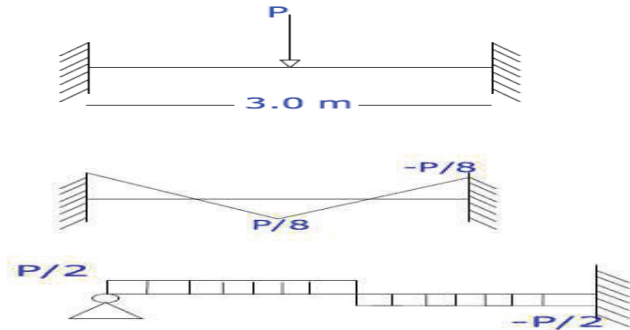
✓ Sous l'effet de la charge du chariot élévateur :

Les sollicitations les plus défavorables sont obtenues en plaçant la charge concentrée à mi-travée :

$$P = 12.50 \text{ t/ml}, l = 3 \text{ m}$$

$$M_{\max} = \frac{pl}{8} = 4.68 \text{ T.m}$$

$$V_{\max} = \frac{p}{2} = 2.65 \text{ T.m}$$



❖ Combinaison de charge :

La poutre est disposé à la mer donc le dimensionnement se fera à l'ELS et on va prendre le cas de fissuration très préjudiciable avec la combinaison G+P.

• Efforts verticaux :

✓ Au niveau d'appui :

D'après les calculs ci-dessus on constate que le moment le plus défavorable est obtenu dans le premier cas « tassement d'une pile au niveau d'un joint »

$$M_{\max} = -10.95 - 18.75 = -29.70 \text{ t.m}$$

Le M_{\max} est négatif ce qui indique que les fibres supérieures sont tendues.

✓ Au niveau de la travée :

le deuxième cas « Tassement d'une pile entre deux joints » donne le moment fléchissant maximale.

$$M_{\max} = 12.61 + 6.06 = 18.67 \text{ t.m}$$

Le M_{\max} est positif ce qui indique que les fibres inférieures sont tendues.

✓ L'effort tranchant maximal :

Le premier cas « tassement d'une pile au niveau d'un joint » donne l'effort tranchant maximal.

$$V_{\max} = 1.35 \cdot 14.37 + 1.5 \cdot 12.50 = 38.15 \text{ t}$$

✓ Efforts horizontaux :

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

$$V_{\max} = 5.10 \text{ t}$$

VI.9.2 Ferrailage de la poutre de couronnement :

- **Armatures longitudinales :**

Sous l'effet des charges verticales :

- ✓ **Nappe supérieure :**

On a:

$b = 1.30\text{m}$, $h = 1\text{m}$, $d = 0.9\text{m}$, $f_{c28} = 28\text{ Mpa}$, acier Fe E400.

$M_{ser} = 29.70\text{ t.m} = 0.2970\text{ MN.m}$

- **Dimensionnement en flexion simple :**

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 16.8\text{Mpa}$, $f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.28\text{Mpa}$,

$\bar{\sigma}_{st} = \min \{0.5 f_e ; 90\sqrt{n f_{tj}}\} = 171.90\text{MPa}$.

$$X = \frac{15\bar{\sigma}_{bc}}{15\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} * d = \frac{15 * 16.80}{15 * 16.80 + 171.90} * 0.90 = 0.53\text{ m}$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 0.90 - \frac{0.60}{3} = 0.72\text{ m.}$$

$$\bar{M}_1 = 12 * b * X * \bar{\sigma}_{bc} * Z = 0.50 * 1.30 * 0.53 * 16.8 * 0.72 = 4.16\text{MN.m}$$

$M_{ser} < \bar{M}_1$ Donc on a une section sans armatures comprimés

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z\bar{\sigma}_{st}} = 0.2970 / 0.72 * 171.9 = 23.99\text{ m}^2$$

- ✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{ser} \geq A_{min}$$

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} * b * d = 0.23 * \frac{2.28}{400} * 1.30 * 0.9 = 14.93\text{cm}^2$$

La condition de non fragilité est vérifiée.

Le choix des armatures :

$$6\text{HA}20 + 4\text{HA}14 = 25.01\text{ cm}^2$$

- ✓ **Nappe inférieure :**

$$X = \frac{15\bar{\sigma}_{bc}}{15\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} * d = \frac{15 * 16.80}{15 * 16.80 + 171.90} * 0.90 = 0.53\text{ m}$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 0.90 - \frac{0.60}{3} = 0.72\text{ m.}$$

$$\bar{M}_1 = 12 * b * X * \bar{\sigma}_{bc} * Z = 0.50 * 1.30 * 0.72 * 16.8 * 0.72 = 5.66\text{MN.m}$$

$M_{ser} < \bar{M}_1$ Donc on a une section sans armatures comprimés :

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z\bar{\sigma}_{st}} = \frac{0.1867}{0.72 * 171.9} = 15.08\text{cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{ser} \geq A_{min}$$

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} * b * d = 0.23 * \frac{2.28}{400} * 1.30 * 0.9 = 14.93\text{cm}^2$$

La condition de non fragilité est vérifiée

. Le choix des armatures :

$$6\text{HA}16 + 2\text{HA}14 = 15.14\text{ cm}^2$$

Chapitre VI : Dimensionnement des quais

- **Sous l'effet des charges horizontales :**

On a:

$b= 1.00\text{m}$, $h = 1.30\text{m}$, $d = 1.17\text{m}$, $f_{c28} = 28 \text{ Mpa}$, acier Fe E400.

$M_{ser} = 7.65 \text{ t.m} = 0.0765 \text{ MN.m}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 16.8 \text{ Mpa}, \quad f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.28 \text{ Mpa},$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\{0.5 f_e ; 90 \sqrt{n f_{tj}}\} = 171.90 \text{ Mpa}.$$

$$X = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} * d = \frac{15 * 16.80}{15 * 16.80 + 171.90} * 1.17 = 0.69 \text{ m}$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 0.90 - \frac{0.69}{3} = 0.94 \text{ m}.$$

$$\bar{M}_1 = 12 * b X \bar{\sigma}_{bc} * Z = 0.50 * 1.0 * 0.69 * 16.8 * 0.94 = 5.45 \text{ MN.m}$$

$M_{ser} < \bar{M}_1$ Donc on a une section sans armatures comprimés

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \bar{\sigma}_{st}} = 0.0765 / 0.94 * 171.9 = 4.73 \text{ m}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{ser} \geq A_{min}$$

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} * b * d = 0.23 * \frac{2.22}{400} * 1.0 * 1.7 = 21.7 \text{ cm}^2$$

Donc on prend $A_{ser} = A_{min} = 21.7 \text{ cm}^2$

- **Le choix des armatures :**

$$4\text{HA}25 + 2\text{HA}12 = 21.8$$

✓ Nappe intérieure :

On prend la même section d'acier que celle de la nappe extérieure.

Armature transversales :

$$\text{Ona : } V_{\max} = 38.15 \text{ t} ; \bar{\tau} = 2.80 \text{ Mpa}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b d} = \frac{38.15}{1.3 * 0.9} = 0.33 \text{ Mpa} < 2.80 \text{ Mpa}$$

Aucune armature transversale n'est requise, on prend celle de montage seulement.

Chapitre VII :

Les appontements flottants

Chapitre VII : les appontements flottants

VII.1 Introduction :

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

VII.2 Principe de la vérification et hypothèses de calcul :

VII.2.1 Vérification à la flottabilité :

D'après le Guide de conception des pontons de plaisance, édité aux Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées sous le timbre du Secrétariat d'Etat à la Mer :

"...La flottabilité d'un ponton est à justifier pour un ponton isolé sans catways et bateaux amarrés. Le franc-bord lège pourra être de 0,50 m environ pour un ponton standard de 2 m de largeur. Sous surcharge uniformément répartie de 150 à 200 kg/m² sur la totalité du ponton, le franc-bord devra être de 0,20 m correspondant au maintien hors de l'eau du platelage."

La charge de 150 à 200 kg/m² correspond à une charge d'exploitation normale du ponton, soit 2 à 3 personnes par m².

➤ Observations :

La valeur retenue pour la surcharge devra être précisée au niveau des cahiers des charges techniques particulières (CCTP) relatifs à l'acquisition de pontons de plaisance. Une surcharge de 200 kg/m² s'avère être une surcharge très importante, mais sans être trop pénalisante pour le dimensionnement (le critère de gîte s'est avéré beaucoup plus contraignant sur tous les pontons vérifiés).

➤ Limites de la note de vérification.

Les vérifications développées ci-après ne sont valables tant que la portance est assurée par les flotteurs, c'est à dire que le tirant d'eau en charge du ponton reste inférieur à la hauteur des flotteurs. En cas de dépassement, c'est à dire quand le platelage est totalement ou partiellement immergé, les formules ne permettent pas de déterminer si le ponton coule ou flotte grâce à la poussée d'Archimède du platelage. De toute manière, le ponton ne saurait être accepté sur le critère de flottabilité.

VII.2.2 Vérification à la gîte :

D'après le Guide de conception des pontons de plaisance : "... L'angle de gîte maximal α_0 est de 15°, sous surcharge uniformément répartie de 150 ou 200 kg/m² sur une 1/2 largeur de ponton seul (sans catways, ni bateaux amarrés), le centre de gravité de la charge considérée étant supposé être à 5 cm au-dessus du platelage. Il devra être vérifié la non-immersion du profilé de rive."

➤ Observations :

La surcharge et la valeur de l'angle α_0 doivent être précisées dans les CCTP relatifs à l'acquisition de pontons de plaisance.

Chapitre VII : les appontements flottants

Une surcharge de 200 kg/m² s'est avérée être extrêmement contraignante, les pontons vérifiés étant acceptables avec une surcharge de 150 kg/m² alors qu'ils ne l'étaient plus à 200 kg/m². En l'absence de dispositions réglementaires, il convient donc aux maîtres d'ouvrages de bien préciser dans les CCTP la valeur retenue. L'angle maximal recommandé est de 10°. La non-immersion du profilé de rive était, pour les pontons vérifiés, un critère un peu plus pénalisant que cet angle maximal.

➤ Limites du calcul :

Les formules développées ci-après ont deux limites :

- D'une part, que l'angle de gîte d'équilibre ne soit pas supérieur à l'angle α_1 correspondant à l'immersion du platelage
- D'autre part, que ce même angle de gîte ne soit pas supérieur à l'angle α_2 correspondant à l'émersion des flotteurs de la rangée 1

En cas de dépassement de l'un de ces deux angles, les calculs deviennent extrêmement complexes du fait de la suppression du symétrique des poussées d'Archimède, des déplacements complexes des points d'action des mêmes poussées, et du surenfoncement du ponton qui corrige le déséquilibre des poussées d'Archimède.

Dans le premier cas, il convient de noter que l'immersion du platelage entraîne l'immersion du profilé de rive, ce qui rend le ponton inacceptable.

Dans le deuxième cas, l'émersion des flotteurs entraîne un surenfoncement du ponton par rapport à l'enfoncement obtenu par la note de calcul et une augmentation de l'angle de gîte par rapport au résultat de la feuille de calcul. Dans ce cas, il appartient au maître d'ouvrage de juger au vu des autres paramètres et au vu de l'angle de gîte fourni par le calcul si le ponton est acceptable ou non.

➤ Hypothèses de calcul :

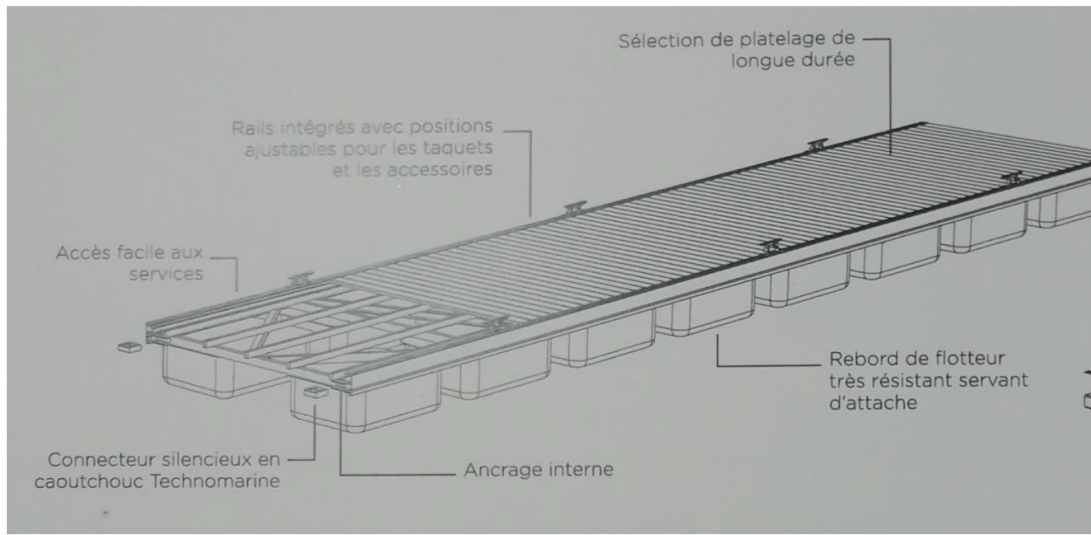
- Le ponton présente une symétrie dans le sens de la longueur par rapport à son milieu. Le non-respect de cette hypothèse rend caduque la présente note.
- Le ponton est considéré comme infiniment rigide.
- Les flotteurs sont tous identiques.
- La surcharge s'applique 5 cm au-dessus de la surface du platelage (hypothèse préconisée par le "guide de conception des pontons de plaisance"

On a utilisé un appontement flottant formé par des éléments préfabriqués

Le modèle d'appontement est un appontement flottant en aluminium système 186

Chapitre VII : les appontements flottants

Figure 7.1 : appontement flottant en aluminium système 186



Les dimensions du module de l'appontement sont :

- Longueur = 11.55 m.
- Largeur = 3.00 m

VII.3 Notation, unités et valeurs par défaut :

- **Ponton :**

L : longueur de l'appontement

l : largeur de l'appontement

H : hauteur de l'appontement (flotteurs + structure)

M : masse totale de l'appontement

- **Flotteurs :**

N : nombre total de flotteur

L_f : longueur d'un flotteur

l_f : largeur d'un flotteur

h_f : hauteur d'un flotteur

- **Autres :**

α : angle de gite

α_0 : angle de gite maximal autorisé

VII.4 Calcul de la stabilité et de la flottabilité :

❖ Calcul de la stabilité :

Pour que l'équilibre soit stable il faut que le Métacentre M au-dessus de G

$$\Leftrightarrow GM = CM - CG > 0$$

G : le centre de gravité.

M : le métacentre.

C : le center de poussé.

GM : distance métacentrique

CM : distance entre le métacentre et le centre de flottaison.

CG : distance entre le centre de gravité et le centre de flottaison (appelé aussi centre de carène)

- Calcul CG :

$$CG = ZG - ZC$$

ZC : (centre de flottaison) = 0.5 x h

$$h = V/S ; v = P/\gamma\omega$$

P : poids + surcharge (150 kg/m²) $P = 7 + 0.15 \times 3 \times 11.55 = 12.20 t$

$$V = 12.20 / 1.026 = 11.9 m^3 \text{ d'où } h = 11.9 / 3 \times 11.55 = 0.343 m$$

$$ZC = h/2 = 0.343/2 = 0.172 m$$

$$OC = 0.172 m$$

ZG : centre de gravité

$$ZG = H/2 = 0.8/2 = 0.4 m$$

$$OG = 0.4 m$$

$$CG = OG - OC$$

$$CG = 0.4 - 0.172 = 0.228 m$$

- Calcul de CM

$$CM = I/V$$

I : moment d'inertie

V : volume immergé

$$L = 3 m ; l = 0.8 m ; I = Ll^3/12$$

$$CM = I/V = Ll^3/12/l \times L \times h = L^2/12 \times h = (3)^2/12 \times 0.708 = 3.175 m$$

$$CM = 3.175 m$$

Donc :

$$GM = CM - CG = 3.175 - 0.228 = 2.947 m > 0 \text{ vérifié } \longrightarrow \text{ L'équilibre est stable.}$$

❖ Vérification a la flottabilité :

$$M : \text{masse totale de l'appontement} = M_p + N M_f = 4072.48 + 4 \times 544.3 = 6249.68 \text{ kg}$$

M_p : masse du platelage

N : nombre de flotteur

M_f : masse unitaire d'un flotteur

$$H = h_{\text{structure}} + h_f = 192 + 600 = 792 \text{ mm}$$

Calcul du franc-bord à lège FBlège :

Chapitre VII : les appontements flottants

$$FB_{l\grave{e}ge} = H - \frac{M}{\rho N L_f l_f} = 792 - \frac{6249.68 \times 10^3}{1026 \times 4 \times 2.5 \times 2} = 792 - 305 = 487 \text{ mm}$$

Calcul du franc-bord en charge FB_{charge} :

$$FB_{charge} = H - \frac{M+Q L l}{\rho N L_f l_f} = 792 - \frac{(6249.68+150 \times 11.55 \times 3) \times 10^3}{1026 \times 4 \times 2.5 \times 2} = 792 - 556 = 236 \text{ mm}$$

Validation:

$$FB_{l\grave{e}ge} \approx 0.5 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad FB_{l\grave{e}ge} = 487 \text{ mm} = 0.487 \text{ m} \approx 0.5 \text{ m} \text{ (v\acute{e}rifi\acute{e})}$$

$$FB_{charge} \geq H - hf \quad \longrightarrow \quad FB_{charge} = 236 \text{ mm} \geq 192 \text{ mm} \text{ (v\acute{e}rifi\acute{e})}$$

❖ V\acute{e}rification a la g\^ite :

A l'\xe9quilibre on a : $\Sigma M=0$

On cherche \xe0 calculer l'angle d'agitation maximal, qui devrait \^etre inf\^erieur \xe0 10°

$$M1 = \cos \alpha \times l/4 \times Pq$$

Pq : poids de la surcharge

l : la largeur de l'appontement

$$pq = \frac{Q}{2} \times L \times l$$

$$Pq = \frac{0.15}{2} \times 11.55 \times 3 = 2.598 \text{ t}$$

$$M1 = \cos \alpha \times l/4 \times Pq = 2.598 \times \frac{3}{4} \times \cos \alpha = 1.949 \cos \alpha$$

Moment r\^esistant :

Dans le moment r\^esistant on prend la surcharge distribu\^ee sur 1/2 du module

$$P = 7 + 0.5 \times 0.15 \times 3 \times 11.55 = 9.6 \text{ t}$$

$$Pp = 7 \text{ t}$$

$$M2 = Pp \times D1 + P \times D2$$

$$Y = CM - CG = 3.175 - 0.228 = 2.947 \text{ m}$$

$$D1 = d1 \times \sin \alpha \quad \text{avec } d1 = H - ZG = 0.8 - 0.4 = 0.4 \text{ m}$$

$$D2 = d2 \times \sin \alpha \quad \text{avec } d2 = Y - d1 = 2.947 - 0.4 = 2.547 \text{ m}$$

$$M2 = 7 \times 0.4 \times \sin \alpha + 9.6 \times 2.547 \times \sin \alpha = (7 \times 0.4 + 9.6 \times 2.547) \sin \alpha$$

$$M2 = 27.25 \times \sin \alpha$$

On a :

La limite de stabilit\^e est atteinte lorsque : $M1 = M2$

$$1.949 \cos \alpha = 27.25 \sin \alpha \quad \longrightarrow \quad \tan \alpha = \frac{1.949}{27.25} = 0.0715$$

D'o\`u : $\alpha = 4.10^\circ < 10^\circ$ (condition v\acute{e}rifi\acute{e})

Chapitre VII : les appontements flottants

Sur les appontements, des Taquets pour l'accostage des embarcations sont disposés avec la distribution suivante :

- ✓ Taquet type I avec un tir nominal supporté de 4 t, pour les bateaux de longueur 8, 10, 12, 15, 18 et 20 mètres
- ✓ Taquet type II avec un tir nominal supporté de 6 t, pour les bateaux de longueur 25 mètres

VII.5 Ancrage des modules flottants :

L'ancrage des éléments sert à éliminer les déplacements horizontaux et verticaux dû aux efforts appliqués sur l'appontement. Plusieurs techniques sont utilisées (annexe 2), pour ce modèle on va choisir un système d'ancrage élastique pour réduire les coûts d'entretien et réduire les risques de brisure.

Le concept est d'utiliser des corps morts.

VII.5.1 Etude des corps morts :

➤ Caractéristiques dimensionnelles des flottilles de pêche :

Selon les données de la flottille transmises par DTP SKIKDA et le plan d'amarrage établi, nous considérons catégorie d'embarcations pour le dimensionnement des corps morts à savoir :

Catégorie 1:

- **Chalutiers** de longueur : $17.30m \leq L \leq 20.00m$, de largeur : $4.98m \leq l \leq 6.22m$ et de tirant d'eau : $2.00m \leq \text{Tirant d'eau} \leq 3.00m$.
- **sardiniers** de longueur : $15m \leq L \leq 21m$, de largeur : $4.46m \leq l \leq 6.35m$ et de tirant d'eau : $1.20m \leq \text{Tirant d'eau} \leq 2.5m$.

➤ Caractéristiques du dispositif :

Le dispositif d'amarrage est destiné pour les unités de pêche de types sardiniers et chalutiers. Ces embarcations sont amarrées à l'intérieur du bassin.

Le dispositif est constitué de corps massifs en béton armé ancrés partiellement et reliés entre eux par des chaînes métalliques. Les unités s'amarreront par l'intermédiaire d'amarre aussière fixée aux chaînes métalliques. Lorsque le poste est libre, il est matérialisé par une bouée en surface fixée à l'amarre aussière. Ce dispositif confère donc aux différentes embarcations une tenue et une stabilité à poste vis-à-vis l'agitation.

Le système est composé de corps morts qui seront fondés et ancrés sur les 2/3 de leur hauteur, pour éviter le glissement de bloc ainsi que pour reprendre les différents efforts induits par les embarcations (agitation, ..) grâce à leur poids propre, au frottement à la base et à la butée développée par le sol sur leur face .

La densité du matériau qui compose le corps mort est critique à cause de la perte de poids que les matériaux subissent une fois immergés.

Chapitre VII : les appontements flottants

Vu son faible coût et sa facilité de construction, le béton constitue le matériau le plus couramment utilisé la perte de poids peut être réduite en armant le béton avec des aciers. Sachant que le poids volumique déjaugé de béton armé est de $\gamma = 1.5 \text{ t/m}^3$, le poids du matériau béton immergé est de 60 % de son poids sur la terre ferme soit une perte de 40 %.

➤ Corps morts :

✓ Dimensionnement du dispositif :

- **Chalutiers** de longueur : $17.30\text{m} \leq L \leq 20.00\text{m}$, de largeur : $4.98\text{m} \leq l \leq 6.22\text{m}$ et de tirant d'eau : $2.00\text{m} \leq \text{Tirant d'eau} \leq 3.00\text{m}$.

On considère pour les calculs les dimensions suivantes : $L=20 \text{ m}$; $l=6.22\text{m}$; $T=3 \text{ m}$

L'effort vertical maximum sur l'embarcation avec une agitation de 10cm est de $F= [D * K * \sin(i)]$, K étant un coefficient dit de masse virtuelle variant de 1.3 à 2, D est le déplacement de navire, i est l'angle maximum de la pente superficielle.

On prend : $k=1.3$ et $i=4.10^\circ$, On aura alors :

$$D= MD=20 \times 6.22 \times 3 \times 0.4 \times 1.025=153.012 \text{ T}$$

$$F= 153.012 \times 1.3 \times \sin(4.10^\circ) \longrightarrow F=14.22 \text{ T}$$

L'effort vertical revenant à une aussière est de $F_a = (14.22/2)= 7.11 \text{ T}$

En considérant que chaque corps mort reprend 2 embarcations :

$V= 7.11 \times 2=14.22 \text{ T}$, sachant la masse volumique déjaugé de béton armé est de $\gamma_d = 1.5 \text{ t/m}^3$ et avec une majoration de 20% on obtient un poids de bloc $W=40.44 \text{ T}$, le volume de ce bloc est de :

$$V_c = 40.44/1.5=26.96 \text{ m}^3.$$

Les dimensions de ce bloc sont de $(2.5 \text{ m} \times 2.5\text{m} \times 0.75 \text{ m})$, un volume de $V_c=4.69 \text{ m}^3$ et un poids $w=40.44 \text{ T}$ (dans l'eau) et à sec $w= 60.66 \text{ T}$

Ces blocs seront ancrés à une profondeur de $(2/3) h$ donc, pour les chalutiers et les sardiniers, la profondeur est de 0.5m.

Récapitulatif :

Embarcations	F(T)	V (T)	Dimensions (m x m x m)	Vc (m3)	W (T) Poids dans l'eau
Chalutiers / sardiniers	14.22	14.22	2.5x2.5x0.75	4.69	40.44

Chapitre VII : les appontements flottants

Vérification vis-à-vis au glissement du bloc :

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

$$(H=V \times \operatorname{tg} \alpha) < (W \times \beta) + (0.5 K_p \times 1.1 \times h^2) \text{ tel que :}$$

H : Effort horizontal de glissement.

α : L'angle de l'inclinaison de l'amarre aussière.

β : Coefficient de frottement=0.6.

K_p : coefficient de butée, pour $\phi_{\text{sol}}=37^\circ$ on aura alors $K_p=3$.

h : la hauteur de bloc ,0.75 m pour sardiniers et chalutiers.

Application numérique de la formule

$$H=14.22 \times \operatorname{tg} (37^\circ) = 10.71 \text{ T} < (40.44 \times 0.6) + (0.5 \times 3 \times 1.1 \times 0.75^2)=25.19 \text{ T}$$

Conclusion

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

NB: Pour les embarcations de dimensions :

- **chalutiers** de longueur : $13.50\text{m} \leq L \leq 17.00\text{m}$, de largeur : $4.22\text{m} \leq l \leq 5.95\text{m}$ et de tirant d'eau : $1.20\text{m} \leq \text{Tirant d'eau} \leq 3.05\text{m}$.
- **sardiniers** de longueur : $15\text{m} \leq L \leq 21\text{m}$, de largeur : $4.46\text{m} \leq l \leq 6.35\text{m}$ et de tirant d'eau : $1.20\text{m} \leq \text{Tirant d'eau} \leq 2.5\text{m}$.

Les dimensions des corps morts obtenus par un calcul similaire sont : $2.3 \times 2.3 \times 0.75$ (m x m x m) et $2.4 \times 2.4 \times 0.75$ (m x m x m). Par conséquent pour la cette **Catégorie** les dimensions des corps morts retenues sont les suivantes : $2.5 \times 2.5 \times 0.75$ (**m x m x m**)

➤ **Béton de blocs :**

Afin de réaliser des corps morts avec un béton de bonne qualité, il faut que les proportions de ciment, de sable et d'eau soient correctes et que le durcissement se fasse d'une manière correcte. Pour que le béton atteigne sa résistance caractéristique à la compression, il doit avoir un durcissement de 28 jours, le béton doit rester humide en permanence, pour cela, la méthode consiste à le couvrir de toile de jute maintenue humide. Le durcissement en atmosphère humide permet de donner au béton une résistance maximale. Le béton est dosé à 350 Kg/m^3 .

L'utilisation des armatures permet d'éviter que le béton ne se fissure pas au moment du mouillage et à l'usage. Les armatures considérées seront des HA 12, en ajoutant des cadres transversaux de HA 12 / 15 cm, ces aciers seront fixés de façon que la structure forme un ensemble d'un seul tenant. Les espaces entre les armatures dans les deux directions est de 15 cm .L'enrobage est au minimum 10 cm afin d'éviter la corrosion de l'acier.

Chapitre VII : les appontements flottants

Sachant que le poids d'une barre d'acier par un mètre linéaire est de HA12 est $M= 0.88$ kg/ml, il résulte une densité de ferrailage $31.24 \text{ kg} / \text{m}^3$ pour sardiniers /chalutiers.

On aura alors :

- Pour un corps mort de dimensions $(2.5 \times 2.5 \times 0.75) \text{ m} \times \text{m} \times \text{m}$ une quantité d'acier de :

$$31.24 \times 4.69 = 146.50 \text{ kg}$$

➤ Coffrage des blocs :

Les coffrages destinés au coulage doivent être suffisamment résistants pour maintenir la forme du bloc et étanches pour éviter toute fuite de laitance et ils doivent être conçus de manière à s'enlever facilement et se démonter et se ranger avant de servir de nouveau.

➤ Equipements du corps mort :

Le corps mort est doté d'organeaux qui constituent le point d'attache et de passage des chaînes métalliques galvanisées d'un diamètre $\phi 26 \text{ mm}$ pour les sardiniers et chalutiers. L'organeau d'amarrage est constitué d'une barre ronde en acier courbé sous forme de « U » avec des retours droits « aile ». La longueur des ailes est de 5 fois plus longue que le diamètre. L'organeau a un diamètre de $\phi 50 \text{ mm}$, pour les différents corps morts. Ce choix est basé sur des critères de résistance (reprise des efforts) et de durabilité pour compenser la perte de métal due à la rouille (surépaisseur ou réserve statique).

➤ Amarre aussière :

• Caractéristiques de l'amarre :

Le choix du matériau est une partie intégrante de la conception, étant donné que le système dépend tellement des aussières ; qui sont des cordages, à cause de ses propres qualités (élasticité, poids au mètre linéaire, résistance, durabilité, vieillissement).

Dans notre cas et vue l'environnement, il est approprié d'utiliser un câble synthétique tressé pour amarrer ces embarcations, puisque l'effort se répartit équitablement sur tous les torons, empêchant ainsi toute rupture prématurée.

La résistance à la rupture varie pour des cordages de même diamètre en fonction du rapport poids et longueur. Un cordage plus lourd possède une meilleure résistance à la rupture et aux chocs ainsi qu'une meilleure charge d'utilisation. La longueur est déterminée en fonction de la profondeur d'eau à l'emplacement de l'embarcation.

• Sections des amarres aussières :

La section de l'amarre est déterminée en fonction de l'effort appliqué majoré et de la contrainte du matériau constituant de l'amarre. Avec une contrainte de $2200 \text{ Kg} / \text{cm}^2$ on aura la section suivante :

On choisit une amarre de 35 mm de diamètre. Avec une densité de 1.14 , le poids par mètre linéaire est de $1.096 \text{ kg} / \text{m}$.

Chapitre VII : les appontements flottants

➤ Chaînes métalliques et manilles pour les amarres aussières :

• Sections des chaînes et des manilles :

Le diamètre du rond constituant la chaîne métallique est de $\varnothing = 26$ mm selon la norme **EN-818-2**. Le diamètre du rond constituant la manille est $\varnothing = 26$ mm. Il est recommandé d'avoir une chaîne et une manille galvanisée pour les protéger contre la corrosion marine. La charge maximale d'utilisation est de 21 T.

Chapitre VIII :

Etude d'impact sur l'environnement

Chapitre VIII : Etude d'impact sur l'environnement

VIII.1. Introduction :

L'extension de l'abri de pêche d'El-Marsa Skikda est dictée par les impératifs du développement des infrastructures et superstructures de base pour un meilleur rendement socio-économique et le souci de répondre aux besoins en ressources halieutiques au titre des programmes de croissance économique.

Tout chantier génère des impacts et nuisance sur l'environnement : production de déchets (non dangereux, dangereux et inertes), atteintes à la biodiversité, bruit, poussière, consommation d'énergie.

VIII.2. Cadre juridique

• Réglementation relative à la pêche

Les textes réglementaires régissant l'activité de pêche découlent de la loi n° 01-11 du 03 juillet 2001 relative à la pêche et l'aquaculture. Il s'agit notamment des textes traitant les aspects suivants:

- Les conditions et modalités d'exercice de la pêche;
- La nomenclature des engins de pêche dont l'importation, la fabrication, la détention et la vente sont interdites;
- La liste des tailles minimales marchandes des ressources halieutiques;
- Les textes définissant les mesures et les orientations fondamentales de gestion des zones de pêches, équilibrée entre intérêt de protection et usage économique;
- Les textes fixant les conditions d'hygiène et de salubrité des produits halieutiques.

Concernant les grands migrateurs halieutiques, il est important de signaler que l'Algérie a, récemment, adhéré à l'ICCAT. Dans ce cadre la réglementation de la pêche au GMH, notamment le thon rouge et l'espadon est soumise au dispositif de gestion de l'ICCAT. Ainsi, s'inspirant d'abord des mesures et recommandation de la FAO, CGPM et enfin l'ICCAT, le secteur des pêche Algérien a veillé à adopter toutes mesures ayant pour finalité la conservation et la protection des ressources naturelles.

• Réglementation relative à l'Environnement

L'étude d'impact sur l'environnement (E.I.E) a été mise en place par la loi n° 83-03 du 5 Février 1983 relative à la protection de l'environnement. Cette loi-cadre a été abrogée par la loi n° 03-10 du 19 juillet 2003 relative à la protection de l'environnement dans le cadre du développement durable qui stipule dans son article 15 que : « les projets de développement, infrastructures, installations fixes, usines et autres ouvrages d'art et tous travaux et programmes de construction et d'aménagement, qui par leurs incidences directes ou indirectes, immédiates ou lointaines sur l'environnement et notamment sur les espèces, les ressources, les milieux et espaces naturels, les équilibres écologiques ainsi que sur le cadre et la qualité de la vie, sont soumises au préalable, selon le cas, à une étude d'impact ou à une notice d'impact sur l'environnement».

Le décret exécutif n°07-145 du 19 Mai 2007 détermine le champ d'application, le contenu et les modalités des études et des notices d'impact sur l'environnement. L'article 06 de ce décret détermine le contenu de l'étude et comprend les points suivants :

- 1- La présentation du promoteur du projet, le nom ou la raison sociale ;
- 2- La présentation du bureau d'études ;

Chapitre VIII : Etude d'impact sur l'environnement

- 3- L'analyse des alternatives éventuelles des différentes options du projet;
- 4- La délimitation de la zone d'étude ;
- 5- La description détaillée de l'état initial du site et de son environnement portant notamment sur ses ressources naturelles, sa biodiversité, ainsi que sur les espaces terrestres, maritimes ou hydrauliques, susceptibles d'être affectés par le projet ;
- 6- La description détaillée des différentes phases du projet, notamment la phase de construction, la phase d'exploitation et la phase post-exploitation ;
- 7- L'estimation des catégories et des quantités de résidus, d'émissions et de nuisances susceptibles d'être générées lors des différentes phases de réalisation et d'exploitation du projet ;
- 8- L'évaluation des impacts prévisibles directs et indirects;
- 9- Les effets cumulatifs pouvant être engendrés au cours des différentes phases du projet ;
- 10- La description des mesures envisagées par le promoteur pour supprimer, réduire et/ou compenser les conséquences dommageables des différentes phases du projet;
- 11- Un plan de gestion de l'environnement;
- 12- Tout autre fait, information, document ou étude soumis par les bureaux d'études pour étayer ou fonder le contenu de l'étude ou de la notice d'impact concernée.

En d'autres termes, l'objectif de l'E.I.E est de s'assurer que seront pris en considération par le maître de l'ouvrage, les intérêts de la collectivité nationale relative à la protection de l'environnement et cela dans le cadre de ses responsabilités statutaires

L'E.I.E est aussi un outil de prévention, elle permet d'évaluer suffisamment tôt, c'est à dire avant que la décision ne soit prise de réaliser physiquement l'aménagement proposé, l'impact qu'aurait sur l'environnement, sa réalisation, ainsi que les mesures prises pour minimiser les effets négatifs et maximiser les effets positifs attendus.

- **Autres réglementations applicables**

- ✓ Plan d'action pour la méditerranée – Lignes directrices pour la gestion des matériaux de dragage PNUE 1999 ;
- ✓ La Convention de Rio : ratifiée le 6 juin 1995 Décret présidentiel n°95-163, portant sur la ratification de la convention sur la diversité biologique signée à Rio de Janeiro le 05 juin 1992 qui a pour principal objectif « la conservation de la diversité biologique » ;
- ✓ Convention de Barcelone 1976 sur la protection de la méditerranée contre toutes les pollutions, comporte deux protocoles relatifs d'une part à la lutte contre la pollution par les hydrocarbures et autres substances nuisibles et d'autre part à l'immersion des déblais dragage. Le protocole « Immersion » précise les déblais de dragage qui peuvent être immergés tout en contenant des substances en quantités notables, ainsi que les conditions et modalités de délivrance des permis d'immersion ;
- ✓ Convention de Londres du 29 décembre 1972 sur la prévention de la pollution des mers résultant de l'immersion des déchets ;

Chapitre VIII : Etude d'impact sur l'environnement

- ✓ Convention d'Oslo du 15 février 1972 pour la prévention de la pollution des mers par les opérations d'immersion ;
- ✓ Les lois qui en découlent :
- ✓ Loi n°03-10 du 19 juillet 2003 relative à la protection de l'environnement dans le cadre du développement durable ;
- ✓ Loi n°02-02 du 05 février 2002 relative à la protection et à la valorisation du littoral ;
- ✓ Loi 01-19 du 12 décembre 2001 relative à la gestion ; au contrôle et à l'élimination des déchets ;
- ✓ Décret n°88-228 du 5 novembre 1988 définissant les conditions, procédures et modalités d'immersion des déchets susceptibles de polluer la mer ;

VIII.3. Description du projet et de ses actions :

Dans le cadre de l'application des politiques de développement durable adoptées par le gouvernement Algérien, le Ministère de la Pêche et des Ressources Halieutiques a tracé trois lignes principales à l'horizon 2025 :

- Offrir des perspectives de production de richesse ;
- Création d'emplois, et l'amélioration quantitative et qualitative de l'alimentation humaines à travers l'exploitation optimale des ressources halieutiques;
- La contribution réelle au développement local et renouveau du monde rural, résultant de la production et de l'ensemble des activités en amont et aval.

L'objectif recherché à travers, le schéma directeur de développement à l'horizon 2025 des activités de la pêche consiste en la construction des espaces économiques, sociaux gérables et aptes à produire des richesses durables ; comme c'est le cas pour l'extension de l'abri de pêche d'El-Marsa en port de pêche qui fait l'objet de cette étude.

VIII.4. Évaluation des impacts :

L'évaluation de l'importance d'un impact est basée sur trois paramètres qui lui sont propres et qui le caractérisent, soit sa durée, son étendue et son intensité, tel que définis ci-après. Ces trois paramètres sont ensuite combinés afin de déterminer l'importance globale de l'impact.

- **Durée**

La durée de l'impact correspond à la période de temps durant laquelle l'impact se fera sentir, et est divisée en trois classes : courte, moyenne ou longue durée.

- ✓ Un impact de **courte durée** est occasionnel et son effet n'est ressenti qu'à un certain moment ou pendant quelques mois tout au plus.
- ✓ Un impact de **moyenne durée** est un impact temporaire dont l'effet est ressenti pendant une période de quelques années (de un à 10 ans).
- ✓ Un impact de **longue durée** présente un effet ressenti de façon permanente ou de façon intermittente mais régulière, pendant plus de 10 ans.

- **Étendue**

L'étendue de l'impact correspond à l'extension spatiale de la zone touchée par les effets, ou le cas échéant, au nombre d'utilisateurs de l'élément environnemental touché. L'étendue peut être ponctuelle, locale ou régionale.

- ✓ Un **impact ponctuel** correspond à une perturbation bien circonscrite et touchant une faible superficie, ou ressenti par un groupe restreint d'individus.

Chapitre VIII : Etude d'impact sur l'environnement

- ✓ Un **impact local** correspond à une perturbation qui s'étend sur une plus vaste étendue, ou ressentie par une partie ou l'ensemble d'une collectivité.
- ✓ Un **impact régional** correspond à une perturbation qui s'étend à l'échelle d'une région ou même davantage, ou ressentie par une collectivité régionale ou par un large segment de la population.

- **Intensité**

L'intensité correspond au degré de perturbation des éléments environnementaux touchés par le projet. Il s'agit d'une indication du caractère radical de l'intervention. On distingue quatre degrés d'intensité : très forte, forte, moyenne et faible.

- ✓ Un impact d'**intensité faible** altère légèrement un ou plusieurs éléments environnementaux et en modifie peu l'utilisation ou la qualité.
- ✓ Un impact d'**intensité moyenne** modifie modérément un ou plusieurs éléments environnementaux et en modifie l'utilisation ou la qualité, sans toutefois compromettre son intégrité.
- ✓ Un impact d'**intensité forte** altère un ou plusieurs éléments environnementaux de façon significative, remet en cause leur intégrité ou en modifie fortement l'utilisation ou la qualité.
- ✓ Un impact d'**intensité très forte** détruit l'élément environnemental ou le modifie de façon irréversible.

VIII.4.1. Importance globale de l'impact :

La combinaison des descripteurs de durée, d'étendue et d'intensité permet d'établir l'évaluation globale de l'importance de l'impact, selon la grille présentée au Tableau N° 8.1. L'importance de l'impact constitue l'indicateur synthèse qui permet de porter un jugement global sur l'impact que causerait le projet à un élément de l'environnement. L'importance globale d'un impact peut être majeure, moyenne ou mineure

- ✓ Un **impact mineur** occasionne des répercussions significatives mais réduites sur le milieu.
- ✓ Un **impact moyen** occasionne des répercussions sur le milieu qui sont appréciables.
- ✓ Un **impact majeur** occasionne des répercussions très fortes sur le milieu.

Chapitre VIII : Etude d'impact sur l'environnement

Tableau 8.1 : Grille d'évaluation de l'importance globale d'un impact

Intensité	Durée	Etendue ponctuelle	Etendue locale	Etendue régionale
		Importance de l'impact		
Faible	Courte	Mineur	Mineur	Mineur
	Moyenne	Mineur	Mineur	Mineur
Moyenne	Longue	Mineur	Mineur	Moyen
	Courte	Mineur	Mineur	Moyen
Forte	Moyenne	Moyen	Moyen	Moyen
	Longue	Moyen	Moyen	Majeur
Très forte	Courte	Moyen	Moyen	Majeur
	Moyenne	Moyen	Majeur	Majeur
	Longue	Majeur	Majeur	Majeur

Tableau 8.2: Synthèse des impacts liés au projet

Composantes	Perturbation			Risque Environnemental (Impact prévu)	Importance de l'impact
	Intensité	Durée	étendue		
Qualité de l'air	Moyenne	Temporaire	Locale	Emission de gaz d'échappements et poussières et de particules fines	Impact modéré
Environnement sonore	Moyenne	Temporaire	Locale	L'augmentation des niveaux de bruits occasionnée par les opérations (circulation des camions, fonctionnement de la machinerie, activités de construction)	Faible (temporaire)
Paysage	Moyenne	Temporaire	Locale	Détérioration du paysage et perception visuelle.	Moyenne (temporaire)
Qualité du Sol	Faible	Temporaire	Locale	La perte d'usages des sols du site suite à l'aménagement. La modification de la qualité des sols, pendant les phases de construction	Faible à Moyenne
Emploi et économie	Forte	Longue	Régionale	La création ou maintien d'emplois.	Forte

Chapitre VIII : Etude d'impact sur l'environnement

Qualité de l'eau	Faible	Temporaire	Locale	Remise en suspension des sédiments	Faible
Localisation et construction des infrastructures portuaires	Faible	Permanente	Locale	Localisation des ouvrages sur une zone de reproduction aquatique ou sur une zone de pêche	Moyenne
Intégration à L'agglomération	Faible	Permanente	Locale	Impact des activités de construction sur la ville	Faible
Gêne de la circulation	Forte	Temporaire	Locale	Problème de circulation générer par circulation des camions et des engins	Moyenne
Augmentation du trafic maritime	Moyenne	Temporaire	Locale	Interférence avec les activités de pêche	Moyenne
Activités de construction	Forte	Temporaire	Locale	Rejet de poussières, gaz ou fumées	Impact modéré
Régime sédimentaire	Moyenne	Temporaire	Ponctuelle	Influence sur les courants locaux et le remaniement des sédiments	Impact modère

VIII.4.2 Impact socio-économique d'un port :

Que représente le Port Maritime et quelle plus-value sociale et économique apporte-t-il au territoire ?

Pour y répondre, la démarche qui été conservée pour l'évaluation des retombées socio-économiques :

- 3 niveaux de retombées:

–Directes : découlent directement de l'activité portuaire (entreprises portuaires et industrialo-portuaires).

–Indirectes : découlent de l'activité portuaire, mais ne constituent pas l'activité majeure de l'entreprise.

–Induites : résultent de la richesse créée vers les autres secteurs économiques sans lien avec le Port.

- 3 indicateurs:
 - Social : nombre d'emplois en équivalent temps plein (ETP).
 - Économique : valeur ajoutée.
 - Fiscal : contribution économique territoriale.

Chapitre VIII : Etude d'impact sur l'environnement

Tableau 8.3 :

	flottille actuelle	Flottille prévisionnelle	flottille additionnelle	Equipage	emplois	
sardiniers	26	100	74	14	1036	+++++ Transport + Acheteurs + ...
Petits métiers	135	200	65	11	715	
chalutiers	/	20	20	4	80	
Plaisancier	50	200	150	2	300	
Total	211	520	309	/	2131	

L'activité du port enregistrée pour l'année 2015 : Une production halieutique de 108.77 Tonnes du mois de juin.

Ce potentiel tend à doubler à la fin des travaux d'extension de l'abri de pêche en port de pêche.

- **La filière sable marin pour le BTP :**

Un déroctage est prévu dans la zone quai pour les chalutiers d'un volume 29 000 m³, ainsi que le dragage dans la zone du bassin actuel d'un volume de 27 000 m³.

Retombées directes : – Acteurs industrialo- portuaires : Dragage ; Transports ; Travaux Maritimes.

Retombées indirectes : – Commerce de gros et transport.

Retombées induites: – Entreprises de BTP

VIII.5. Comparaison entre appontement flottant et béton :

appontement flottant	appontement béton
Non contaminé	contaminé
Réalisation facile	Réalisation difficile
Entretien facile	Entretien difficile
Temps d'exécution court	Long temps d'achèvement
Modulaire	Fixe

Chapitre VIII : Etude d'impact sur l'environnement

VIII.6. Conclusion :

Dans le cadre du développement durable, il appartient à chaque intervenant, de la phase étude jusqu'à l'exploitation d'un ouvrage maritime, à œuvrer au respect des consignes édictées par les lois et règlements en vigueur et ce, malgré leur complexité, et prendre toutes les mesures nécessaires pour limiter ou supprimer l'impact négatif engendré par toute activité liée à l'ouvrage (durant toutes ses phases) qui peuvent dégrader l'environnement.

C'est pour cette raison que nous avons proposé d'intégrer la solution appontement flottant en aluminium.

Conclusion générale :

Ce projet de fin d'étude de formation de l'élève ingénieur en travaux publics nous a permis de mettre en évidence nos connaissances théoriques dans le domaine.

On a abouti, à la proposition d'une variante d'extension et de protection contre l'ensablement de l'abri de pêche de SKIKDA ainsi que le dimensionnement des différents ouvrages qui s'y sont inclus. Pour la concrétisation de cet objectif les étapes suivantes ont été suivies :

- ✓ La collecte et l'analyse des données.
- ✓ Etude de la réfraction en modèle mathématique.
- ✓ Pré dimensionnement des ouvrages de protection.
- ✓ Calculs des ouvrages d'accostage.

Pour les appontements on a sorti de l'ordinaire et nous avons proposé des appontements flottants à la place des appontements en béton armé et nous souhaitons diffuser cette idée (AF) dans le domaine maritime.

A ce titre, ce projet nous a permis de découvrir l'étendue du domaine des travaux maritimes et qu'il est pluridisciplinaire, nécessitant beaucoup de connaissances qui touchent une multitude de branches des travaux publics comme la géotechnique et le béton armé.

Ce projet a été pour nous une occasion pour mettre en application les connaissances théoriques acquises pendant le cursus universitaire et c'était l'occasion pour nous de tirer profit, d'apprendre la méthodologie rationnelle à suivre pour élaborer un projet de travaux maritimes.

Bibliographie master:

- Naima Hassine.23 avril 2015. DTP Maroc.
- Auteur : Didier Grosdemange. décembre 2015. guide pour la gestion des opérations des dragages.
- Mounir HAKKOU, Aïcha BENMOHAMMADI, Bruno CASTELLE, Hind AZIDANE. 9 juin au 1er juillet 2016. Suivi des activités d'extraction du sable marin au Maroc
- Plan d'action pour la méditerranée – Lignes directrices pour la gestion des matériaux de dragage PNUE 1999.
- Walid MAHERZ. Caractérisation géotechnique des sédiments de dragage marins en vue de leur valorisation en techniques routières

Bibliographie :

- Séminaire Veille et contrôle de mise en œuvre du schéma directeur portuaire. LEM.
- Annuaire économique des wilayas.
- Etude de la digue de protection du tronçon autoroutier de la pénétrente d'Oran.2016/2017. ENSTP – Garidi – Vieux Kouba.
- Aménagement d'un port de pêche cas de Sidna Youchâa.2015. UNIVERSITE ABOU BEKR BELKAID TLEMENEN.
- Etude d'extension du port de pêche de Khemisti wilaya de Tipaza. 2015/2016. ENSTP – Garidi – Vieux Kouba
- Etude en réalisation d'un port de pêche et de plaisance a béni K'sila wilaya de bèjaia. Alger : LEM, 2012/2013. ENSTP – Garidi – Vieux Kouba
- Aadil Laabous Publié il y a 24th August 2014. Les digues.
- Daniel CAMINADE. 10 août 1995. Ouvrages de protection contre la houle. Technique de l'ingénieur.
- René BONNEFILLE. 10 févr. 1977. Mouvements de la mer. Technique de l'ingénieur.
- Larousse.
- Auteurs : Arnaud BANA Michel MARIA. Septembre 2002. Centre d'Etudes Techniques Maritime Et Fluviale.

- M. BENOUCHEFOUNE : Cours de résistance des matériaux 3ème année. Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP), Kouba, Alger, Algérie.
- M. BENREDOUANE : Cours de béton armé 4ème année. Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP), Kouba, Alger, Algérie.
- Publié il y a 4th July 2016 par Aadil Laabous. Ouvrages d'accostage.
- CODE MARITIME ALGERIEN :
 - Art. 888.
 - Art. 889.
 - Art. 895.
- M.Bouhaniche : cours travaux maritime 4^{ème} année ENSTP – Garidi – Vieux Kouba
- Mme.Badaoui : cours MDS 4^{ème} année ENSTP – Garidi – Vieux Kouba
- Règles BAEL 91 révisées 99 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- FORMATION SUR L'ENTRETIEN DES INFRASTRUCTURES MARITIMES.LEM
- ROCK MANUEL.
- Guide études techniques portuaires. (Maroc)

WEBOGRAPHIE

- <http://www.techniques-ingenieur.fr>
- <https://fr.wikipedia.org>
- Site web : WWW.ENTREPRISE PORTUAIRE DE SKIKDA.COM.
- Modélisation de la houle. Site web. <http://hmf.enseeiht.fr/travaux/CD9899/travaux/optsee/bei/g1pj1/g1pj10.htm?fbclid=IwAR06is3lpfRMA1KDnTuxM-33fR6bwo-ZIWhGBk81e1nHWA7KiZquZw5yPWk>
- Site web : Planète TP. OUVRAGES MARITIMES.

PROGRAMMES & LOGICIELS :

- AUTOCAD.
- Swan.

Les Annexes

ANNEXES
AU CHAPITRE I
(Pas d'annexes)

ANNEXES
AU CHAPITRE II

Annexe 1 :

Levée bathymétrique

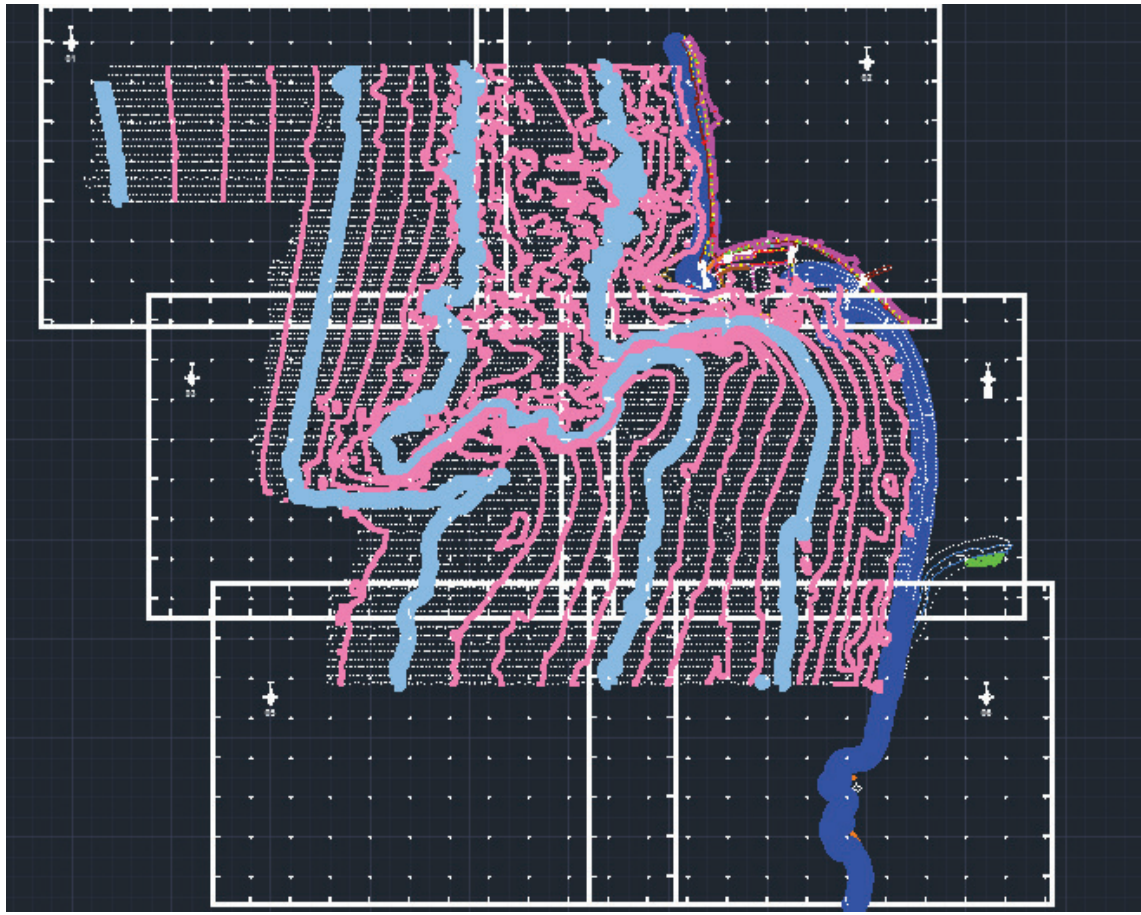


Figure 1. Levée bathymétrique

ANNEXE 2 :**Résultats des sondages à la lance et des prélèvements**

- Les résultats des sondages sont donnés dans le tableau 4 suivant.

Tableau 1. Résultats des sondages à la lance

N° de	Abscisse	Ordonnée	Pénétrat
SL 01	325879.4	4086442.8	0.20
SL 02	325824.8	4086549.7	0.25
SL 03	325770.3	4086656.6	0.19
SL 04	325796.4	4086737.3	0.25
SL 05	325851.0	4086630.4	0.25
SL 06	325905.6	4086523.5	0.23
SL 07	325960.1	4086416.7	0.25
SL 08	325986.3	4086497.4	0.20
SL 09	325931.7	4086604.3	0.15
SL 10	325877.1	4086711.1	0.25
SL 11	325822.6	4086818.0	0.30
SL 12	325903.3	4086791.9	0.25
SL 13	325957.9	4086685.0	0.20
SL 14	326012.4	4086578.1	0.25
SL 15	326067.0	4086471.2	0.20
SL 16	326093.2	4086552.0	0.30
SL 17	326038.6	4086658.8	0.20
SL 18	325984.0	4086765.7	0.25
SL 19	325929.4	4086872.6	0.23
SL 20	326010.2	4086846.4	0.30
SL 21	326064.7	4086739.6	0.25
SL 22	326119.3	4086632.7	0.22
SL 23	326173.9	4086525.8	0.20
SL 24	326200.0	4086606.5	0.19
SL 25	326145.5	4086713.4	0.30
SL 26	326090.9	4086820.3	0.20
SL 27	326036.3	4086927.2	0.25
SL 28	326117.0	4086901.0	0.20
SL 29	326171.6	4086794.1	0.25
SL 30	326226.2	4086687.3	0.25
SL 31	326280.8	4086580.4	0.30
SL 32	326306.9	4086661.1	0.30
SL 33	326252.3	4086768.0	0.25
SL 34	326197.8	4086874.9	0.25
SL 35	326143.2	4086981.7	0.20
SL 36	326223.9	4086955.6	0.15

Tableau 1 suite

N°	Absciss	Ordonné	Pénétrat
SL	326278.	4086848.	0.20
SL	326333.	4086741.	0.08
SL	326387.	4086635.	0.10
SL	326413.	4086715.	0.05
SL	326359.	4086822.	0.00
SL	326304.	4086929.	0.10
SL	326250.	4087036.	0.20
SL	326330.	4087010.	0.20
SL	326385.	4086903.	0.15
SL	326439.	4086796.	0.38
SL	326494.	4086689.	0.30
SL	326520.	4086770.	0.10
SL	326466.	4086877.	0.15
SL	326411.	4086984.	0.10
SL	326356.	4087090.	0.20
SL	326437.	4087064.	0.10
SL	326492.	4086957.	0.05
SL	326572.	4086931.	0.06
SL	326518.	4087038.	0.08
SL	326463.	4087145.	0.15
SL	326544.	4087119.	0.10
SL	326599.	4087012.	0.10
SL	326625.	4087093.	0.10
SL	326570.	4087200.	0.05

- Les positions des points de prélèvements et la nature des échantillons prélevés sont données dans le tableau 5 ci-après :



Tableau 2. Les résultats des prélèvements d'échantillons effectués

N° de	Absciss	Ordonné	Profonde	Nature	Observati
PR01	326608.	4086223.		Sable +vase	oued
PR02	326535.	4086298.		Sable +vase	oued
PR03	326510.	4086342.		Sable +vase	oued
PR04	326480.	4086383.		Sable +vase	oued
PR05	326505.	4086499.	0	Sable	Tc
PR06	326344.	4086372.	0	Sable	Tc
PR07	326165.	4086283.	0	Sable	Tc
PR08	325982.	4086202.	0	Sable	Tc
PR09	325790.	4086141.	0	Sable	Tc
PR10	325743.	4086241.	-2	Sable	
PR11	325867.	4086212.	-2	Sable	
PR12	325950.	4086271.	-2	Sable	
PR13	326053.	4086286.	-2	Sable	
PR14	326143.	4086330.	-2	Sable	

PR15	326221.	4086400.	-2	Sable	
------	---------	----------	----	-------	--

Tableau 2 suite

N° de	Absciss	Ordonné	Profonde	Nature	Observati
PR16	326307.	4086452.	-2	Sable	
PR17	326391.	4086508.	-2	Sable	
PR18	326473.	4086570.	-2	Sable	
PR19	326539.	4086665.	-2	Sable	
PR20	326624.	4086719.	-2	Roche	
PR21	326675.	4086846.	-2	Roche	
PR22	326748.	4086926.	-2	Sable +	
PR23	326786.	4087082.	-5	Roche	
PR24	326727.	4086972.	-5	Roche	
PR25	326651.	4086899.	-5	Roche	
PR26	326596.	4086780.	-5	Roche	
PR27	326449.	4086858.	-5	Sable +	
PR28	326441.	4086639.	-5	Roche	
PR29	326364.	4086566.	-5	Sable	
PR30	326258.	4086557.	-5	Sable	
PR31	326090.	4086681.	-5	Sable	
	326061.	4086508.	-5	Sable	
PR33	325965.	4086477.	-5	Sable	
PR34	325819.	4086554.	-5	Sable	
PR35	325795.	4086366.	-5	Sable	
PR36	325713.	4086305.	-5	Sable	
PR37	325573.	4086609.	-10	Sable	
PR38	325669.	4086638.	-10	Sable	
PR39	325760.	4086681.	-10	Sable	
PR40	325849.	4086726.	-10	Sable	
PR41	325936.	4086775.	-10	Sable	
PR42	326023.	4086827.	-10	Roche	
PR43	326108.	4086881.	-10	Roche	
PR44	326193.	4086935.	-10	Sable	
PR45	326273.	4086999.	-10	Sable	
PR46	326368.	4087033.	-10	Sable	
PR47	326467.	4087056.	-10	Roche	
PR48	326561.	4087091.	-10	Roche	
PR49	326656.	4087126.	-10	Roche	
PR50	326718.	4087230.	-10	Roche	

ANNEXE 3 :

❖ Résultats : Description des travaux de reconnaissances sismiques

Les résultats de la reconnaissance géophysique sismique réflexion mettent en évidence deux zones distinctes séparées par une discontinuité morphologique (figure 2.6) de direction Nord Est-Sud Ouest avec une pente de 10%. Les enregistrements de la campagne de sismique réflexion confirment cette anomalie du fond marin et font ressortir une sédimentation différentielle entre la première zone, située au Nord de cette discontinuité, et la deuxième zone au Sud de cette dernière. Cette différence dans l'épaisseur des sédiments peut être expliquée en partie par l'existence d'affleurements rocheux dans la première zone . Ceci a pour conséquence une faible répartition sédimentaire dans la première zone et une relative augmentation des épaisseurs de sédiments dans la deuxième zone. On remarque un alignement des plus fortes épaisseurs parallèlement à la discontinuité morphologique.

A l'issue de ces résultats et pour une meilleure caractérisation des contraintes de ce site, le LEM a vu nécessaire de compléter cette étude par une campagne au sonar latéral pour réaliser une carte géomorphologique du fond marin et par des sondages carottés pour préciser la nature du sous sol marin en particulier du substratum. D'autre part, une étude géologique de détail de la frange côtière, localisée aux alentours immédiats du port, serait souhaitable afin de définir la relation éventuelle entre les affleurements à terre et le substratum immergé.

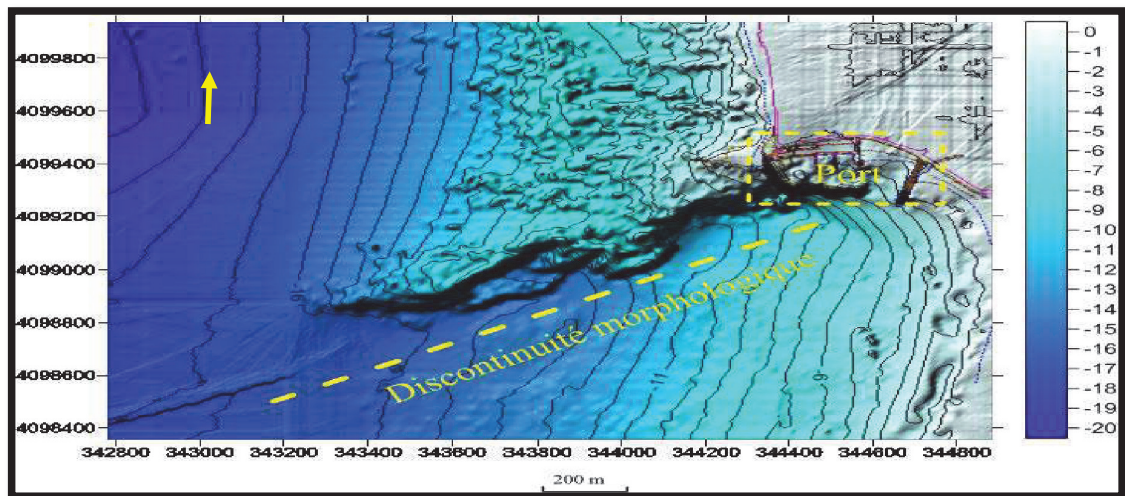


Figure 2. : Discontinuité morphologique du terrain.

**ANNEXES
AU CHAPITRE III
(Pas d'annexe)**

**ANNEXES
AU CHAPITRE IV**

ANNEXE 1 :

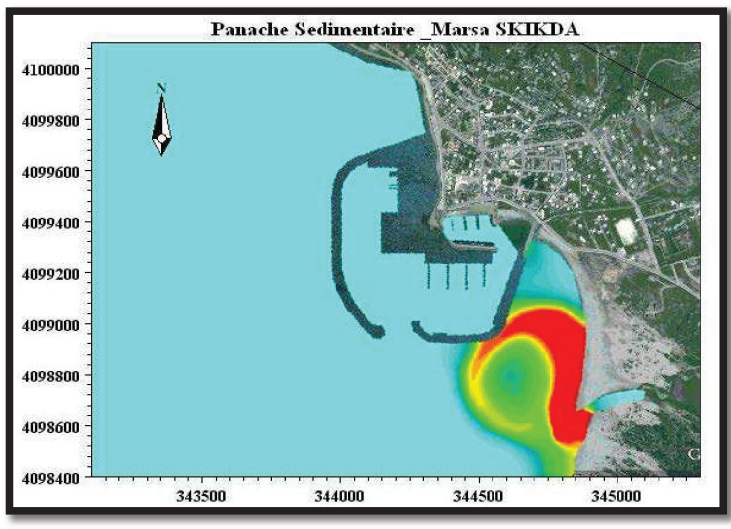


Figure 3 Après 02 heures de simulation

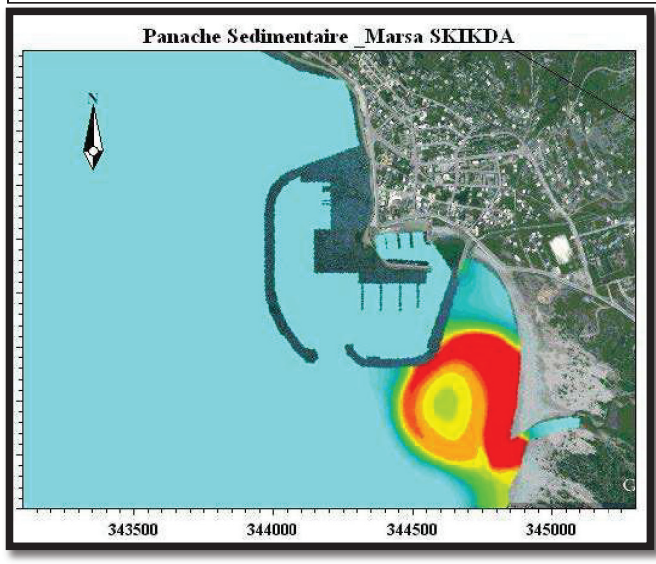


Figure 4 Après 04 heures de simulation

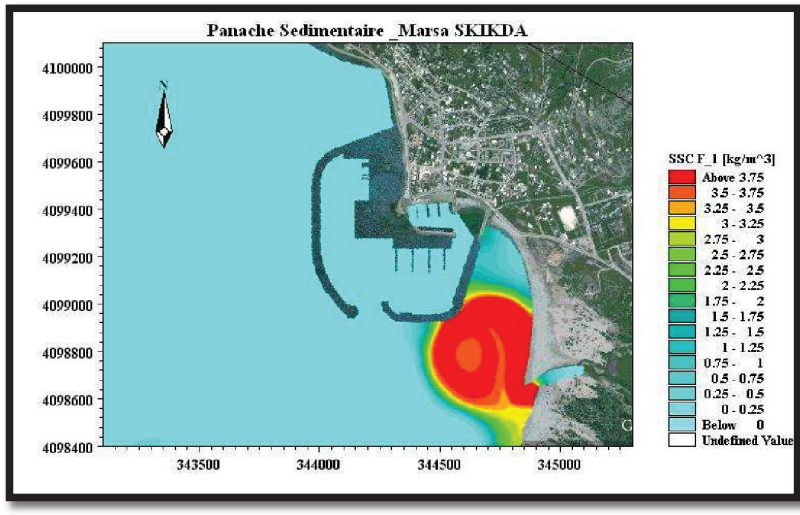
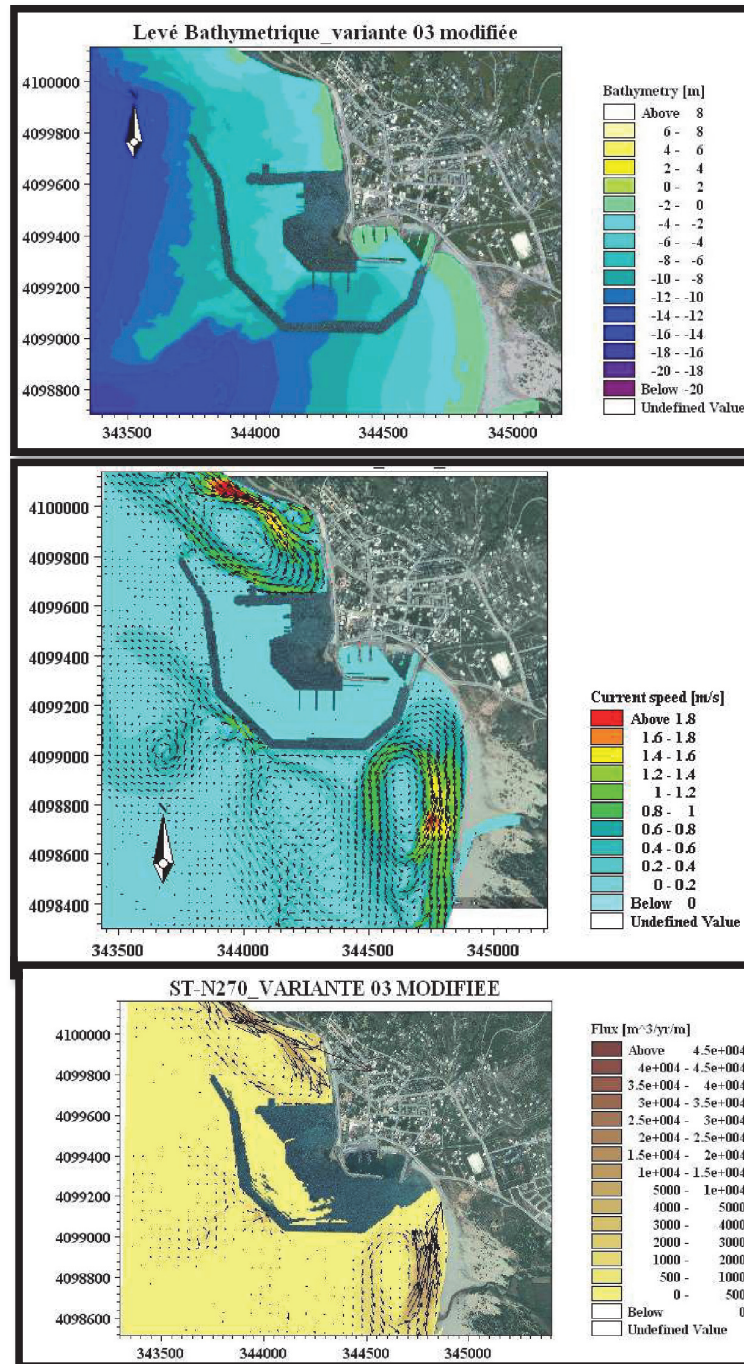


Figure 5 Après 06 heures de simulation

Figure 6 Étude du panache sédimentaire (transport par suspension). Variante n°1 ,2

ANNEXE 2 :

Résultats du transport sédimentaires



Figures 7: Résultats du transport sédimentaires

ANNEXE 3 :
Plan de masse du port

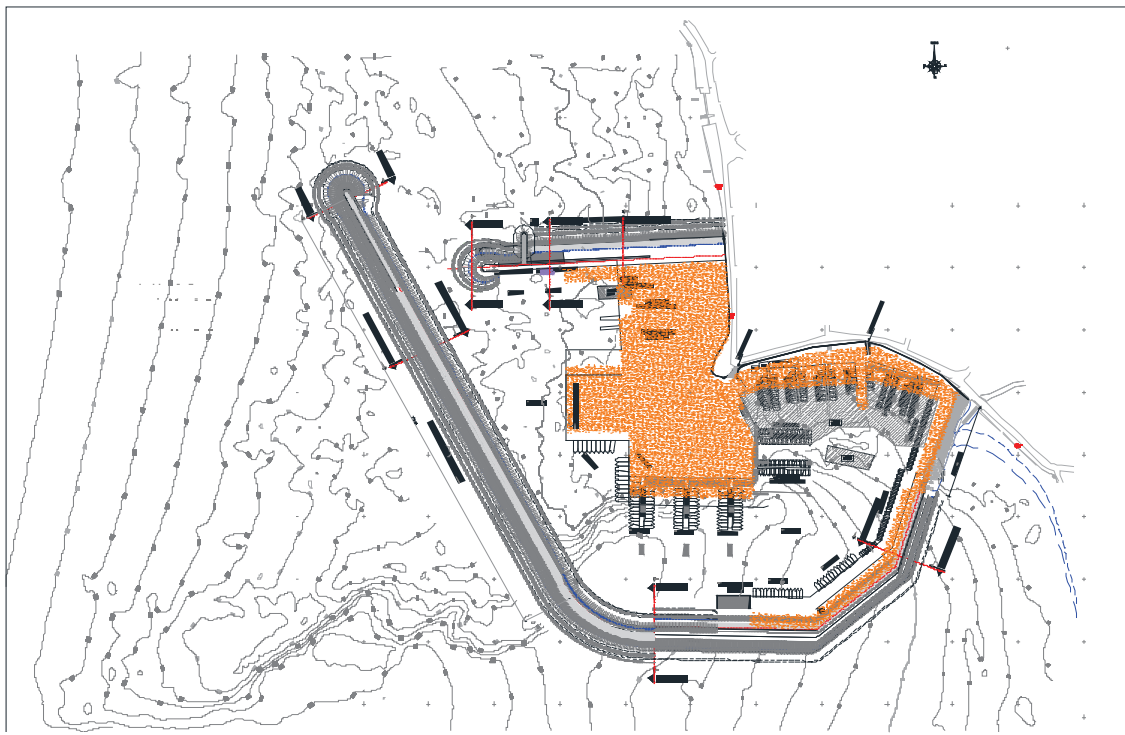


Figure 8. Plan de masse du port

ANNEXES
AU CHAPITRE V

ANNEXE 1 :

Tableaux utilisés lors du dimensionnement

Tableau 3 : Coefficient de stabilité adimensionnel de HUDSON.

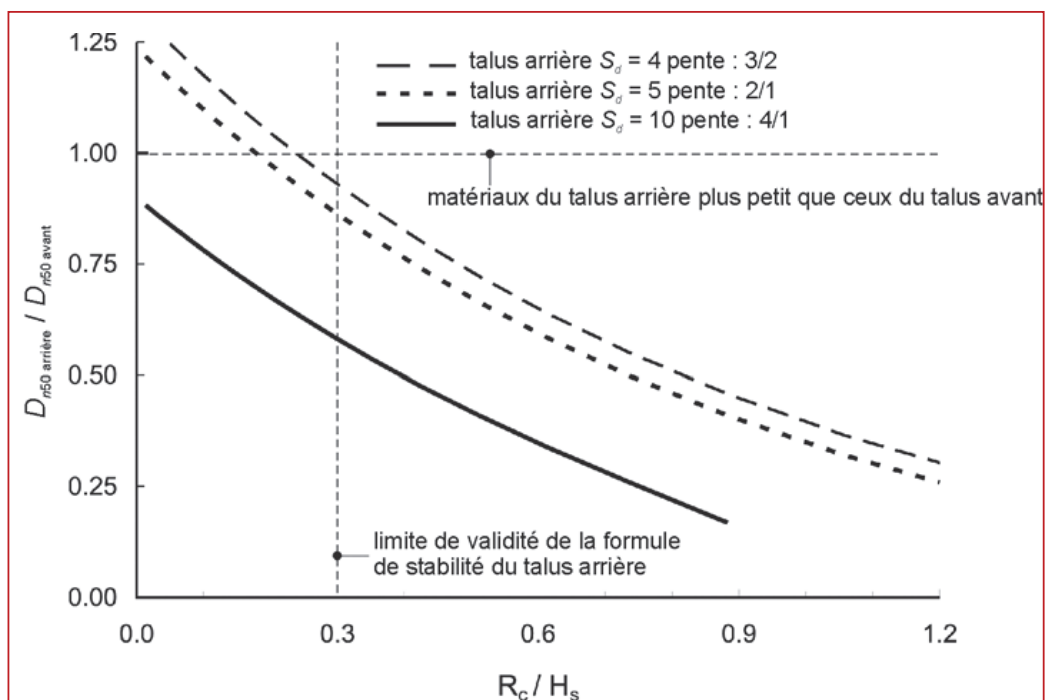
Type de blocs	n	Porosité %	Mise en place	Houle déferlante		Houle non déferlante		Pente
				Corps	Musoir	Corps	Musoir	
Enrochements								
Blocs arrondis	2	38	En Vrac	1.2	1.1	2.4	1.9	3/1-3/2
	>3		En Vrac	1.6	1.4	3.2	2.3	3/1-3/2
Blocs anguleux	2	37 - 40	En Vrac	2.0	1.9	4.0	3.2	3/2
			"	"	1.6	"	2.8	2/1
			"	"	1.3	"	2.3	3/1
	>3		En Vrac	2.2	2.1	4.5	4.2	-
	2		Rangé	5.8	5.3	7.0	6.4	-
Parallélépipèdes	2	27	Rangé	7.0 - 20.0	-	8.5 - 24.0	-	-
Cubes béton	2			7.5				
Cubes américains	2	47	En Vrac	6.5	-	7.5	5.0	-
Tétrapodes et Quadripodes	2	50	En Vrac	7.0	5.0	8.0	6.0	3/2
		49	"	"	4.5	"	5.5	2/1
			"	"	3.0	"	4.0	3/1
Acropodes	1		Rangé	10.0	6.7	12.0	8.0	-
Hexapodes	2	47	En Vrac	8.0	5.0	9.5	7.0	-
Tribars	1	54	Rangé	12.0	7.5	15.0	9.5	-
	2		En vrac	9.0	8.3	10.0	9.0	3/2
	2		En vrac	"	7.8	"	8.5	2/1
	2		En vrac	"	6.0	"	6.5	3/1
Dolos	2	56	En Vrac	15.8	8.0	31.8	16.0	2/1
			"	"	7.0	"	14.0	3/1

Tableau 4 : Coefficient de couche et porosité de différents types de bloc.

Type de bloc	n	Placement	k_{Δ}	P(%)
Enrochements arrondis	2	En vrac	1.02	38
Enrochements anguleux	2 - 3	En vrac	1.00	37 - 40
Enrochements parallélépipédiques	2	Spécial	--	27
Cubes rainurés	2	En vrac	1.10	37
Cubes américains	2	En vrac	1.10	47
Tétrapodes	2	En vrac	1.04	50
Quadripodes	2	En vrac	0.95	49
Hexapodes	2	En vrac	1.15	47
Tribars	2	En vrac	1.02	54
Dolos	2	En vrac	0.94	56

Tableau 5 : Les catégories d'enrochements

Poids unitaire	Destination	Limités en %
W	Carapace	125 a 75
W/10	Filtre	130 a 70
W/200	Noyau	150 a 50
W/4000	Noyau	170 a 30
W/6000	Noyau	170 a 30



ANNEXES
AU CHAPITRE VI

ANNEXE 1 :

Caractéristiques géométriques des blocs

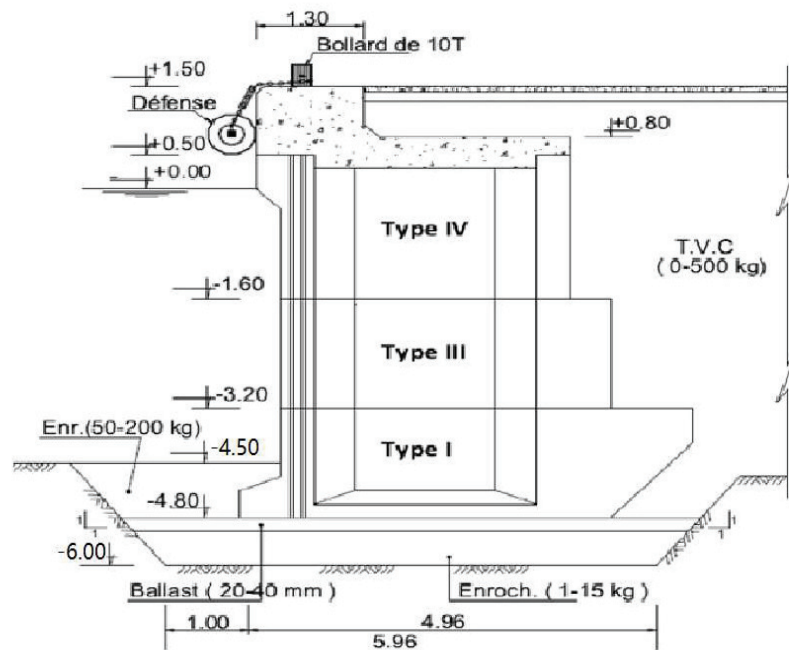


Figure 9. Schéma du quai -4.50 m

• Caractéristiques géométriques des blocs :

✓ Bloc type 1 :

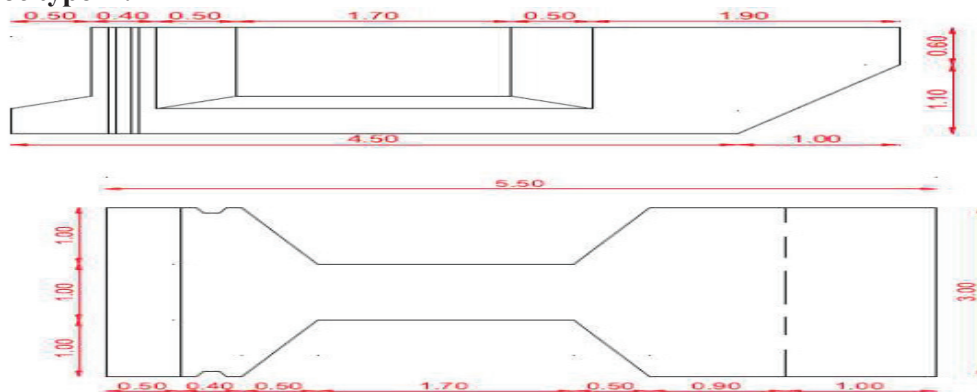


Figure 10 Schéma d'un bloc type 1

✓ Remarque

Nous avons décomposé ce bloc en sections pour pouvoir calculer son volume comme suit :

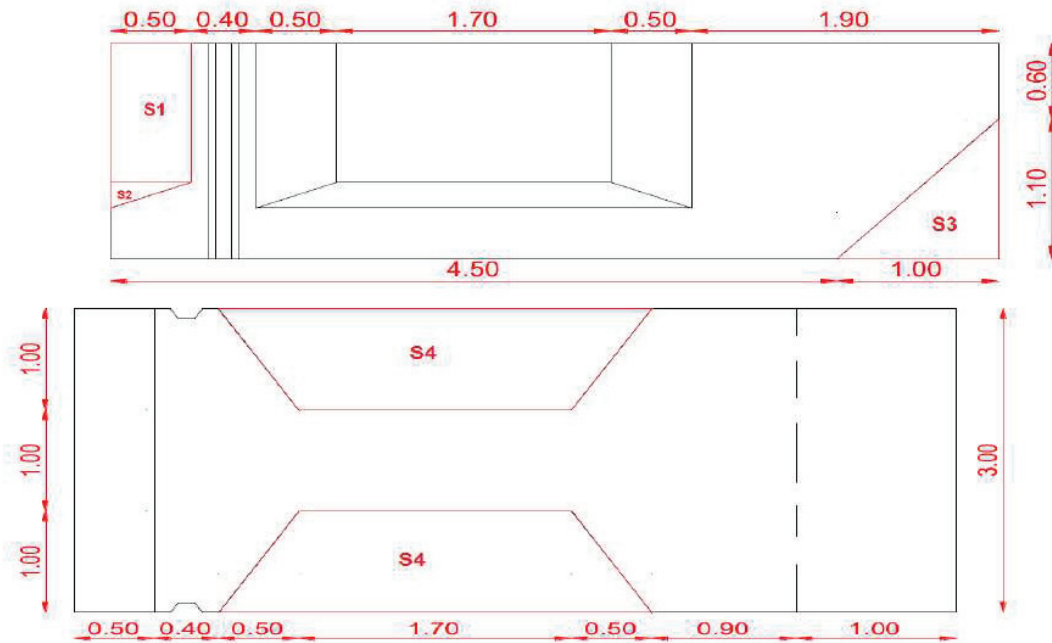


Figure 11 blocs décomposés en sections

Tableau 7 Valeurs des caractéristiques géométriques du bloc type I

Elément	Volume (m ³)	poids (T)	dV (m)	MV (T.m)	dH (m)	MH (T.m)
Stot	$5,5 \times 1,7 \times 3 = 28,05$	39,27	0,85	33,38	2,75	108
S1	$-1,1 \times 0,5 \times 3 = -1,65$	-2,31	1,15	-2,66	0,25	-0,58
S2	$-(0,5 \times 0,2/2) \times 3 = -0,15$	-0,21	0,53	-0,11	0,17	-0,035
S3	$(1,1 \times 1/2) \times 3 = -1,65$	-2,31	0,37	-0,85	5,17	-11,94
2×S4	$2 \times -((1,7+2,7)/2) \times 1 \times 1,1 = -4,84$	-6,78	1,15	-7,80	2,25	-15,25
Totale	19,76	27,66	0,80	21,96	2,90	80,20

- **Calcul des Bras de levier globaux**

- ✓ Bras de levier global vertical :

$$dVg = \frac{\sum MV}{\sum P}$$

$$dVg = \frac{21,96}{27,66} = \mathbf{0,8m}$$

- ✓ Bras de levier global horizontal :

$$DHg = \frac{\sum MH}{\sum P}$$

$$DHg = \frac{80,20}{27,66} = \mathbf{2,90m}$$

❖ **Bloc type 3 :**

Le schéma suivant montre la géométrie du bloc type III :

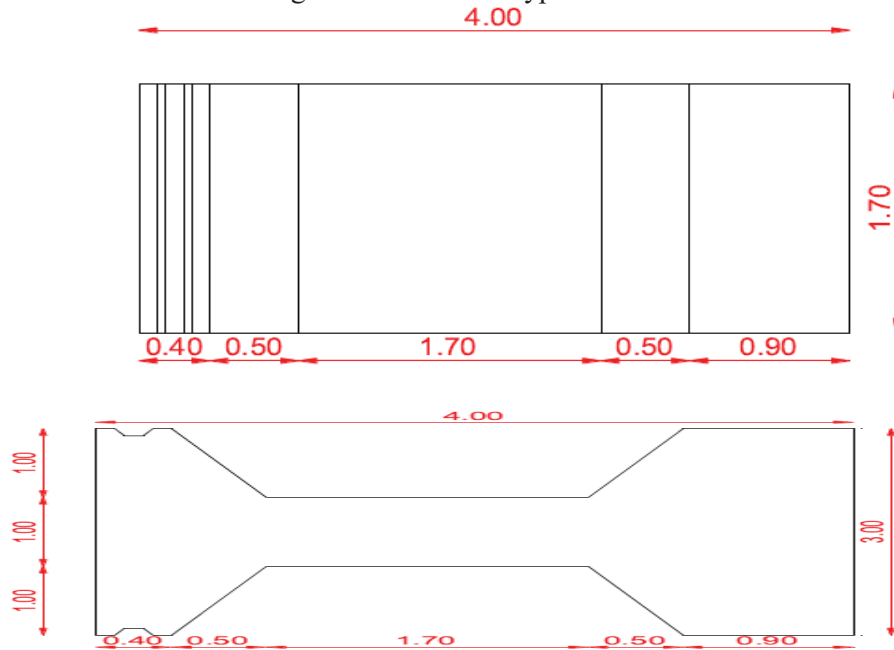


Figure 12 Schéma d'un bloc type 3

Tableau 8 Valeurs des caractéristiques géométriques du bloc type III

Eléme nt	Volume (m ³)	poids (T)	dV (m)	MV (T.m)	dH (m)	MH (T.m)
Stot	4×3×1.7=20.40	28.56	2.55	72.83	2.50	71.40
2×S1	- 2×((1.7+2.7)×1)/2×1.7 =- 7.48	-10.47	2.55	-26.70	2.55	-23.56
Totale	12.92	18.09	2.55	46.12	2.64	47.84

• **Calcul des Bras de levier globaux**

✓ Bras de levier global vertical :

$$dV_g = \frac{\sum MV}{\sum P}$$

$$dV_g = 46.12 / 18.09 = \mathbf{2.54m}$$

✓ Bras de levier global horizontal :

$$DH_g = \frac{\sum MH}{\sum P}$$

$$DH_g = 47.84 / 18.09 = \mathbf{2.64m}$$

❖ **Bloc type 4 :**

Le schéma suivant montre la géométrie du bloc type 4 :

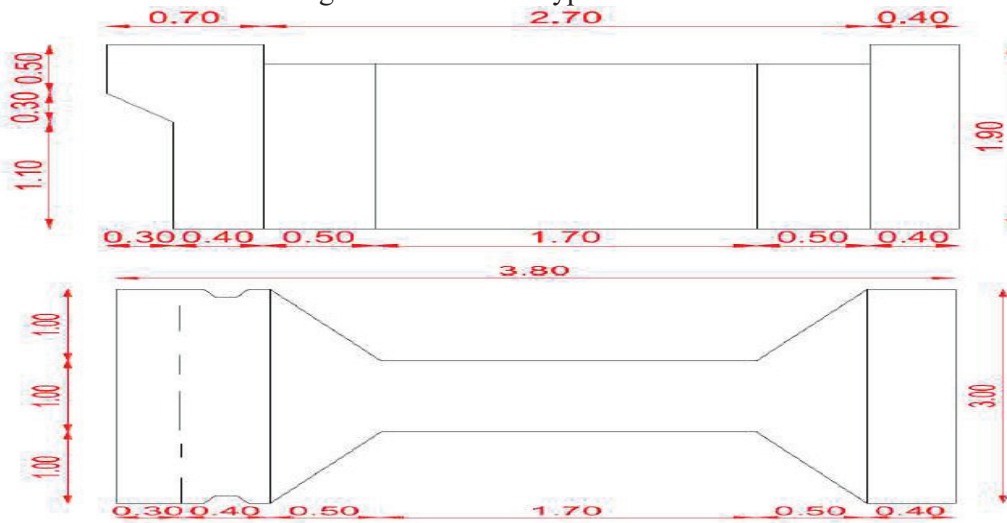


Figure 13 géométrie d'un bloc type IV

Nous avons décomposé ce bloc en sections pour calculer son volume comme suit :

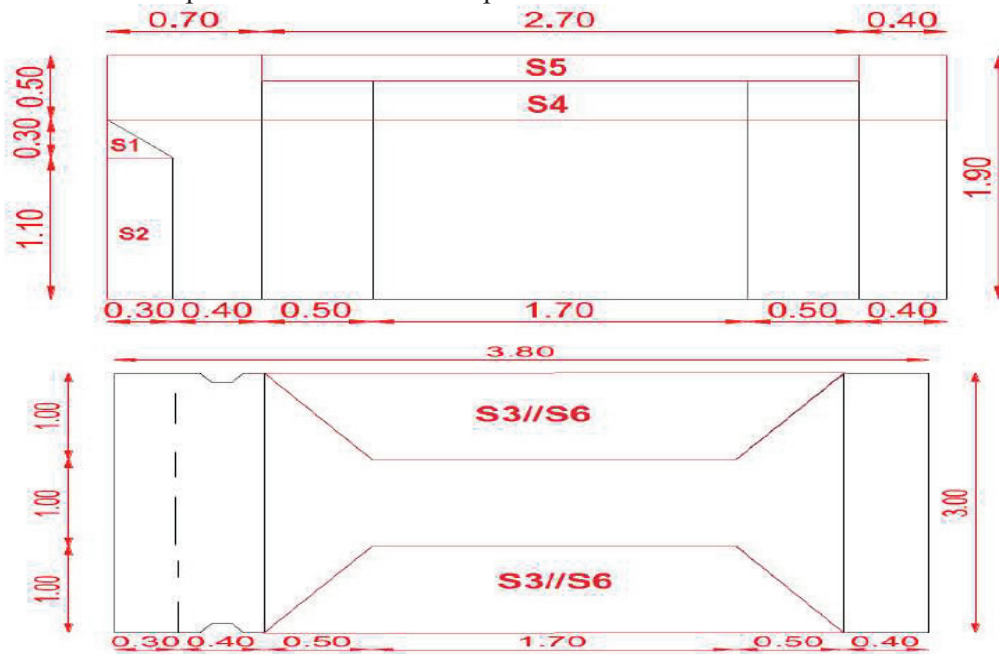


Figure 14 Bloc décomposé en sections

Tableau 9 Valeurs des caractéristiques géométriques du bloc type IV

Elément	Volume (m ³)	poids (T)	dV (m)	MV (T.m)	dH (m)	MH (T.m)
Stot	3.8×1.4×3=15.96	22.35	4.10	91.64	2.10	46.94
S1	- ((0.3×0.3)/2)×3 =- 0.135	-0.189	4.60	-0.87	0.3	-0.057
S2	- 1.1×0.3×3=- 0.99	-1.39	3.95	-5.49	0.35	-0.49
2×S3	2×- (((1.7+2.7)/2)×1)×1.4 =- 6.16	-8.62	4.10	-35.34	2.25	-19.40
S4	3.80×0.50×3=5.70	13.68	5.05	69.09	2.10	28.73
S5	- 0.2×2.70×3=- 1.62	-3.89	5.20	-20.23	2.25	-8.75
S6	- 2(((1.7+2.7)/2)×1)×0.3 =- 1.32	-3.17	4.95	-15.69	2.25	-7.13
Totale	11.44	18.77	4.33	83.11	2.12	39.84

• **Calcul des Bras de levier globaux**

✓ Bras de levier global vertical :

$$dV_g = \frac{\sum MV}{\sum P}$$

$$dV_g = 83.11 / 18.77 = 4,42\text{m}$$

✓ Bras de levier global horizontal :

$$DH_g = \frac{\sum MH}{\sum P}$$

$$DH_g = 39.84 / 18.77 = 2,12\text{m}$$

Le couronnement

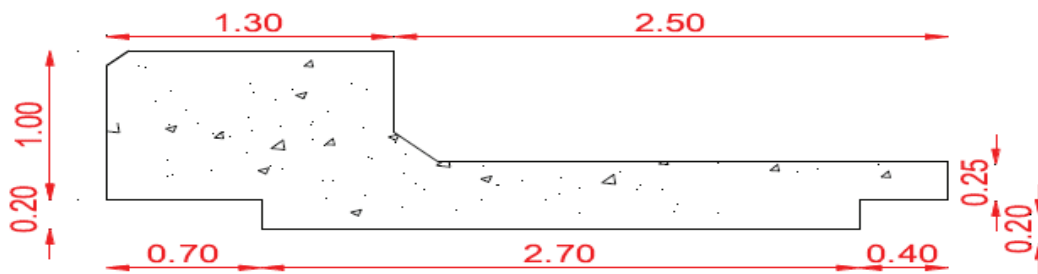


Figure 15 géométries de la poutre de couronnement

Nous avons décomposé la poutre en sections pour pouvoir calculer son volume comme suit :

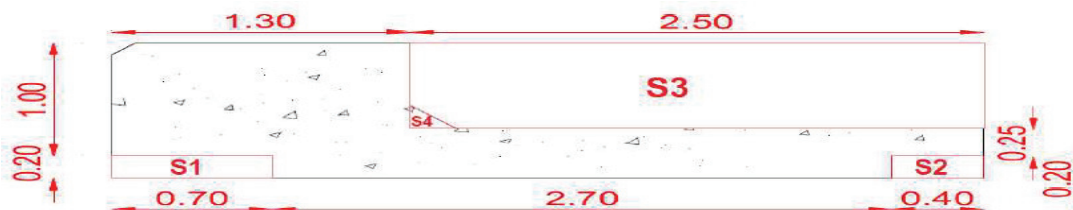


Figure 16 la poutre décomposée en sections

Tableau 10 Valeurs des caractéristiques géométriques du couronnement

Elément	Volume (m ³)	poids (T)	dV (m)	MV (T.m)	dH (m)	MH (T.m)
Stot	1.2×3.8×3=13.68	34.20	5.70	194.94	2.17	71.82
S1	- 0.2×0.7×3=-0.42	-1.05	5.20	-5.46	0.55	-0.58
S2	- 0.2×0.4×3=-0.24	-0.6	5.20	-3.12	3.80	-2.28
S3	- 0.75×2.5×3=-5.63	-14.06	5.92	-83.30	2.75	-38.67
S4	0.2×0.2×0.5×3=0.06	0.15	5.57	0.85	1.57	0.24
Totale	7.45	18.64	5.57	103.93	1.64	30.54

• **Calcul des Bras de levier globaux**

✓ Bras de levier global vertical :

$$dV_g = \Sigma MV / \Sigma P$$

$$dV_g = 103.93 / 18.64 = \mathbf{5,57m}$$

✓ Bras de levier global horizontal :

$$DH_g = \Sigma MH / \Sigma P$$

$$DH_g = 30.54 / 18.64 = \mathbf{1,64m}$$

❖ **Détermination du poids des remblais dans les évidements :**

On distingue deux types d'évidements :

- Evidement 1 entre deux blocs de type 1 ;
- Evidement 2 entre deux blocs de type 3 ;
- Evidement 3 entre deux blocs de type 4.

Pour cette phase, on déterminera le poids du remblai, les bras de levier verticaux et horizontaux et les moments qui leurs correspondent.

Pour l'évidement 3, on distingue deux états du sol : sol immergé et sol non immergé. On notera :

- ✓ L'évidement avec sol immergé par 3a ;
- ✓ L'évidement avec sol non immergé par 3b.

Tableau 11 Valeurs des caractéristiques géométriques des évidements

Evidements	Formule	Volume (m ³)	Poids (T)	d _v (m)	M _v (T.m)	d _H (m)	M _H (T.m)
Evidement 1	$2(((1.7+2.7)/2) \times 1) \times 1.1$	4.84	5.32	1.15	6.12	2.25	11.98
Evidement 2	$2(((1.7+2.7)/2) \times 1) \times 1.7$	7.48	8.23	2.55	20.09	2.25	18.52
Evidement 3a	$2(((1.7+2.7)/2) \times 1) \times 1.4$	6.16	6.78	4.10	27.80	2.25	15.26
Evidement 3b	$2(((1.7+2.7)/2) \times 1) \times 0.3$	1.32	2.38	4.95	11.78	2.25	5.36
Total	/	19.80	22.71	2.94	66.69	2.25	51.12

❖ Détermination du poids de remblai au-dessus du bloc type 1 et 3 et au-dessus du couronnement :

a. Au-dessus du bloc type 1 :

Tableau 12 Valeurs des caractéristiques géométriques du remblai au-dessus du bloc type 1

Evidements	Formule	Volume (m^3)	Poids (T)	d_v (m)	M_v (T.m)	d_H (m)	M_H (T.m)
Sol immergé	3.1x1.4	9.30	10.23	3.25	33.25	5.00	51.15
Sol non immergé	1.5x1x3	4.50	8.10	5.55	44.96	5.00	40.50
Total	/	13.80	18.33	4.27	78.21	5.00	91.65

b. Au-dessus du bloc type 3 :

Tableau 13 Valeurs des caractéristiques géométriques du remblai au-dessus du bloc type 3

Evidements	Formule	Volume (m^3)	Poids (T)	d_v (m)	M_v (T.m)	d_H (m)	M_H (T.m)
Sol immergé	0.5x1.4x3	2.10	2.31	4.10	9.47	4.25	9.82
Sol non immergé	0.5x1.5x3	2.25	4.05	5.55	22.48	4.25	17.21
Total	/	4.35	6.30	5.02	31.95	4.25	27.03

c. Au-dessus du couronnement :

Tableau 14 Valeurs des caractéristiques géométriques du remblai au-dessus du couronnement

Evidements	Formule	Volume (m^3)	Poids (T)	d_v (m)	M_v (T.m)	d_H (m)	M_H (T.m)
Sol immergé	0.75x2.5x3	5.625	10.13	5.92	59.97	2.75	27.86
Sol non immergé	- 0.2x0.2x0.5x3	-0.06	- 0.11	5.67	- 0.62	1.57	- 0.17
Total	/	5.56	10.02	5.92	59.35	2.76	27.69

ANNEXE 2 :

Détails de calcul de la stabilité globale du quai -4.50 m :

Cas statique :

➤ Poussée des terres

Dans cette étape on va calculer les différentes poussées due au surcharges des terres sure le quai on utilisant la formule de coulomb suivante : $P_a = 0.5 \times \gamma \times H^2 \times K_{ca} = 0.5 \times \sigma \times H$

Avec :

γ : Le poids volumique des terres.

K_{ca} : Le coefficient de poussée, calculé avec la formule de « Mononobe Okabe » :

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

✓ $\varphi = 37^\circ$ l'angle de frottement interne des terres

✓ δ : l'angle de frottement du sol sur l'écran

Pour un frottement mur-sol :

$$\delta = 2/3\varphi = 24.67^\circ$$

Pour un frottement sol-sol :

$$\delta = \varphi = 37^\circ$$

✓ λ : L'angle de l'inclinaison de l'écran avec la verticale.

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

✓ $\theta = \arctg[K_h/1 - K_v]$

✓ H : la hauteur du remblai.

✓ $\sigma = \gamma \times H \times K_{ca}$: contrainte due a la poussée des terres

La poussée se divise comme suit :

✓ La poussée des terres appliquée sur un écran vertical à partir de la côte 0.00 m à +1.50 m « sol non immergé » (P1)

✓ La poussée des terres appliquée sur un écran vertical à partir de la côte 0.00 m à -3.10 m « sol immergé »

✓ La poussée des terres appliquée sur un écran vertical en béton à partir de la côte -3.10 m à -3.70 m « sol immergé »

✓ La poussée des terres appliquée sur un écran incliné en béton à partir de la côte -3.70m à -4.80 m « sol immergé »

- **La poussée des terres appliquée sur un écran vertical à partir de la côte 0.00 m à +1.50 m « sol non immergé » 'P1' :**

On a : $\varphi = 37^\circ$; $\beta = \lambda = 0^\circ$; $\delta = \varphi = 37^\circ$; $H = 1.5$ m.

$$K_{ca1} = \frac{\cos^2(37-0)}{\cos 2 \cdot 0 \cos 37 + 0 \left[1 + \frac{\sin 37 + 37 \sin 37 - 0}{\cos 37 + 0 \cos 0 - 0} \right]^2} = 0.233$$

$$\sigma = 1.18 \times 0.233 \times 1.50 = 0.629 \text{ t/m}^2$$

$$P1 = 0.5 \times 0.629 \times 1.5 = 0.472 \text{ t/m}$$

$$Ph1 = P1 \times \cos \delta = 0.472 \times \cos 37 = 0.377 \text{ t/m}$$

$$Pv1 = P1 \times \sin \delta = 0.472 \times \sin 37 = 0.284 \text{ t/m}$$

Les résultats des calculs des poussées sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau 15 Poussées des terres sur le quai (cas statique)

Côte	φ	β	λ	δ	H	Kca	σ	P	Ph	PV
0.0 m à +1.50 m	37°	0.00°	0.00°	37°	1.50	0.233	0.625	0.472	0.377	0.284
0.0 m à -3.10 m	37°	0.00°	0.00°	37°	3.10	0.233	1.424	3.285	2.624	1.977
-3.10 m à -3.70 m	37°	0.00°	0.00°	24.67	0.6	0.225	1.573	0.899	0.817	0.375
-3.70 m à -4.80 m	37°	0.00°	-42.27°	24.67	1.10	0.018	0.359	0.197	0.179	0.082

➤ **Poussée due aux surcharges :**

Par son exploitation, l'ouvrage est exposé à une surcharge sur le quai-même et sur la dalle de circulation reposant sur le remblai. Par suite ces surcharges doivent être prises en compte dans la mesure qu'elles aggravent les conditions de calculs. Les surcharges sur le mur de quai même participent à la stabilité en augmentant la charge verticale descendante stabilisante sur le quai. C'est pourquoi on pourra supposer dans ces cas que la surcharge est appliquée

seulement sur la dalle de circulation induisant des poussées horizontales du même sens que la poussée des terres déstabilisantes.

On considère une surcharge de $q = 1.70 \text{ t/m}^2$.

$$\sigma = kq \times q \text{ ou } kq = ka / \cos(\beta - \lambda)$$

Cette poussée se décompose en deux :

- ✓ Une composante verticale :

$$P_{qv} = P \times \cos(\delta)$$

- ✓ une horizontale :

$$P_{qh} = P \times \sin(\delta)$$

Avec :

- ✓ Kq : coefficient de poussée
- ✓ λ : l'angle d'inclinaison de l'écran avec la verticale
- ✓ β : L'angle du terre-plein avec l'horizontale

Dans ce cas la poussée s'applique comme suit :

- ✓ La poussée due aux surcharges appliquée sur un écran vertical à partir de la côte +1.50 m à -3.10 (Pq1)
- ✓ La poussée due aux surcharges appliquée sur un écran vertical en béton à partir de la côte 3.10 m à -3.70 m (Pq2)
- ✓ La poussée due aux surcharges appliquée sur un écran incliné en béton à partir de la côte 3.70m à -4.80 m (Pq3)

- **Calcul de la poussée Pq1**

On a: $\beta = \lambda = 0^\circ$; $K_{ca} = 0.233$; $H = 4.6$ m. $k_q = 0.233$; $\cos 0 = 0.233$

$\sigma_1 = k_{q1} \times q = 1 \times 0.233 = 0.233 \text{ t/m}^2$

$P_{q1} = \sigma \times H = 0.233 \times 4.60 = 1.072 \text{ t/m}$.

$P_{qh1} = P \times \cos(\delta) = 1.072 \times \cos(37) = 0.856 \text{ t/m}$; $P_{qv1} = P \times \sin(\delta) = 1.072 \times \sin(37) = 0.645 \text{ t/m}$

Les résultats des calculs des autres cas sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau 16 : Poussées dues aux surcharges sur le quai (cas statique)

Côte	K_{ca}	K_q	H(m)	σ_3 (t/m ²)	P_q (t/m)	P_{qh} (t/m)	P_{qv} (t/m)
+1.50 m à -3.10m	0.233	0.233	4.60	0.233	1.072	0.856	0.645
-3.10 m à -3.70 m	0.225	0.225	0.60	0.225	0.135	0.123	0.056
-3.70 m à -4.80 m	0.018	0.024	1.10	0.024	0.036	0.033	0.015

- **Poussée due à la charge roulante :**

La charge roulante est la charge d'un camion de 30 tonnes qui va être transmise comme efforts vers le quai comme suit :

- ✓ Deux charges de 12 T (les deux essieux arrière)
- ✓ Une charge de 6 T (essieu avant)

Le cas de charge le plus défavorable est celui d'une roue 6T, positionnée au droit de l'écran vertical du quai.

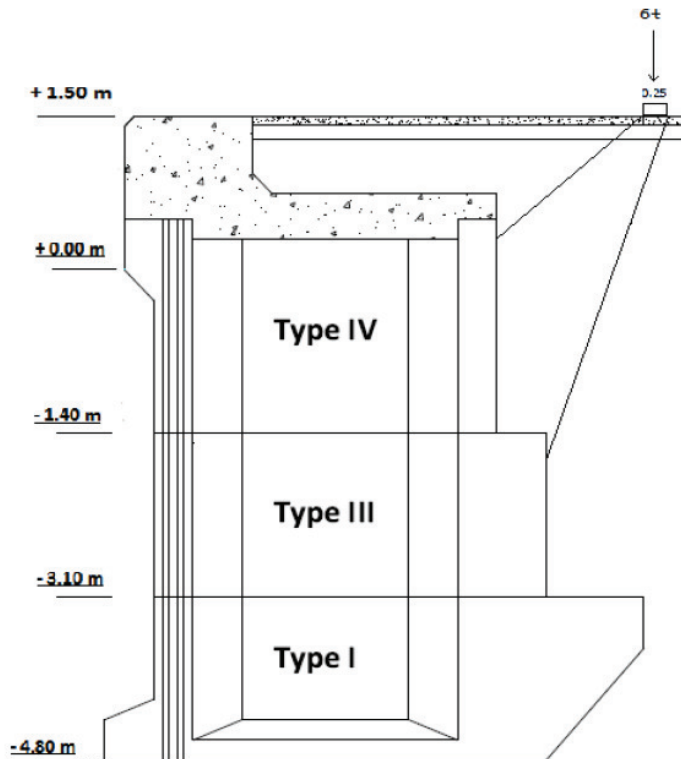


Figure 17 : Diffusion de la charge d'une roue de 6T sur le quai -4.50m

Le schéma suivant montre la façon avec laquelle l'effort d'un essieu, transmis à une roue d'une surface d'impact ($b \times L$), est diffusé sur l'écran vertical du quai. Cette diffusion d'effort est sous forme de poussée répartie triangulairement à partir de chaque roue. La poussée est donnée par l'aire de ce triangle.

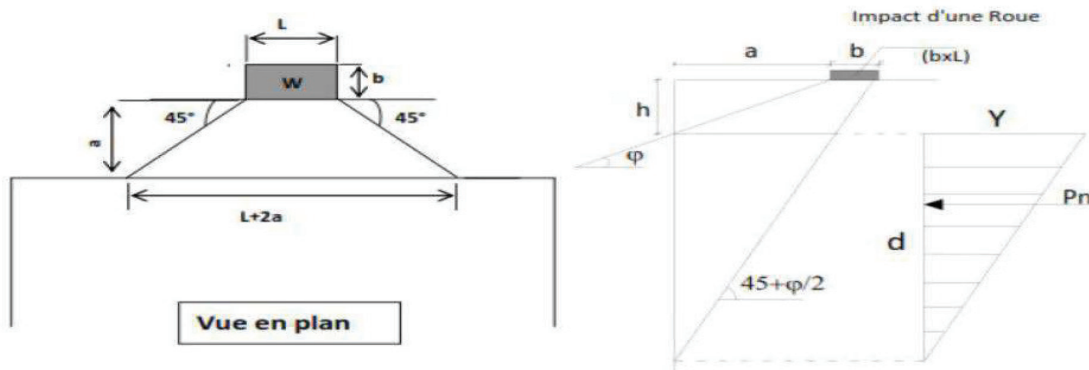


Figure 18 : Schéma de la poussée due aux charges roulantes

$$\tan\varphi = h/a$$

$$h = a \tan\varphi$$

$$d = (a+b) \tan(\pi/4 + \varphi/2) - a \tan\varphi$$

$$p = W/2a + L$$

$$Ph = P \tan(\pi/4 - \varphi/2)$$

$$h = 1.5 \tan 37$$

$$d = (1.5 + 0.25) \tan(45 + 37/2) - 1.5 \tan 37 = 2.4 \text{ m}$$

$$p = 6/2 * 1.5 + 0.25 = 1.85 \text{ t/m}$$

$$Ph = 1.85 \tan(45 - 37/2) = 0.92 \text{ t/m}$$

Nous avons le bras de levier $dv=4.46m$
 $Mr=4.10 \text{ t.m/ml}$

➤ **Poussée hydrostatique de marnage :**

Cette force est occasionnée par la présence de la nappe. Si la mer à un niveau, à quelque distance de l'ouvrage, qui est au moins celui du niveau moyen, il en résulte lorsque le niveau du plan d'eau est inférieur à celui de la nappe, des efforts agissant sur l'ouvrage d'accostage dans le même sens que celui de la poussée des terres.

Bien que le phénomène de la marée soit faible, nous le tiendrons en compte dans nos calculs car en l'absence de précautions, l'ouvrage sera soumis à une poussée vers le bassin du fait de la dénivellation créée entre l'avant et l'arrière du quai : On distingue deux poussées :

- ✓ Poussée hydrostatique triangulaire appliquée sur 30 cm ;
- ✓ Poussée hydrostatique appliquée à partir de la côte 0.00 à -4.80m.
- ✓ Poussée hydrostatique triangulaire appliquée sur 30 cm

Elle se calcule par la formule suivante :

$$P_m = 0.5 \times \sigma \times H$$

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

Avec :

- P_m : poussée hydrostatique du marnage en (t/m).
- σ : contrainte du marnage t/m^2 .
- H : la hauteur sur laquelle s'applique le marnage.
- γ_w : la masse volumique de l'eau.
- e : le marnage.

$$H = 0.30 \text{ m} ; \gamma_w = 1.026 \text{ t/m}^3 ; \sigma = \gamma_w \times e = 1.026 \times 0.3 = 0.308 \text{ t/m}^2$$

$$P_{m1} = 0.5 \times \sigma \times H = 0.5 \times 0.308 \times 0.3 = 0.046 \text{ t/m}$$

- Poussée hydrostatique appliquée à partir de la côte 0.00 à -4.80m.

$$\sigma = \gamma_w \times e = 1.026 \times 0.3 = 0.308 \text{ t/m}^2$$

$$P_{m2} = \sigma \times H = 0.308 \times 4.80 = 1.478 \text{ t/m}$$

• **Les efforts d'amarrage :**

Les amarres sont frappées sur des bollards, bornes ou organeaux fixés sur le quai, auxquels elles imposent des forces qui dépendent :

- ✓ de l'action du vent sur la voilure du navire
- ✓ de l'action des courants sur la carène
- ✓ de l'action de l'agitation du plan d'eau

La force d'amarrage est répartie dans l'ouvrage par la poutre de couronnement sa valeur dans notre projet est égale à :

$$F = 1.7 \text{ t/m}$$

On peut calculer le moment comme suit : $M = F \times (h + 1.5 + 0.3)$ ($h = 4.8m$)

$$M = 1.7 \times (4.8 + 1.5 + 0.3) = 11.22 \text{ t/m}$$

Cas dynamique :

Dans ce cas on prend en considération :

- ✓ La poussée des terres ;
- ✓ La poussée due aux surcharges ;
- ✓ La poussée due à la charge roulante ;
- ✓ La poussée hydrodynamique ;
- ✓ Effort d'amarrage ;
- ✓ L'effort du au séisme.

➤ **Poussée des terres :**

Selon le RPA (1999 Version 2003), la commune de Ouled Boughalem (groupe de communes A), est classée dans la zone II.

Alors selon le RPA on trouve :

$K_h=0.15$: l'accélération sismique horizontale.

$K_v=\pm 0.3K_h$: l'accélération sismique verticale.

La formule utilisée est la suivante :

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

Avec :

✓ $\theta = \arctg[K_h / (1 \pm K_v)]$

✓ $K_h = 0.15$: l'accélération sismique horizontale.

✓ $K_v = \pm 0.3 K_h$: l'accélération sismique verticale.

Dans ce cas la poussée s'applique sur le quai de quatre manières :

- ✓ La poussée des terres appliquée sur un écran vertical à partir de la côte 0.00 m à +1.50 m « sol non immergé » (P1)
- ✓ La poussée des terres appliquée sur un écran vertical à partir de la côte 0.00 m à 3.10m « sol immergé » (P2)
- ✓ La poussée des terres appliquée sur un écran vertical en béton à partir de la côte 3.10m à -3.70 m « sol immergé » (P3)
- ✓ La poussée des terres appliquée sur un écran incliné en béton à partir de la côte 3.70m à -4.80 m « sol immergé » (P4).

- **La poussée des terres appliquée sur un écran vertical à partir de la côte 0.00 m à +1.50 m « sol non immergé » 'P1' :**

On a: $\theta = \arctg[0.15 / (1 - 0.045)] = 8.93^\circ$; $\varphi = 37^\circ$; $\beta = \lambda = 0^\circ$; $\delta = \varphi = 37^\circ$; $H = 1.5$ m.

$$K_{ca1} = \frac{\cos^2(37 - 8.93)}{\cos^2(0) \cos(37 + 8.93) \cos(8.93) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(37 + 37) \sin(37 - 8.93)}{\cos(37 + 8.93) \cos(0 - 0)}} \right]^2} = 0.34$$

$\sigma = 1.18 \times 0.34 \times 1.50 = 0.918 \text{ t/m}^2$

$P1 = 0.5 \times 0.918 \times 1.5 = 0.689 \text{ t/m}$

$Ph1 = P1 \times \cos \delta = 0.689 \times \cos 37 = 0.55 \text{ t/m}$

$Pv1 = P1 \times \sin \delta = 0.689 \times \sin 37 = 0.41 \text{ t/m}$

Les résultats des calculs des poussées sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau 17 Poussées des terres sur le quai (cas dynamique)

Côte	φ	β	λ	Δ	θ	H	Kca	σ	P	Ph	PV
0.0 m à +1.50 m	37°	0°	0°	37°	8.93°	1.50	0.34	0.918	0.689	0.55	0.41
0.0 m	37°	0°	0°	37°	8.93°	3.10	0.34	2.08	3.22	2.57	1.94

à - 3.1												
- 3.10 m à - 3.70 m	37°	0°	0°	24.67	8.93	0.6	0.39	2.34	1.33	1.20	0.55	
- 3.70 m à - 4.80	37°	0°	- 42.27	24.67	8.93	1.10	0.061	1.22	0.67	0.61	0.28	

➤ **b. Poussée due aux surcharges :**

Dans ce cas la poussée s'applique comme suit :

- ✓ La poussée due aux surcharges appliquée sur un écran vertical à partir de la côte +1.50 m à -3.10 (Pq1)
- ✓ La poussée due aux surcharges appliquée sur un écran vertical en béton à partir de la côte -3.10 m à -3.70 m (Pq2)
- ✓ La poussée due aux surcharges appliquée sur un écran incliné en béton à partir de la côte -3.70m à -4.80 m (Pq3)

➤ **Calcul de la poussée Pq1**

On a: $\beta = \lambda = 0^\circ$; $K_{ca} = 0.34$; $H = 4.6$ m.

$$k_q = 0.34 / \cos 0 = 0.34$$

$$\sigma_1 = k_q \times q = 1 * 0.34 = 0.34 \text{ t/m}^2$$

$$P_{q1} = \sigma \times H = 0.34 * 4.60 = 1.564 \text{ t/m.}$$

$$P_{qh1} = P \times \cos(\delta) = 1.564 * \cos(37) = 1.25 \text{ t/m}$$

$$P_{qv1} = P \times \sin(\delta) = 1.564 * \sin(37) = 0.94 \text{ t/m}$$

Les résultats des calculs des autres cas sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau 18 Poussées dues aux surcharges sur le quai (cas dynamique)

Côte	K_{ca}	K_q	H(m)	σ_3 (t/ m ²)	P_q (t/ m)	P_{qh} (t/ m)	P_{qv} (t/ m)
+1.50 m à - 3.10m	0.34	0.34	4.6	0.34	1.564	1.25	0.94
-3.10 m à -3.70 m	0.39	0.39	0.6	0.39	0.234	0.21	0.097
-3.70 m à -4.80	0.061	0.082	1.10	0.082	0.122	0.11	0.051

➤ **Poussée hydrodynamique :**

La poussée hydrodynamique provoqué par le déplacement de l'eau sur un corps en mouvements. Plus la vitesse de déplacement sera grande, plus la résistance à l'avancement sera importante.

$$P_w = 712 \times \gamma_w \times K_h \times H^2$$

Avec :

- ✓ P_w : poussée hydrodynamique.
- ✓ γ_w : masse volumique de l'eau de mer.
- ✓ K_h : Accélération horizontale du séisme $K_h = 0.15 \text{ m/s}^2$.
- ✓ H : hauteur de l'élément immergé.

$$P_w = 712 \times \gamma_w \times K_h \times H^2 = 0.583 \times 1.026 \times 4.80^2 \times 0.15 = 2.07 \text{ t/ml}$$

➤ **Les efforts d'amarrage :**

L'effort d'amarrage est le même dans le cas statique et dynamique.

$$F = 1.70 \text{ /ml.}$$

$$M = 11.22 \text{ t/m}$$

➤ **Force due au séisme :**

$$S_i = P \times K_h$$

Avec :

P : Poids propre du quai par mètre linéaire

$$S_i = 0.15 \times 46.83 = 7.0245 \text{ t/ml}$$

• **Schéma des poussées appliquées sur le quai à -4.50m en cas statique et dynamique :**

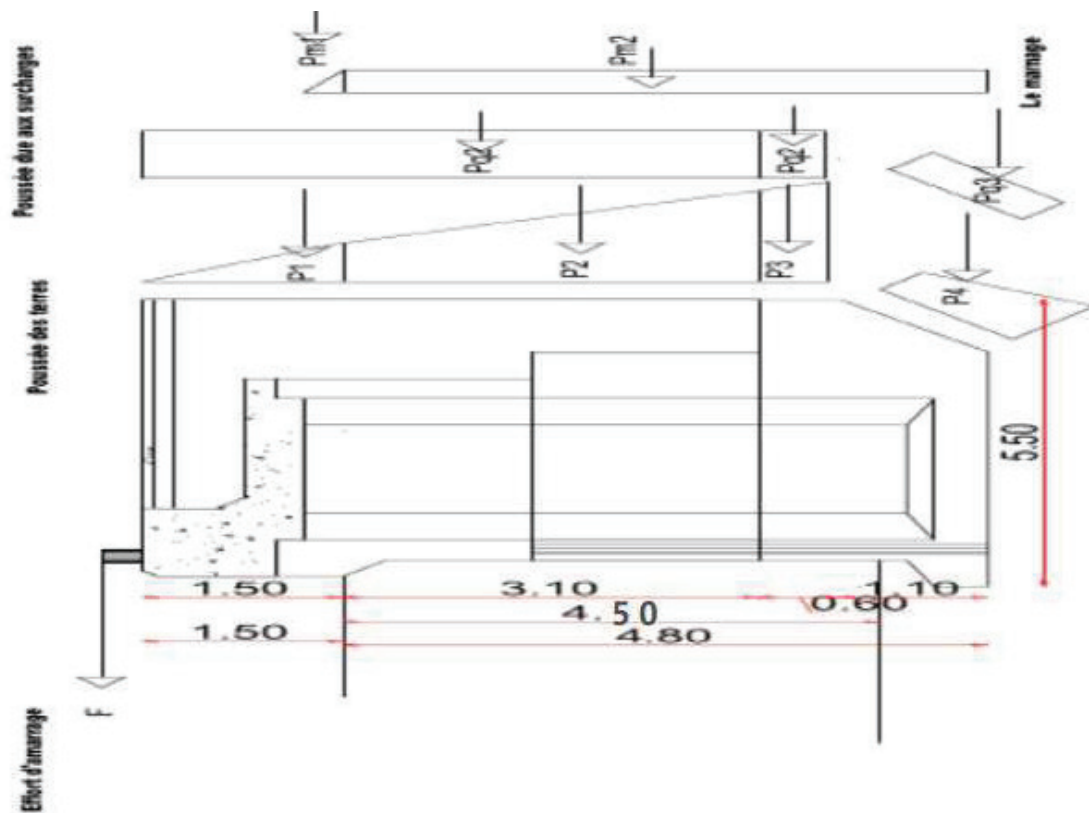


Figure 19 Les poussées appliquées sur le quai à -6m en cas statique et dynamique

ANNEXE 3 :

Détails de calcul de la stabilité partielle du quai -6 m :

Vérification de la stabilité du couronnement avec le bloc type 4 et le sol

➤ **Cas statique :**

➤ **Poussée des terres :**

La poussée se divise comme suit :

- La poussée des terres appliquée sur un écran vertical à partir de la côte +0.8 m à +1.50 m « sol non immergé » P1.
- La poussée des terres appliquée sur un écran vertical en béton à partir de la côte +0.00 m à +0.80 m « sol non immergé » P2.
- La poussée des terres appliquée sur un écran vertical en béton à partir de la côte +0.00 m à -1.40 m « sol immergé » P3.
- Calcul de la poussée P1 :

On a: $\varphi=37^\circ$; $\beta=\lambda=0^\circ$; $\delta=\varphi=37^\circ$; $H=0.7$ m; $Kca=0.233$

$$\sigma = 1.8 \times 0.233 \times 0.7 = 0.294 \text{ t/m}^2$$

$$P1=0.5 \times 0.294 \times 0.7=0.103\text{t/m}$$

$$Ph1=P1 \times \cos\delta=0.103 \times \cos 37=0.082\text{t/m}$$

$$Pv1 =P1 \times \sin\delta=0.103 \times \sin 37=0.062\text{t/m}$$

Les résultats des calculs des poussées sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau 19. Poussées des terres sur le couronnement avec le bloc type 4 et le sol (cas statique)

Côte	φ	β	λ	δ	H	Kc a	σ	P	Ph	Pv
0.8 m a +1.50m	37°	0°	0°	37°	0.7	0.233	0.294	0.103	0.082	0.062
0.0m a +0.8m	37°	0°	0°	37°	0.8	0.225	0.618	0.365	0.332	0.152
0.0 m a - 1.40m	37°	0°	0°	24.67°	1.4	0.225	0.965	1.108	1.007	0.462

• **Poussée due aux surcharges :**

La poussée s'applique sur le quai de deux manières :

- La poussée due aux surcharges appliquées sur un écran vertical à partir de la côte + 0.80 m à 1.50 m.(Pq1)
- La poussée due aux surcharges appliquées sur un écran vertical en béton à partir de la côte + 0.80 m à -1.40 m. (Pq2)

• **Calcul de la poussée Pq1**

On a : $\beta=\lambda=0^\circ$; $Kca=0.233$; $H=0.7$ m.

$$Kq = \frac{0.233}{\cos(0)} = 0.233$$

$$\sigma 1=kq1 \times q=1 * 0.233=0.233\text{t/m}^2$$

$$Pq1 = \sigma \times H = 0.233 \times 0.7 = 0.163 \text{ t/m.}$$

$$Pqh1 = P \times \cos(\delta) = 0.163 \times \cos(37) = 0.130 \text{ t/m} \quad Pqv1 = P \times \sin(\delta) = 0.163 \times \sin(37) = 0.098 \text{ t/m}$$

Les résultats des calculs des autres cas sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau 20. Poussées dues aux surcharges sur le couronnement avec le bloc type 4 et le sol (cas statique)

Côte	Kca	Kq	H(m)	σ (t/m ²)	Pq(t/ m)	Pqh(t/ m)	Pqv(t/ m)
+1.50 m à +0.80m	0.233	0.233	0.70	0.233	0.163	0.130	0.098
+0.80 m à -1.40 m	0.225	0.225	2.20	0.225	0.495	0.450	0.207

Poussée due à la charge roulante :

Effort	Ph (t/ml)	dv (m)	Mr (t.m/ml)
Essieu 6T	1.5	2.73	4.095

• **Poussée hydrostatique de marnage :**

- Poussée hydrostatique triangulaire appliquée sur 30 cm.
- Poussée hydrodynamique appliquée à partir de la côte 0.00 à -1.40 m

• **Poussée hydrostatique triangulaire appliquée sur 30 cm 'Pm1' :**

On a : $H = 0.30 \text{ m}$, $e = 0.30 \text{ m}$, $\gamma_w = 1.026 \text{ t/m}^3$.

$$\sigma = \gamma_w \times e = 1.026 \times 0.3 = 0.308 \text{ t/m}^2$$

$$Pm1 = \frac{1}{2} \sigma \times H = 0.5 \times 0.308 \times 0.3 = 0.046 \text{ t/m}^2$$

• **Poussée hydrostatique triangulaire appliquée à partir de la côte 0.00 à - 1.40 m 'Pm2' :**

On a : $H = 3.10 \text{ m}$, $e = 0.30 \text{ m}$, $\gamma_w = 1.026 \text{ t/m}^3$.

$$\sigma = \gamma_w \times e = 1.026 \times 0.3 = 0.308 \text{ t/m}^2$$

$$Pm2 = \sigma \times H = 0.308 \times 1.4 = 0.43 \text{ t/m}^2$$

• **Effort d'amarrage :**

On a $F = 1.7 \text{ t/ml}$.

$$M = 1.70 \times (1.4 + 1.50 + 0.30) = 5.44 \text{ t.m}$$

• **Cas dynamique**

• **Poussée des terres :**

La poussée se divise comme suit :

- La poussée des terres appliquée sur un écran vertical à partir de la côte +0.8 m à +1.50 m « sol non immergé » P1.
- La poussée des terres appliquée sur un écran vertical en béton à partir de la côte +0.00 m à +0.80 m « sol non immergé » P2.
- La poussée des terres appliquée sur un écran vertical en béton à partir de la côte +0.00 m à -1.40 m « sol immergé » P3.

- Calcul de la poussée P1 :
 On a : $\varphi=37^\circ$; $\beta=\lambda=0^\circ$; $\delta=\varphi=37^\circ$; $H=0.7$ m ; $K_a=0.47$
 $\sigma = 1.8 \times 0.47 \times 0.7 = 0.592$ t/m²
 $P1=0.5 \times 0.592 \times 0.7=0.207$ t/m
 $Ph1=P1 \times \cos\delta=0.207 \times \cos37=0.165$ t/m
 $Pv1 =P1 \times \sin\delta=0.207 \times \sin37=0.125$ t/m
 Les résultats des calculs des poussées sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau 21. Poussées des terres sur le couronnement avec le bloc type 4 et le sol (cas dynamique)

Côte	φ	β	λ	δ	H	K_c a	σ	P	Ph	Pv
0.8 m a +1.50m	37°	0°	0°	37°	0.7	0.47	0.592	0.207	0.165	0.125
0.0m a +0.8m	37°	0°	0°	24.67°	0.8	0.42	1.197	0.716	0.651	0.299

- Poussée due aux surcharges :
 La poussée s'applique sur le quai de deux manières :
 - La poussée due aux surcharges appliquées sur un écran vertical à partir de la côte + 0.80 m à 1.50 m.(Pq1)
 - La poussée due aux surcharges appliquées sur un écran vertical en béton à partir de la côte + 0.80 m à -1.40 m.(Pq2)

- Calcul de la poussée Pq1
 On a : $\beta=\lambda=0^\circ$; $K_{ca}=0.47$; $H=0.7$ m.

$$K_q = \frac{0.47}{\cos(0)} = 0.47$$

$$\sigma_1 = k_q \times q = 1 \times 0.47 = 0.47 \text{ t/m}^2$$

$$P_{q1} = \sigma \times H = 0.47 \times 0.7 = 0.329 \text{ t/m.}$$

$$P_{qh1} = P \times \cos(\delta) = 0.329 \times \cos(37) = 0.263 \text{ t/m}$$

$$P_{qv1} = P \times \sin(\delta) = 0.329 \times \sin(37) = 0.198 \text{ t/m}$$

Les résultats des calculs des autres cas sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau 22. Poussées dues aux surcharges sur le couronnement avec le bloc type 4 et le sol (cas dynamique)

Côte	K_{ca}	K_q	H(m)	σ (t/m ²)	Pq(t/ m)	Pqh(t/ m)	Pqv(t/ m)
+1.50 m à +0.80m	0.47	0.47	0.70	0.47	0.329	0.263	0.198
+0.80 m a - 1.40 m	0.42	0.42	2.20	0.42	0.924	0.840	0.386

- **Poussée hydrodynamique :**

$$P_w = \frac{7}{12} \times \gamma_w \times K_h \times H^2 = 0.583 \times 1.026 \times 0.15 \times 1.4^2 = 0.175 \text{ t/ml}$$

- **Effort d'amarrage :**

On a : $F = 1.70 \text{ t/ml}$

$$M = 1.70 \times (1.4 + 1.50 + 0.30) = 5,44 \text{ t.m}$$

- **Effort du séisme :**

$$SI = P \times K_h = 18.86 \times 0.15 = 2.829 \text{ t/ml}$$

- **Vérification de la stabilité du couronnement avec le bloc type 4 plus le bloc type 3 et le sol :**

Cas statique :

Poussée des terres :

On a trois (03) cas à considérer :

- La poussée des terres appliquée sur un écran vertical à partir de la côte 0.00 m à +1.50 m (sol non immergé) 'P1'.
- La poussée des terres appliquée sur un écran vertical à partir de la côte 0.00 m à -1.40 m (sol immergé) 'P2'.
- La poussée des terres appliquée sur un écran vertical en béton à partir de la côte -1.40 m à -3.10 m (sol immergé) 'P3'.

- **La poussée des terres appliquée sur un écran vertical à partir de la côte 0.00 m à +1.50 m « sol non immergé » 'P1'.**

On a : $\varphi=37^\circ$; $\beta=\lambda=0^\circ$; $\delta=\varphi=37^\circ$; $H=1.5 \text{ m}$; $K_a=0.233$

$$\sigma_1 = 1.8 \times 0.233 \times 1.5 = 0.629 \text{ t/m}^2$$

$$P_1 = 0.5 \times 0.629 \times 1.5 = 0.472 \text{ t/m}$$

$$Ph_1 = P_1 \times \cos\delta = 0.472 \times \cos 37 = 0.377 \text{ t/m}$$

$$Pv_1 = P_1 \times \sin\delta = 0.472 \times \sin 37 = 0.284 \text{ t/m}$$

- **La poussée des terres appliquée sur un écran vertical à partir de la côte +0.00 m à -1.40 m « sol non immergé » 'P2**

On a : $\varphi=37^\circ$; $\beta=\lambda=0^\circ$; $\delta=\varphi=37^\circ$; $H=1.4 \text{ m}$; $K_a=0.233$

$$\sigma_2 = \sigma_1 + 1.1 \times 0.233 \times 1.4 = 0.988 \text{ t/m}^2$$

$$P_2 = 0.5 \times (0.629 + 0.988) \times 1.4 = 1.132 \text{ t/m}$$

$$Ph_2 = P_2 \times \cos\delta = 1.132 \times \cos 37 = 0.904 \text{ t/m}$$

$$Pv_2 = P_2 \times \sin\delta = 1.132 \times \sin 37 = 0.681 \text{ t/m}$$

- **La poussée des terres appliquée sur un écran vertical à partir de la côte -1.40 m à -3.10 m (sol immergé) 'P3'.**

On a : $\varphi=37^\circ$; $\beta=\lambda=0^\circ$; $\delta = \frac{2}{3}\varphi = 24.67^\circ$; $H=1.7 \text{ m}$; $K_a=0.225$

$$\sigma_3 = \sigma_2 + 1.1 \times 0.225 \times 1.7 = 1.409 \text{ t/m}^2$$

$$P_3 = 0.5 \times (1.409 + 0.988) \times 1.7 = 2.037 \text{ t/m}$$

$$Ph_3 = P_3 \times \cos\delta = 2.037 \times \cos 37 = 1.851 \text{ t/m}$$

$$Pv_3 = P_3 \times \sin\delta = 2.037 \times \sin 37 = 0.850 \text{ t/m}$$

Tableau 23 Poussées des terres sur le couronnement, le bloc type 4 plus le bloc type 3 et le sol(cas statique)

Côte	φ	β	λ	δ	H	Kc a	σ (t/m ²)	P	Ph	Pv
0.8 m a +1.50m	37°	0°	0°	37°	1.50	0.233	0.629	0.472	0.377	0.284
0.0m a +0.8m	37°	0°	0°	37°	1.40	0.233	0.988	1.132	0.904	0.681
0.0 m a - 1.40m	37°	0°	0°	24.67°	1.70	0.225	1.409	2.037	1.851	0.850

Poussée due aux surcharges :

- La poussée s'applique sur le quai de deux manières :
 - La poussée due aux surcharges appliquées sur un écran vertical en béton à partir de la côte + 1.50 m à - 1.40m 'Pq1' ;
 - La poussée due aux surcharges appliquées sur un écran vertical en béton à partir de la côte -1.40 m à - 3.10 m 'Pq2'.

- La poussée due aux surcharges appliquées sur un écran vertical en béton à partir

de la cote + 1.50 m à -1.40 m 'Pq1' :

$$\text{On a : } \varphi=37^\circ ; \beta=\lambda=0^\circ ; \delta=\frac{2}{3}\varphi=24.67^\circ ; H=1.7 \text{ m ; } K_a=0.225 \quad K_{q1}=\frac{0.225}{\cos(\theta)}=0.233$$

$$\sigma_1 = q \times K_a = 1 \times 0.233 = 0.233 \text{ t/m}^2$$

$$P_{q1}=0.233 \times 2.90 = 0.676 \text{ t/m}$$

$$P_{h1}=P_{q1} \times \cos\delta = 0.676 \times \cos 37 = 0.540 \text{ t/m}$$

$$P_{v1} = P_{q1} \times \sin\delta = 0.676 \times \sin 37 = 0.407 \text{ t/m}$$

- La poussée due aux surcharges appliquées sur un écran vertical en béton à partir de la cote -1.40 m à - 3.10 m 'Pq2' :

$$\text{On a : } \varphi=37^\circ ; \beta=\lambda=0^\circ ; \delta=\varphi=37^\circ ; H=2.9 \text{ m ; } K_a=0.233 \quad K_{q2}=\frac{0.233}{\cos(\theta)}=0.233$$

$$\sigma_2 = q \times K_a = 1 \times 0.225 = 0.225 \text{ t/m}^2$$

$$P_{q2}=0.225 \times 1.70 = 0.383 \text{ t/m}$$

$$P_{h2}=P_{q2} \times \cos\delta = 0.383 \times \cos 37 = 0.348 \text{ t/m}$$

$$P_{v2} = P_{q2} \times \sin\delta = 0.383 \times \sin 37 = 0.160 \text{ t/m}$$

Tableau 24 Poussées dues aux surcharges sur le couronnement, le bloc type 4 plus le bloc type 3 et le sol (cas statique)

Côte	Kca	Kq	H(m)	\square (t/m ²)	Pq(t/m)	Pqh(t/m)	Pqv(t/m)
+1.50 m à -1.40m	0.233	0.233	2.90	0.233	0.676	0.540	0.407
-1.40 m à -3.10 m	0.225	0.225	1.70	0.225	0.383	0.348	0.160

• **Poussée due à la charge roulante :**

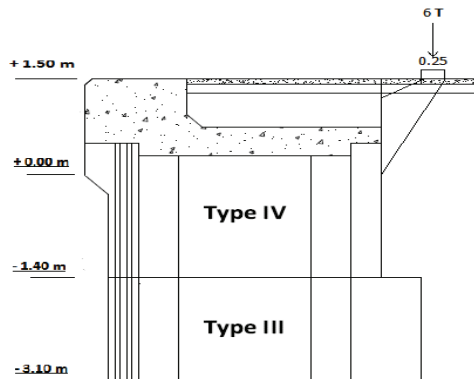


Tableau 25 Poussée due à la charge roulante sur le couronnement, le bloc type 4 plus le bloc type 3 et le sol

Effort	Ph (t/ml)	dv (m)	Mr (t.m/ml)
Essieu 6T	0.90	3.85	3.465

• **Poussée hydrostatique de marnage :**

- Poussée hydrostatique triangulaire appliquée sur 30 cm 'Pm1';
- Poussée hydrodynamique appliquée à partir de la côte 0.00 à -3.10 m 'Pm2'.

• **Poussée hydrostatique triangulaire appliquée sur 30 cm 'Pm1' :**

On a : $H = 0.30$ m, $e = 0.30$ m, $\gamma_w = 1.026$ t/m³.

$$\sigma = \gamma_w \times e = 1.026 \times 0.3 = 0.308 \text{ t/m}^2$$

$$Pm1 = \frac{1}{2} \sigma \times H = 0.5 \times 0.308 \times 0.3 = 0.046 \text{ t/m}^2$$

• **Poussée hydrostatique triangulaire appliquée à partir de la côte 0.00 à -3.10 m 'Pm2' :**

On a : $H = 1.40$ m, $e = 0.30$ m, $\gamma_w = 1.026$ t/m³.

$$\sigma = \gamma_w \times e = 1.026 \times 0.3 = 0.308 \text{ t/m}^2$$

$$Pm2 = \sigma \times H = 0.308 \times 3.10 = 0.955 \text{ t/m}^2$$

• **Effort d'amarrage :**

On a $F = 1.7$ t/ml.

$$M = 1.70 \times (3.1 + 1.50 + 0.30) = 8.33 \text{ t.m}$$

• **Cas dynamique :**

a. Poussée des terres :

On a trois (03) cas à considérer :

- La poussée des terres appliquée sur un écran vertical à partir de la côte 0.00 m à +1.50 m « sol immergé » 'P1'.
- La poussée des terres appliquée sur un écran vertical à partir de la côte +0.00 m à -1.40 m « sol immergé » 'P2'.
- La poussée des terres appliquée sur un écran vertical en béton à partir de la côte -1.40 m à -3.10 m « sol immergé » 'P3'.

- **La poussée des terres appliquée sur un écran vertical à partir de la côte 0.0m à +1.50 m « sol non immergé » 'P1' :**

On a : $\varphi=37^\circ$; $\beta= \lambda=0^\circ$; $\delta =\varphi =37^\circ$; $H=1.5$ m ; $K_a=0.47$
 $\sigma_1 = q \times K_a \times H = 1.8 \times 0.233 \times 1.5 = 1.269$ t/m²
 $P_1=0.5 \times 1.269 = 0.952$ t/m
 $Ph_1=P_1 \times \cos\delta=0.952 \times \cos 37=0.760$ t/m
 $Pv_1 =P_1 \times \sin\delta=0.952 \times \sin 37=0.573$ t/m

- **La poussée des terres appliquée sur un écran vertical à partir de la côte 0.00 m à -1.40 m « sol immergé » 'P2':**

On a : $\varphi=37^\circ$; $\beta= \lambda=0^\circ$; $\delta =\varphi =37^\circ$; $H=1.4$ m ; $K_a=0.47$
 $\sigma_2 = \sigma_1 + 1.1 \times K_a \times H = 1.269 + 1.1 \times 0.47 \times 1.4 = 1.933$ t/m²
 $P_2=0.5 \times (1.269+1.933) \times 1.4 = 2.283$ t/m
 $Ph_2=P_2 \times \cos\delta=2.283 \times \cos 37=1.823$ t/m
 $Pv_2 =P_2 \times \sin\delta=2.283 \times \sin 37=1.374$ t/m

- **La poussée des terres appliquée sur un écran vertical en béton à partir de la côte -1.40 m à - 3.10 m « sol immergé » 'P3':**

On a : $\varphi=37^\circ$; $\beta= \lambda=0^\circ$; $\delta =\frac{2}{3}\varphi =24.67^\circ$; $H=1.7$ m ; $K_a=0.42$
 $\sigma_3 = \sigma_2 + 1.1 \times K_a \times H = 1.269 + 1.1 \times 0.42 \times 1.7 = 2.778$ t/m²
 $P_3=0.5 \times (2.778+1.933) \times 1.7 = 4.055$ t/m
 $Ph_3=P_3 \times \cos\delta=4.055 \times \cos 37=3.685$ t/m
 $Pv_3 =P_3 \times \sin\delta=4.055 \times \sin 37=1.693$ t/m

Tableau 26 Poussées des terres sur le couronnement, le bloc type 4 plus le bloc type 3 et le sol (cas dynamique)

Côte	φ	β	λ	δ	H	K_c a	σ (t/m ²)	P	Ph	Pv
0.0 m a +1.50m	37°	0°	0°	37°	1.50	0.47	1.269	0.952	0.760	0.573
0.0m a -1.4m	37°	0°	0°	37°	1.40	0.47	1.993	2.283	1.823	1.374
- 1.4m a -3.10m	37°	0°	0°	24.67°	1.70	0.42	2.778	4.055	3.685	1.693

- **Poussée due aux surcharges :**

On a 2 cas de poussée :

- La poussée due aux surcharges appliquées sur un écran vertical à partir de la côte + 1.50 m à -1.40 m 'Pq1' ;

- La poussée due aux surcharges appliquées sur un écran vertical en béton à partir de la côte -1.40 m à - 3.10 m 'Pq2'.

- **La poussée due aux surcharges appliquées sur un écran vertical à partir de la côte + 1.50 m à -1.40 m 'Pq1' :**

On a : $\varphi=37^\circ$; $\beta=\lambda=0^\circ$; $\delta=\varphi=37^\circ$; $H=2.9$ m ; $Ka=0.47$

$$\sigma_1 = q \times Ka = 1 \times 0.47 = 0.47 \text{ t/m}^2$$

$$P_1=0.47 \times 2.9 = 1.363 \text{ t/m}$$

$$Ph_1=P_1 \times \cos\delta=1.363 \times \cos 37=1.088 \text{ t/m}$$

$$Pv_1 =P_1 \times \sin\delta=1.363 \times \sin 37= 0.820 \text{ t/m}$$

- La poussée due aux surcharges appliquées sur un écran vertical en béton à partir de la côte -1.40 m à - 3.10 m 'Pq2' :

On a : $\varphi=37^\circ$; $\beta=\lambda=0^\circ$; $H=1.7$ m ; $Ka=0.42$

$$\sigma_2 = q \times Ka = 1 \times 0.42 = 0.42 \text{ t/m}^2$$

$$P_2= \sigma_2 \times H = 0.42 \times 1.7 = 0.714 \text{ t/m}$$

$$Ph_2=P_2 \times \cos\delta=0.714 \times \cos 37=0.648 \text{ t/m}$$

$$Pv_2 =P_2 \times \sin\delta=0.714 \times \sin 37= 0.298 \text{ t/m}$$

Tableau 27 Poussées dues aux surcharges sur le couronnement, le bloc type 4 plus le bloc type 3 et le sol (cas dynamique)

Côte	Kca	Kq	H(m)	\square (t/m ²)	Pq(t/m)	Pqh(t/m)	Pqv(t/m)
+1.50 m à -1.40m	0.47	0.47	2.9	0.47	1.363	1.088	0.820
-1.40 m à -3.10 m	0.42	0.42	1.7	0.42	0.714	0.648	0.298

- **Poussée hydrodynamique :**

$$Pw = \frac{7}{12} \times \gamma_w \times Kh \times H^2 = 0.583 \times 1.026 \times 0.15 \times 3.1^2 = 0.862 \text{ t/ml}$$

- **Effort d'amarrage :**

On a : $F = 1.70$ t/ml

$$M = 1.70 \times (3.1 + 1.50 + 0.30) = 5,44 \text{ t.m}$$

- **Effort du séisme :**

$$SI = P \times Kh = 18.86 \times 0.15 = 2.829 \text{ t/ml}$$

ANNEXE 4 :
Caractéristiques géométriques

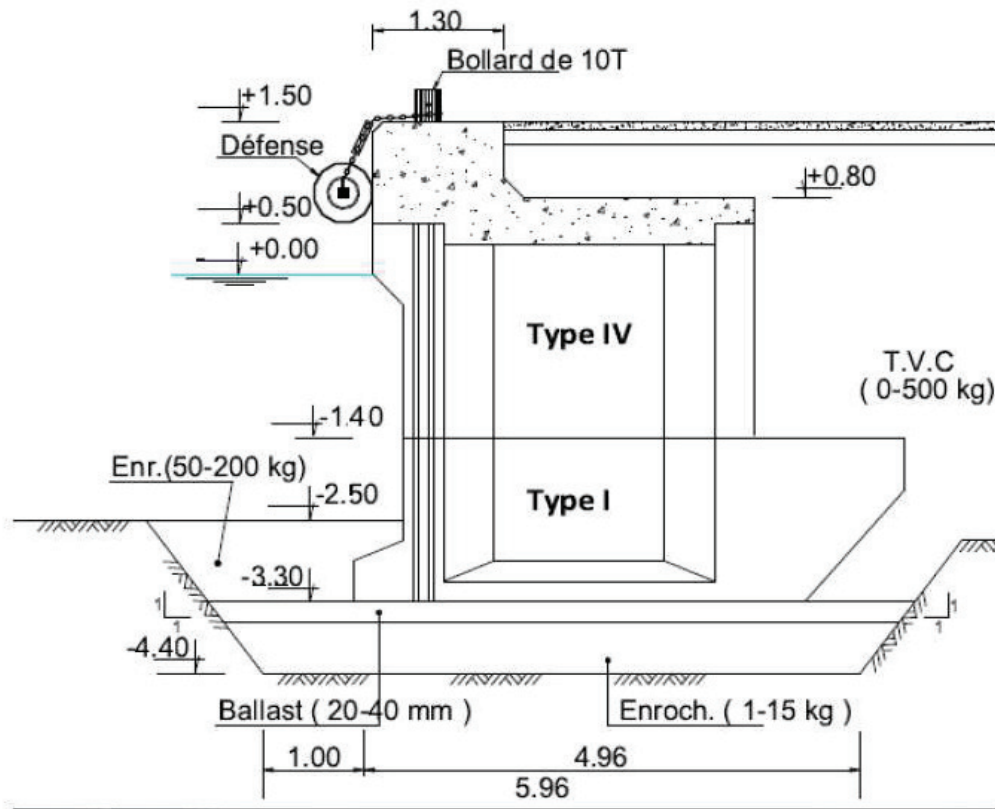


Figure 20 Schéma du quai en bloc à -2.50m

• **Caractéristiques géométriques des blocs**

Détermination des caractéristiques de chaque bloc :

Comme les blocs sont de forme géométrique complexe, pour simplifier les calculs on les décompose en formes géométriques usuelles (triangle, carré, rectangle...).

✓ **Bloc type 1 :**

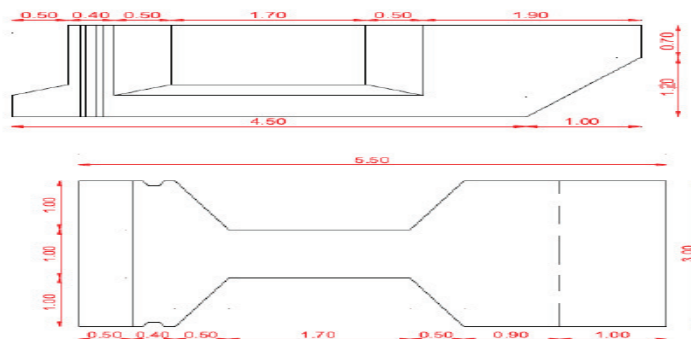


Figure 21 Schéma d'un bloc type 1

Tableau 28 Valeurs des caractéristiques géométriques du bloc type I

Elément	Volume (m ³)	poids (T)	dV (m)	MV (T.m)	dH (m)	MH (T.m)
A1	$5,5 \times 1,9 \times 3 = 31,55$	43.89	0.95	41.70	2.75	120.70
A2	$- 1,2 \times 0,5 \times 3 = -1,8$	-2.52	1.30	-3.28	0.25	-0.63
A3	$- (0,5 \times 0,2/2) \times 3 = -0,15$	-0.21	0.63	-0.88	0.17	-0.035
A4	$- (1,2 \times 1/2) \times 3 = -1,8$	-2.52	0.47	-1.18	5.17	-13.03
A5	$- 2 \times ((1,7+2,7)/2) \times 1 \times 1,2 = -5,28$	-7.39	1.30	-9.61	2.25	-16.63
Totale	22.32	31.25	0.86	26.75	2.89	90.38

❖ **Bloc type 4 :**

Le schéma suivant montre la géométrie du bloc type 4 :

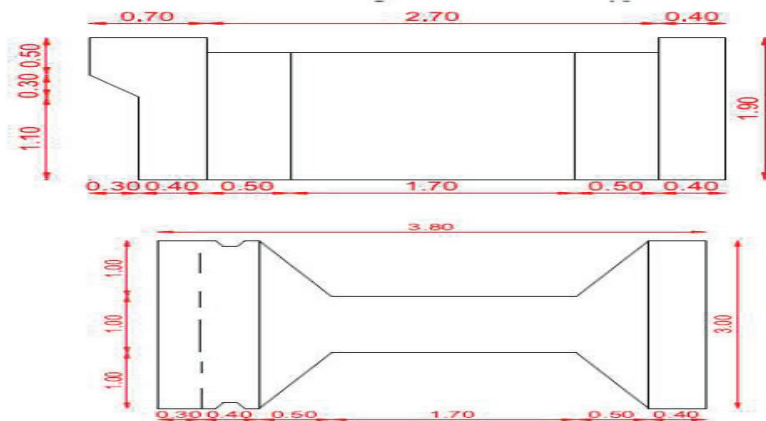


Figure 22 géométries d'un bloc type IV

Tableau 29 Valeurs des caractéristiques géométriques du bloc type IV

Elément	Volume (m ³)	poids (T)	dV (m)	MV (T.m)	dH (m)	MH (T.m)
A1	$3,8 \times 1,4 \times 3 = 15,96$	22.35	2.60	58.11	2.10	46.94
A2	$- ((0,3 \times 0,3)/2) \times 3 = -0,135$	-0.189	3.10	-0.59	0.3	-0.057
A3	$- 1,1 \times 0,3 \times 3 = -0,99$	-1.39	2.45	-1.06	0.35	-0.49
A4	$2 \times - ((1,7+2,7)/2) \times 1 \times 1,4 = -6,16$	-8.62	2.60	-22.41	2.25	-19.40
A5	$3,80 \times 0,50 \times 3 = 5,70$	13.68	3.55	48.56	2.10	28.73
A6	$- 0,2 \times 2,70 \times 3 = -1,62$	-3.89	3.70	-14.39	2.25	-8.75
A7	$- 2 \times ((1,7+2,7)/2) \times 1 \times 0,3 = -1,32$	-3.17	3.45	-10.94	2.25	-7.13
Totale	11.44	18.77	3.05	57.28	2.12	39.84

Détermination des caractéristiques géométrique de la poutre de couronnement :

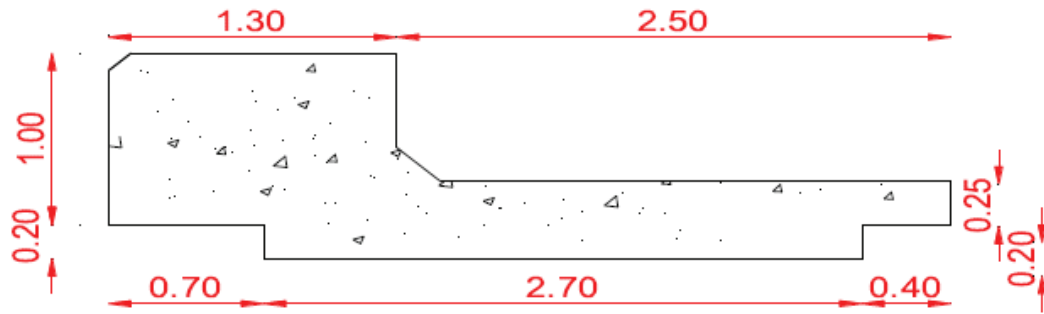


Figure 23 la poutre décomposée en sections

Tableau 30 Valeurs des caractéristiques géométriques du couronnement

Elément	Volume (m ³)	poids (T)	dV (m)	MV (T.m)	dH (m)	MH (T.m)
Stot	$1.2 \times 3.8 \times 3 = 13.68$	34.20	4.20	143.64	2.10	71.82
S1	$-0.2 \times 0.7 \times 3 = -0.42$	-1.05	3.70	-3.88	0.55	-0.58
S2	$-0.2 \times 0.4 \times 3 = -0.24$	-0.6	3.70	-2.22	3.80	-2.28
S3	$-0.75 \times 2.5 \times 3 = -5.63$	-14.06	4.45	-62.57	2.75	-38.67
S4	$0.2 \times 0.2 \times 0.5 \times 3 = 0.06$	0.15	4.07	0.61	1.57	0.24
Totale	7.45	18.64	4.05	75.58	1.64	30.53

Détermination du poids des remblais dans les évidements :

On distingue deux types d'évidements :

- Evidement 1 entre deux blocs de type 1 ;
- Evidement 2 entre deux blocs de type 4.

Pour cette phase, on déterminera le poids du remblai, les bras de levier verticaux et horizontaux et les moments qui leurs correspondent.

Pour l'évidement 2, on distingue deux états du sol : immergé et non immergé. On notera :

- L'évidement avec sol immergé par 2a ;
- L'évidement avec sol non immergé par 2b.

Tableau 31 Valeurs des caractéristiques géométriques des évidements

Evidements	Formule	Volume (m ³)	Poids (T)	dv (m)	Mv (T.m)	dH (m)	MH (T.m)
Evidement 1	$2(((1.7+2.7)/2) \times 1) \times 1.2$	5.28	5.81	1.30	7.55	2.25	13.07
Evidement 2a	$2(((1.7+2.7)/2) \times 1) \times 1.4$	6.16	6.78	2.60	17.63	2.25	15.26
Evidement 2b	$2(((1.7+2.7)/2) \times 1) \times 0.3$	1.32	2.38	3.45	8.21	2.25	5.36
Total	/	12.76	14.97	2.23	33.39	2.25	33.69

Détermination du poids de remblai au-dessus du bloc type 1 et 3 et au-dessus du couronnement :

a. Au-dessus du bloc type 1 :

Tableau 32 Valeurs des caractéristiques géométriques du remblai au-dessus du bloc type 1

Evidements	Formule	Volume (m^3)	Poids (T)	dv (m)	Mv (T.m)	dH (m)	MH (T.m)
Sol immergé	3x1x1,4	4.20	4.62	2.40	11.09	5.00	23.10
Sol non immergé	1.5x1x3	4.50	8.10	3.85	31.19	5.00	40.50
Total	/	8.70	12.72	3.32	42.28	5.00	63.60

d. Au-dessus du couronnement :

Tableau 33 Valeurs des caractéristiques géométriques du remblai au-dessus du couronnement

Evidements	Formule	Volume (m^3)	Poids (T)	dv (m)	Mv (T.m)	dH (m)	MH (T.m)
Sol immergé	0.75x2.5x3	5.63	10.13	4.23	42.85	2.75	23.10
Sol non immergé	- 0.2x0.2x0.5x3	-0.06	-0.11	4.12	-0.45	1.57	-0.17
Total	/	5.57	10.02	4.23	42.40	2.29	22.93

ANNEXE 5

Détails de calcul de la stabilité globale du quai -4 m

Cas statique :

➤ Poussée des terres

La poussée se divise comme suit :

- ✓ La poussée des terres appliquée sur un écran vertical à partir de la côte 0.00 m à +1.50 m « sol non immergé » (P1)
- ✓ La poussée des terres appliquée sur un écran vertical à partir de la côte 0.00 m à -1.40m « sol immergé »
- ✓ La poussée des terres appliquée sur un écran vertical en béton à partir de la côte -1.40 m à -2.10 m « sol immergé »
- ✓ La poussée des terres appliquée sur un écran incliné en béton à partir de la côte -2.10m à -3.30 m « sol immergé »
- **La poussée des terres appliquée sur un écran vertical à partir de la côte 0.00 m à +1.50 m « sol non immergé » 'P1' :**

On a : $\varphi=37^\circ$; $\beta=\lambda=0^\circ$; $\delta=\varphi=37^\circ$; $H=1.5$ m.

$$Kca1 = \frac{\cos^2(37-0)}{\cos 20 \cos 37+0 \left[1 + \sqrt{\frac{\sin 37+37 \sin 37-0}{\cos 37+0 \cos 0-0}}\right]^2} = 0.233$$

$$\sigma = 1.18 \times 0.233 \times 1.50 = 0.629 \text{ t/m}^2$$

$$P1 = 0.5 \times 0.629 \times 1.5 = 0.472 \text{ t/m}$$

$$Ph1 = P1 \times \cos \delta = 0.472 \times \cos 37 = 0.377 \text{ t/m}$$

$$Pv1 = P1 \times \sin \delta = 0.472 \times \sin 37 = 0.284 \text{ t/m}$$

Les résultats des calculs des poussées sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau 34 Poussées des terres sur le quai (cas statique)

Côt e	φ	β	λ	δ	H	Kca	σ	P	Ph	PV
0.0 m à +1.50 m	37°	0.00°	0.00°	37°	1.50	0.233	0.625	0.472	0.377	0.284
0.0 m à - 1.40m	37°	0.00°	0.00°	37°	1.40	0.233	0.988	1.132	0.904	0.681
- 1.40 m à -2.10 m	37°	0.00°	0.00°	24.67	0.70	0.225	1.161	0.752	0.683	0.314
2.10 m à 3.30 m	37°	0.00°	- 42.27°	24.67	1.20	0.027	0.398	0.239	0.217	0.1

➤ **Poussée due aux surcharges :**

Dans ce cas la poussée s'applique comme suit :

- ✓ La poussée due aux surcharges appliquée sur un écran vertical à partir de la côte +1.50 m à -1.40 (Pq1)
- ✓ La poussée due aux surcharges appliquée sur un écran vertical en béton à partir de la côte 1.40 m à -2.10 m (Pq2)
- ✓ La poussée due aux surcharges appliquée sur un écran incliné en béton à partir de la côte 2.10m à -3.30 m (Pq3)

• **Calcul de la poussée Pq1**

On a : $\beta = \lambda = 0^\circ$; $K_{ca} = 0.233$; $H = 2.90$ m. $k_q = 0.233$; $\cos 0 = 0.233$

$$\sigma_1 = k_q \times q = 1 * 0.233 = 0.233 \text{ t/m}^2$$

$$P_{q1} = \sigma \times H = 0.233 * 2.90 = 0.676 \text{ t/m.}$$

$$P_{qh1} = P \times \cos(\delta) = 0.676 * \cos(37) = 0.54 \text{ t/m} ; P_{qv1} = P \times \sin(\delta) = 0.676 * \sin(37) = 0.407 \text{ t/m}$$

Les résultats des calculs des autres cas sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau 35 Poussées dues aux surcharges sur le quai (cas statique)

Côte	Kca	Kq	H(m)	σ_3 (t/m ²)	Pq(t/m)	Pqh(t/m)	Pqv(t/m)
+1.50 m à -1.40m	0.233	0.233	2.90	0.233	0.676	0.54	0.407
-1.40 m à -2.10 m	0.225	0.225	0.70	0.225	0.158	0.144	0.066
-2.10 m à -3.30 m	0.027	0.035	1.20	0.035	0.055	0.05	0.023

Poussée hydrostatique de marnage :

On distingue deux poussées :

- ✓ Poussée hydrostatique triangulaire appliquée sur 30 cm 'Pm1' ;
- ✓ Poussée hydrostatique appliquée à partir de la côte 0.00 à -3.30m 'Pm2'.
- ✓

$$H = 0.30 \text{ m} ; \gamma_w = 1.026 \text{ t/m}^3 ; \sigma = \gamma_w \times e = 1.026 \times 0.3 = 0.308 \text{ t/m}^2$$

$$P_{m1} = 0.5 \times \sigma \times H = 0.5 \times 0.308 \times 0.3 = 0.046 \text{ t/m.}$$

- Poussée hydrostatique appliquée à partir de la côte 0.00 à -3.30m.

$$\sigma = \gamma_w \times e = 1.026 \times 0.3 = 0.308 \text{ t/m}^2$$

$$P_{m2} = \sigma \times H = 0.308 \times 3.30 = 1.016 \text{ t/m}$$

• **Les efforts d'amarrage :**

La force d'amarrage est répartie dans l'ouvrage par la poutre de couronnement sa valeur dans notre projet est égale a :

$$F = 1.7 \text{ t/tm}$$

On peut calculer le moment comme suit : $M = F \times (h + 1.5 + 0.3)$ ($h = 4.8$ m)

$$M = 1.7 \times (3.30 + 1.5 + 0.3) = 8.67 \text{ t/m}$$

Cas dynamique :

➤ **Poussée des terres :**

- **La poussée des terres appliquée sur un écran vertical à partir de la côte 0.00 m à +1.50 m « sol non immergé » 'P1' :**

On a : $\theta = \arctg[0.15/(1-0.045)] = 8.93^\circ$; $\varphi = 37^\circ$; $\beta = \lambda = 0^\circ$; $\delta = \varphi = 37^\circ$; $H = 1.5$ m.

$$Kca1 = \frac{\cos^2(37-8.93)}{\cos^2(0)\cos(37+8.93)\cos(8.93) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(37+37)\sin(37-8.93)}{\cos(37+8.93)\cos(0-0)}} \right]^2} = 0.34$$

$$\sigma = 1.18 \times 0.34 \times 1.50 = 0.918 \text{ t/m}^2$$

$$P1 = 0.5 \times 0.918 \times 1.5 = 0.689 \text{ t/m}$$

$$Ph1 = P1 \times \cos\delta = 0.689 \times \cos 37 = 0.55 \text{ t/m}$$

$$Pv1 = P1 \times \sin\delta = 0.689 \times \sin 37 = 0.41 \text{ t/m}$$

Les résultats des calculs des poussées sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau 36 Poussées des terres sur le quai (cas dynamique)

Côte	φ	β	λ	Δ	θ	H	Kca	σ	P	Ph	PV
0.0 m à +1.50 m	37°	0°	0°	37°	8.93°	1.50	0.34	0.918	0.689	0.55	0.41
0.0 m à -1.40m	37°	0°	0°	37°	8.93°	1.40	0.34	1.442	1.652	1.319	0.994
-1.40 m à -2.10 m	37°	0°	0°	24.67	8.93°	0.7	0.38	1.688	1.096	0.9	0.46
-2.10 m à -3.30	37°	0°	-39.81	24.67	8.93°	1.20	0.081	1.19	0.714	0.649	0.298

b. Poussée due aux surcharges :

Calcul de la poussé Pq1

On a : $\beta = \lambda = 0^\circ$; $Kca = 0.34$; $H = 2.90$ m.

$$kq = 0.34 / \cos 0 = 0.34$$

$$\sigma_1 = kq \times q = 1 \times 0.34 = 0.34 \text{ t/m}^2$$

$$Pq1 = \sigma \times H = 0.34 \times 2.90 = 0.986 \text{ t/m.}$$

$$Pqh1 = P \times \cos(\delta) = 0.986 \times \cos(37) = 0.787 \text{ t/m}$$

$$Pqv1 = P \times \sin(\delta) = 0.986 \times \sin(37) = 0.593 \text{ t/m}$$

Les résultats des calculs des autres cas sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau 37 Poussées dues aux surcharges sur le quai (cas dynamique)

Côte	Kca	Kq	H(m)	σ_3 (t/m ²)	Pq(t/m)	Pqh(t/m)	Pqv(t/m)
+1.50 m à - 1.40m	0.34	0.34	2.90	0.34	0.986	0.787	0.593
-1.40 m à -2.10 m	0.32	0.32	0.7	0.32	0.224	0.20	0.09
-2.10 m à - 3.30	0.081	0.1	1.20	0.10	0.16	0.14	0.067

➤ **Poussée hydrodynamique :**

$$PW = 712 \times \gamma W \times Kh \times H^2 = 0.583 \times 1.026 \times 3.30^2 \times 0.15 = 0.977 \text{ t/ml}$$

➤ **Les efforts d'amarrage :**

L'effort d'amarrage est le même dans le cas statique et dynamique.

$$F = 1.70 \text{ /ml.}$$

$$M = 1.7 \times (3.3 + 1.5 + 0.3) = 8,67 \text{ t.m / ml}$$

$$SI = P \times Kh$$

$$SI = 0.15 \times 38.2 = 5.73 \text{ t/ml}$$

ANNEXE 6

Détail de calcul stabilité partielle -2.5 m

Vérification de la stabilité du couronnement avec le bloc type 4 et le sol

➤ **Cas statique :**

➤ **Poussée des terres :**

La poussée se divise comme suit :

- La poussée des terres appliquée sur un écran vertical à partir de la côte +0.8 m à +1.50 m « sol non immergé » P1.
- La poussée des terres appliquée sur un écran vertical en béton à partir de la côte +0.00 m à +0.80 m « sol non immergé » P2.
- La poussée des terres appliquée sur un écran vertical en béton à partir de la côte +0.00 m à -1.40 m « sol immergé » P3.
- Calcul de la poussée P1 :

On a : $\varphi=37^\circ$; $\beta=\lambda=0^\circ$; $\delta=\varphi=37^\circ$; $H=0.7$ m ; $K_a=0.233$

$$\sigma = 1.8 \times 0.233 \times 0.7 = 0.294 \text{ t/m}^2$$

$$P1=0.5 \times 0.294 \times 0.7=0.103\text{t/m}$$

$$Ph1=P1 \times \cos\delta=0.103 \times \cos 37=0.082\text{t/m}$$

$$Pv1 =P1 \times \sin\delta=0.103 \times \sin 37=0.062\text{t/m}$$

Les résultats des calculs des poussées sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau 38 Poussées des terres sur le couronnement avec le bloc type 4 et le sol (cas statique)

Côte	φ	β	λ	δ	H	K_c a	σ	P	Ph	Pv
0.8 m a +1.50m	37°	0°	0°	37°	0.7	0.233	0.294	0.103	0.082	0.062
0.0m a +0.8m	37°	0°	0°	37°	0.8	0.225	0.618	0.365	0.332	0.152
0.0 m a - 1.40m	37°	0°	0°	24.67°	1.4	0.225	0.965	1.108	1.007	0.462

• **Poussée due aux surcharges :**

La poussée s'applique sur le quai de deux manières :

- La poussée due aux surcharges appliquées sur un écran vertical à partir de la côte + 0.80 m à 1.50 m.(Pq1)
- La poussée due aux surcharges appliquées sur un écran vertical en béton à partir de la côte + 0.80 m à -1.40 m. (Pq2)

• **Calcul de la poussée Pq1**

On a : $\beta=\lambda=0^\circ$; $K_{ca}=0.233$; $H=0.7$ m.

$$Kq = \frac{0.233}{\cos(0)} = 0.233$$

$$\sigma 1=kq1 \times q=1 * 0.233=0.233\text{t/m}^2$$

$$Pq1 = \sigma \times H=0.233 * 0.7 = 0.163 \text{ t/m.}$$

$$Pqh1=P \times \cos(\delta)= 0.163 * \cos(37)=0.130 \text{ t/m } Pqv1=P \times \sin(\delta)= 0.163 * \sin(37)=0.098\text{t/m}$$

Les résultats des calculs des autres cas sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau 39 Poussées dues aux surcharges sur le couronnement avec le bloc type 4 et le sol (cas statique)

Côte	Kca	Kq	H(m)	σ_3 (t/m ²)	Pq(t/m)	Pqh(t/m)	Pqv(t/m)
+1.50 m à +0.80m	0.233	0.233	0.70	0.233	0.163	0.130	0.098
+0.80 m à -1.40 m	0.225	0.225	2.20	0.225	0.495	0.450	0.207

- **Poussée hydrostatique de marnage :**

- ✓ Poussée hydrostatique triangulaire appliquée sur 30 cm 'Pm1' ;
- ✓ Poussée hydrodynamique appliquée à partir de la cote 0.00 à -1.40 m

- **Poussée hydrostatique triangulaire appliquée sur 30 cm 'Pm1' :**

H = 0.30 m ; $\gamma_w = 1.026 \text{ t/m}^3$

$\sigma = \gamma_w \times e = 1.026 \times 0.3 = 0.308 \text{ t/m}^2$

$P_{m1} = 0.5 \times \sigma \times H = 0.5 \times 0.308 \times 0.3 = 0.046 \text{ t/m}$.

- Poussée hydrodynamique appliquée à partir de la côte 0.00 à -1.40 m

On a : H = 1.40 m, e = 0.30 m, $\gamma_w = 1.026 \text{ t/m}^3$.

$P_{m2} = \sigma \times H = 0.308 \times 1.4 = 0.43 \text{ T/m}^2$

- **Effort d'amarrage :**

On a F = 1.7 t/ml.

$M = 1.70 \times (1.4 + 1.50 + 0.30) = 5,44 \text{ t.m}$

- **Cas dynamique**

- **Poussée des terres :**

La poussée se divise comme suit :

- La poussée des terres appliquée sur un écran vertical à partir de la côte +0.8 m à +1.50 m « sol non immergé » P1.
- La poussée des terres appliquée sur un écran vertical en béton à partir de la côte +0.00 m à +0.80 m « sol non immergé » P2.
- La poussée des terres appliquée sur un écran vertical en béton à partir de la côte +0.00 m à -1.40 m « sol immergé » P3.

- **Calcul de la poussée P1 :**

On a : $\varphi = 37^\circ$; $\beta = \lambda = 0^\circ$; $\delta = \varphi = 37^\circ$; H = 0.7 m ; $K_a = 0.34$

$\sigma = 1.8 \times 0.34 \times 0.7 = 0.43 \text{ t/m}^2$

$P1 = 0.5 \times 0.43 \times 0.7 = 0.15 \text{ t/m}$

$Ph1 = P1 \times \cos \delta = 0.15 \times \cos 37 = 0.12 \text{ t/m}$

$Pv1 = P1 \times \sin \delta = 0.15 \times \sin 37 = 0.09 \text{ t/m}$

Les résultats des calculs des poussées sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau 40 Poussées des terres sur le couronnement avec le bloc type 4 et le sol (cas dynamique)

Côte e	φ	β	λ	δ	H	Kc a	σ	P	Ph	Pv
0.8 m a +1.50m	37°	0°	0°	37°	0.7	0.34	0.43	0.15	0.12	0.09
0.0m a +0.8m	37°	0°	0°	24.67°	0.8	0.39	0.99	0.57	0.52	0.24
0.0 m a - 1.40m	37°	0°	0°	24.67°	1.4	0.39	1.59	1.81	1.64	0.76

- **Poussée due aux surcharges :**

La poussée s'applique sur le quai de deux manières :

- La poussée due aux surcharges appliquées sur un écran vertical à partir de la côte + 0.80 m à 1.50 m.(Pq1)
- La poussée due aux surcharges appliquées sur un écran vertical en béton à partir de la côte + 0.80 m à -1.40 m.(Pq2)

- Calcul de la poussée Pq1

On a : $\beta = \lambda = 0^\circ$; $K_{ca} = 0.34$; $H = 0.7$ m.

$$Kq = \frac{0.47}{\cos(0)} = 0.34$$

$$\sigma_1 = kq_1 \times q = 1 * 0.34 = 0.34 \text{ t/m}^2$$

$$Pq_1 = \sigma \times H = 0.34 * 0.7 = 0.24 \text{ t/m.}$$

$$Pqh_1 = P \times \cos(\delta) = 0.24 * \cos(37) = 0.19 \text{ t/m}$$

$$Pqv_1 = P \times \sin(\delta) = 0.24 * \sin(37) = 0.14 \text{ t/m}$$

Les résultats des calculs des autres cas sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau 41 Poussées dues aux surcharges sur le couronnement avec le bloc type 4 et le sol (cas dynamique)

Côte	Kca	Kq	H(m)	σ_3 (t/m ²)	Pq(t/m)	Pqh(t/m)	Pqv(t/m)
+1.50 m à +0.80m	0.34	0.34	0.70	0.34	0.24	0.19	0.14
+0.80 m a - 1.40 m	0.39	0.39	2.20	0.39	0.86	0.78	0.36

- **Poussée hydrodynamique :**

$$PW = 7/12 \times \gamma W \times Kh \times H^2 = 0.583 \times 1.026 \times 1.40^2 \times 0.15 = 0.176 \text{ t/ml}$$

- **efforts d'amarrage :**

On a $F = 1.7$ t/ml.

$$M = 1.70 \times (1.4 + 1.50 + 0.30) = 5,44 \text{ t.m}$$

- Effort du séisme :

$$SI = P \times Kh$$

Avec :

P : Poids propre du quai par mètre linéaire

$$SI = 0.15 \times 18.86 = 2.829 \text{ t/ml}$$

ANNEXE 8

Différents tableaux utilisés pour le calcul des poussées

Tableau 42: les coefficients de portance de CAQUOT et KERISEL.

ϕ	$N\gamma$	Nq	Nc	ϕ	$N\gamma$	Nq	Nc
0	0	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	48.90	61.40
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 2 – Angle de frottement sol-mur en fonction de l'état de surface du parement

État de surface du parement	Angle de frottement sol-mur
Surfaces très lisses ou lubrifiées	$\delta = 0$
Surface peu rugueuse (béton lisse, béton traité).....	$\delta = \frac{1}{3} \phi$
Surface rugueuse (béton, béton projeté, maçonnerie, acier).....	$\delta = \frac{2}{3} \phi$
Murs caissons.....	$\delta \geq \frac{2}{3} \phi$
Parements fictifs inclinés des murs cantilever (figure 1).....	$\delta = \phi$

ANNEXES
AU CHAPITRE VII

ANNEXE 1

Plans des différents éléments de la structure

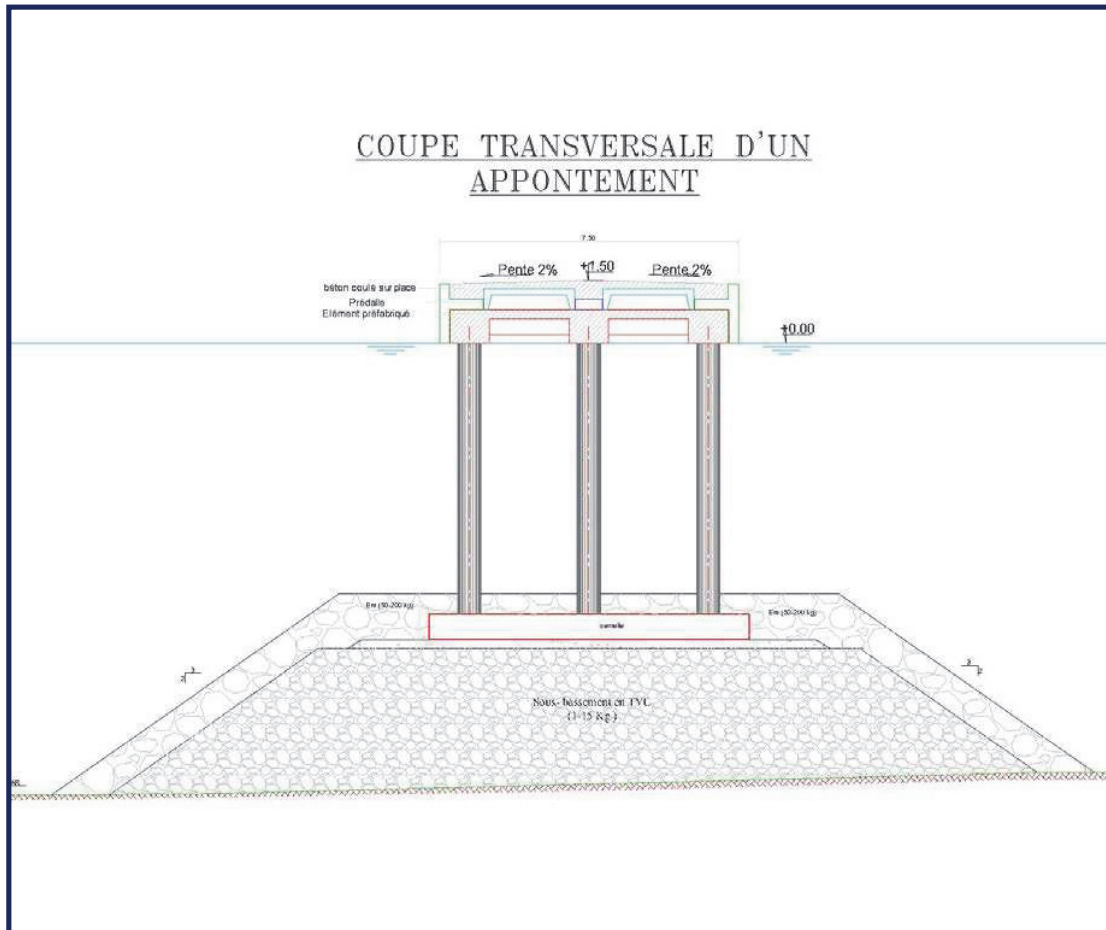


Figure 24 : Appontement sur pile

❖ Appontement

Les appontements pour petits métiers/plaisanciers et sardiniers/chalutiers seront du type :

- **Appontements sur piles** constitués d'éléments préfabriqués en béton armé :
 - pile-chevêtre et semelles,
 - culée,
 - poutres d'accostage et poutres centrales.
 - pré dalles,
 - dalles coulées sur place
- Appontements sur caissons (fûts) circulaires préfabriqués, en béton armé, supportant une superstructure constituée de poutres, de prédalles et de dalles préfabriquées ainsi que des dalles coulé en place.

❖ Remblais pour terre-pleins

Les remblais pour terre-pleins seront constitués de T.V.C de carrière (0 – 500kg) et protégés par des enrochements. Le terre-plein sera revêtu pour l'exploitation du port.

ANNEXE 2 :

Comme les conditions de chaque site sont différentes, l'ancrage des appontements est déterminé en fonction de l'emplacement, du type de rivage, des conditions de houles, des marées, des courants, des vents dominants et de la profondeur de l'eau.

2.8.1 – Le guidage sur pieux :

Les pieux, qui ont pour but d'interdire tout mouvement horizontal (O,x,y) de l'appontement, sont à proscrire dans les sites soumis à de fortes houles.

Il peut s'agir de pieux cylindriques pour la plupart ou parfois de poutres carrées, les matériaux étant généralement l'acier et le bois.

Le nombre de pieux dépend de la situation du port, de la profondeur de l'eau et des caractéristiques géotechniques du sous-sol, de l'amplitude de la marée, de la forme du ponton et surtout des efforts à supporter.

En eau profonde et/ou dans des conditions difficiles, il se peut qu'on ait des problèmes pour donner aux pieux une stabilité suffisante, sans recourir à des pieux très gros et coûteux. La Fédération Française des Ports de Plaisance recommande pour ce type d'ancrage une limite de profondeur d'eau de 15 m environ.

Dans de telles conditions, il vaut mieux recourir à une forme d'ancrage par liens immergés (chaînes ou concepts élastiques) ancrés à des corps-morts.

Pour ce qui est du positionnement des pieux en bordure de rive des pontons, on rencontre parfois des ancrages établis en quinconce. Le problème intervient au niveau du battage des pieux qui pose des difficultés de mise en place (localisation, verticalité). En outre, un alignement de pieux entraîne moins de fatigue pour la structure du ponton.

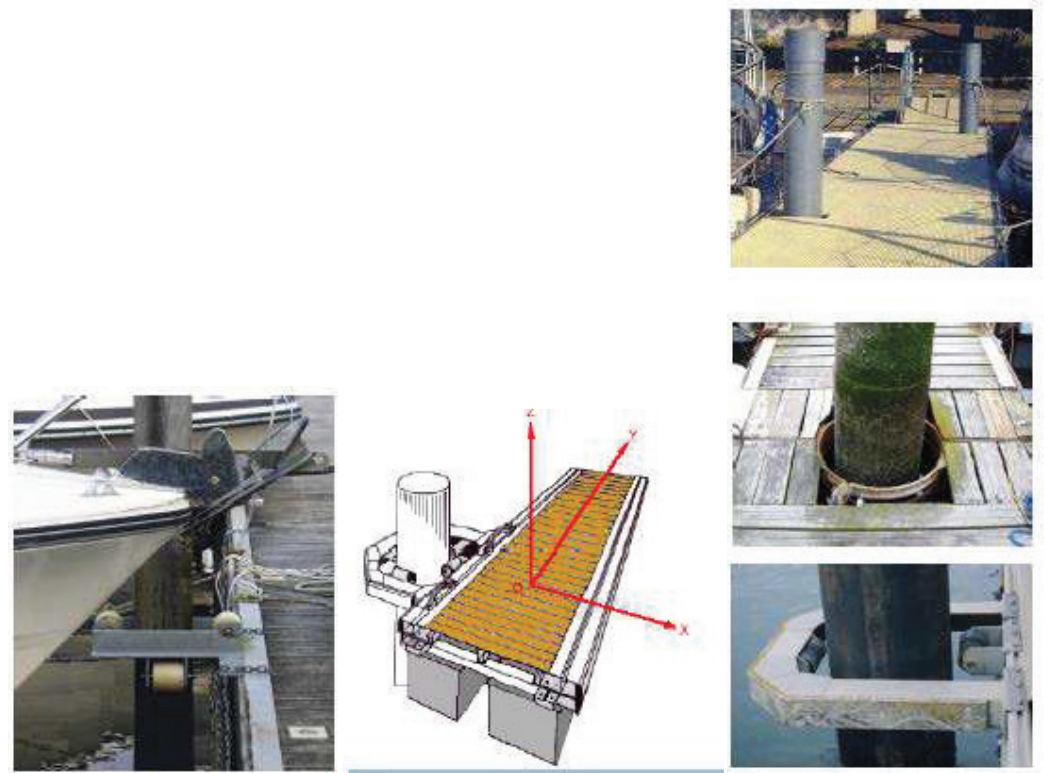


Figure 25 Le guidage sur pieux

- Les anneaux de guidage ou colliers.

Les pieux peuvent traverser l'appontement dans le milieu du platelage, voire en limite intérieure de celui-ci, mais il est alors nécessaire d'augmenter la largeur de l'appontement pour conserver un passage aisé.

Le principe le plus communément utilisé est la fixation extérieure à l'appontement par anneaux coulissants, munis d'au moins 3 galets polyamide ou polyéthylène haute densité avec axes en inox. On observe généralement les situations suivantes :



Figure 26 Les anneaux de guidage ou colliers

- L'entretien des pieux :

La vérification porte sur la mesure de l'épaisseur d'acier des pieux par ultra-sons tous les 5 ans, et la comparaison à l'épaisseur initiale et théorique provenant du calcul du pieu. Le contrôle de l'épaisseur est à soigner dans la zone de marnage.

La durée de vie d'un pieu est estimée à 15 ans, mais dépend essentiellement des mesures prises pour le préserver de la corrosion. Elle doit être estimée lors de la conception par majoration de l'épaisseur strictement nécessaire donnée par les calculs de résistance.

D'un point de vue esthétique, on peut parfois regretter cet aspect "forêt" de pieux à marée basse, mais dans certains cas on ne peut en éviter l'usage.

En accordant les couleurs (blanc ou gris clair), ces pieux d'ancrage peuvent alors se fondre plus facilement au milieu des mâts des voiliers présents sur le bassin.



Figure 27 L'entretien des pieux

2.8.2 – Le guidage sur rail :

Ce système d'ancrage par rails est généralement aménagé le long d'un mur vertical de soutènement en acier ou en béton, même si celui-ci présente une légère inclinaison.

Il est constitué de poutrelles en acier galvanisé boulonnées au mur de quai. Les profilés généralement utilisés sont du type poutrelles HEA, HEB ou des pieux PH (poutrelles H spéciales dont les épaisseurs d'âmes et d'ailerons sont égales).

Suivant le principe d'une glissière, la structure flottante suit un mouvement ascendant et descendant selon l'axe Oz par roulement sur les poutrelles de deux ou trois galets fixés sur le profil latéral du ponton, voire de simples ergots lorsque le marnage et l'agitation sont très faibles.

Le ponton pouvant bouger dans le plan perpendiculaire à cet axe Oz, les galets de roulement peuvent s'appuyer sur les ailes, mais aussi sur l'âme de la poutrelle.

Côté esthétique, on regrettera parfois le débordement de certaines poutrelles au-dessus des quais.



Figure 28 Le guidage sur rail

Exemple de guidage sur poutrelle HEA 140

Il est nécessaire de prévoir un jeu entre les galets suffisamment conséquent pour éviter tout blocage de la structure.

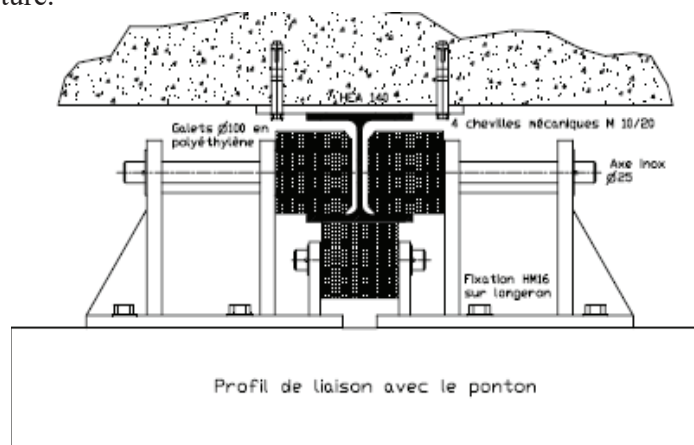


Figure 29 guidages sur poutrelle HEA 140

2.8.3 – L'ancrage par bracons :

Lorsque le marnage est faible, on peut parfois attacher les pontons à des structures fixes au moyen de bras radiaux ou bracons reliant le quai à la rive, solidifiés et retenus par un système d'élingues de câbles et de tendeurs.

Ce système est approprié pour des installations longeant un rivage en enrochement, un mur ou autre, s'il est nécessaire d'en éloigner les pontons. Il est couramment utilisé dans les rivières ou canaux, pour des haltes nautiques.

En outre, le fait qu'aucun élément d'ancrage n'encombre les fonds facilite d'autant plus les éventuels dragages.

L'inconvénient majeur de ce type d'ancrage est qu'il ne permet l'accostage des bateaux que d'un seul côté. Même lorsque le ponton est fort éloigné de la rive, les bracons en empêchent l'accès.

D'après les recommandations de la Fédération Française des Ports de Plaisance, les bracons doivent se limiter à une longueur de 6 à 8 m, et ce d'un point de vue esthétique.

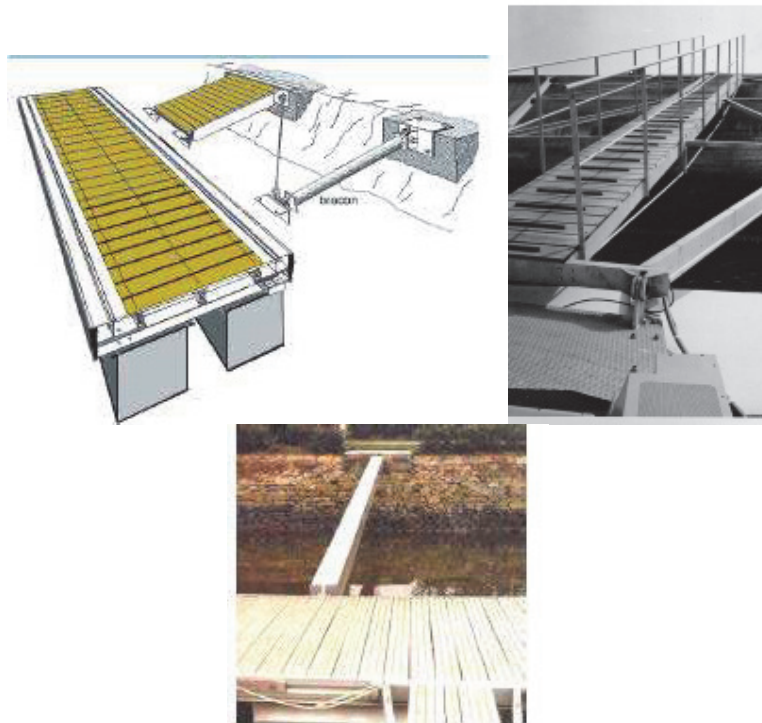


Figure 30 L'ancrage par bracons

– L'ancrage par chaînes sur corps-morts :

Ce type d'ancrage par chaînes et corps-morts peut être utilisé pour des installations simples avec peu de variation de niveau du plan d'eau.

Très intéressant du point de vue investissement et coût d'installations, ce système a l'avantage de ne pas apparaître dans l'environnement visuel. De plus, il peut se déformer par glissement des corps-morts sur le fond et donc être repositionné après d'éventuels désordres.

En revanche, le réglage de la tension des chaînes sur des fonds chahutés est aléatoire, voire impossible. Dans ce cas, il est très difficile de connaître le rôle tenu par chaque système d'ancrage, certains ne travaillant pas ; on assiste alors soit à une rupture des pontons et/ou des barres d'attache des chaînes, mais souvent à un mouvement des corps-morts.

En l'absence de tempête, les corps-morts ne devraient pas se déplacer, sauf s'ils sont trop légers, non enfouis ou posés sur un fond glissant. Dans ces différents cas, le contrôle de leur position sera fait au moins une fois par an (après l'été) par un plongeur, le corps-mort pouvant être relevé tous les trois ans pour vérification plus complète.

Le dimensionnement et la justification des dispositifs d'ancrage seront réalisés pour différentes directions de vent en recherchant les ancrages les plus sollicités.

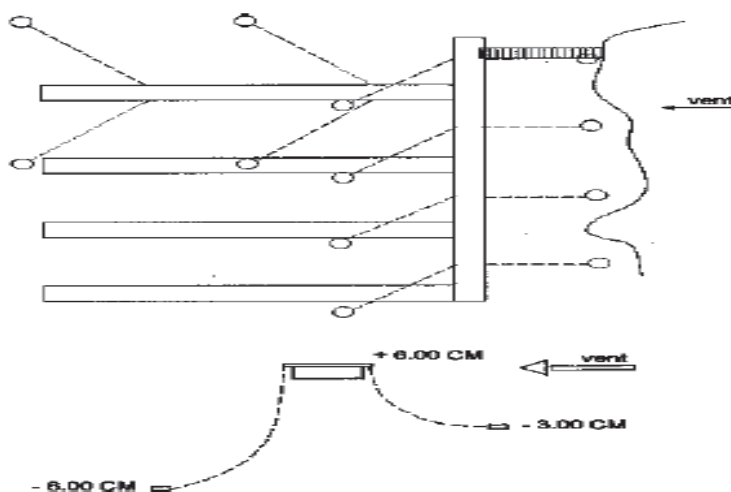


Figure 31 L'ancrage par chaînes sur corps-morts

Concernant les chaînes, leur remplacement se fera suivant l'état tous les 5 ans si la chaîne n'a pas été entretenue, ou tous les 10 ans dans le cas de régénéralisation ou d'entretien régulier, le remplacement devant s'effectuer lorsque la maille la plus faible ne fait plus que 60 à 75 % de sa section d'origine.

De manière similaire à l'ancrage côté quai à l'exception des ressorts de mouillage, les chaînes sont généralement croisées sous le ponton avant d'être fixées au bord opposé, ceci afin d'éviter tout contact avec la coque des bateaux.

Mais pour information, au début des années 90, dans le vieux port de Penfoul à Bénodet (29), un appontement a été détruit à plusieurs reprises suite à des rafales de vents provoquées par un phénomène de Venturi sous le pont de Cornouailles et entraînant un clapot d'environ 1m. Sous la poussée supplémentaire des bateaux amarrés et malgré la présence des catways, le ponton large de 2,35 m et ancré sur corps-morts et chaînes croisées (cf. schéma ci-dessous) s'est soulevé, puis totalement retourné.

Pour résoudre ce problème, il a été décidé d'une part, de recentrer les fixations des chaînes d'ancrages dans l'axe des pontons passés à 3 m de large, et de décomposer les 130 m d'appontements en deux parties reliées entre elles par une passerelle pour donner plus de flexibilité à la structure, d'autre part. Depuis ce nouvel aménagement, aucun incident n'a été recensé.

L'ancrage sur corps-morts doit être étudié finement car il conditionne, pour une large part, la durée de vie des installations. Sur un site agité, on aura tout intérêt à multiplier le nombre des points d'ancrage.

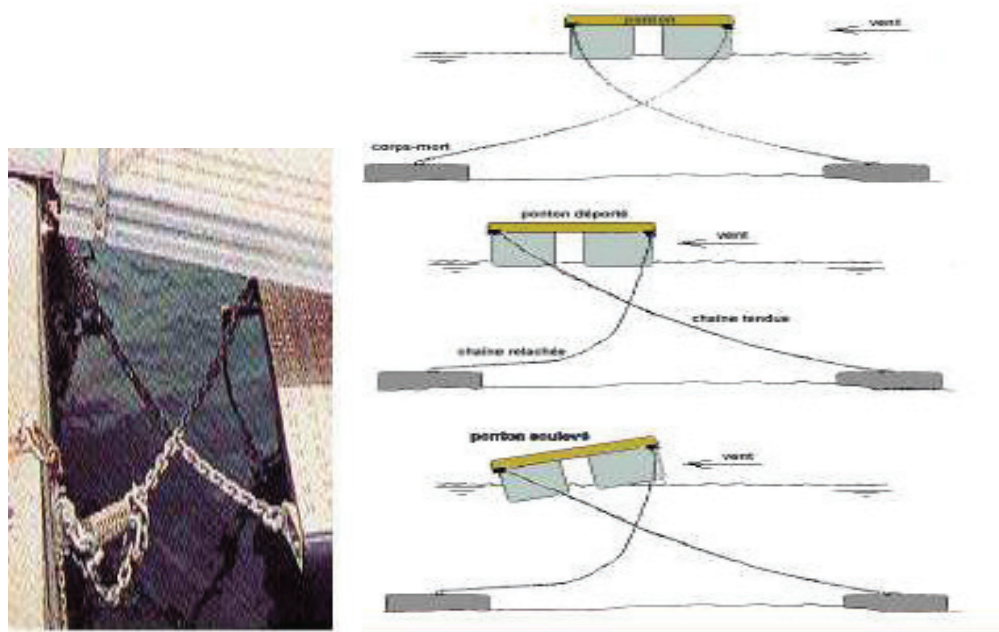


Figure 32 L'ancrage par chaînes sur corps-morts

– L'ancrage par élastomère, cordage sur corps-morts :

Depuis 1981, un nouveau système d'amarrage par élastomère et cordage nylon permet également d'amarrer des équipements flottants tels que les pontons. La composante essentielle du système Seaflex (produit suédois) est un élastomère (1 à 5 brins) fixé à des pièces d'acier inoxydables.

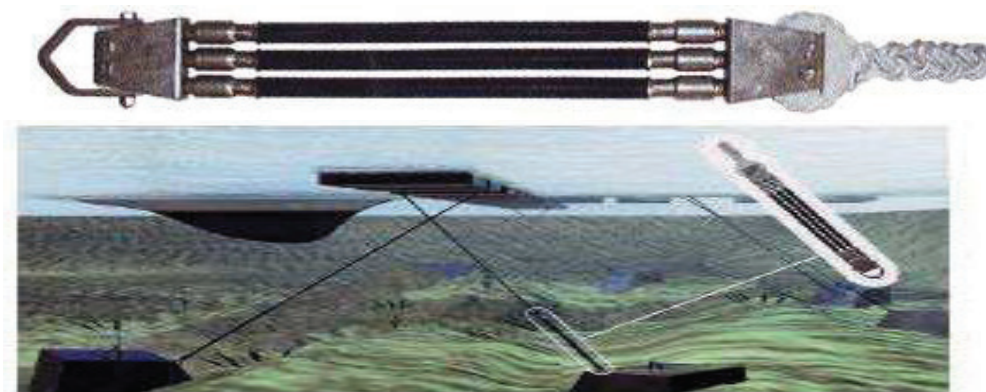


Figure 33 L'ancrage par élastomère, cordage sur corps-morts

A une extrémité se trouve une pièce plastique sur laquelle est fixé le cordage ($\varnothing 20$ à 28mm), l'autre étant fixée sur un corps-mort ou sur une chaîne-mère par une manille.

D'après le constructeur, la distance horizontale du lien d'amarrage (cordage et élastomère) est approximativement égale à 2 fois la profondeur d'eau moyenne.

Seaflex permet de garder le système d'ancrage du ponton toujours en tension et quel que soit le niveau de marée, l'élastomère présentant des caractéristiques d'allongement de plus de 100 % de sa longueur d'origine.

ANNEXES
AU CHAPITRE VIII

ANNEXE 1

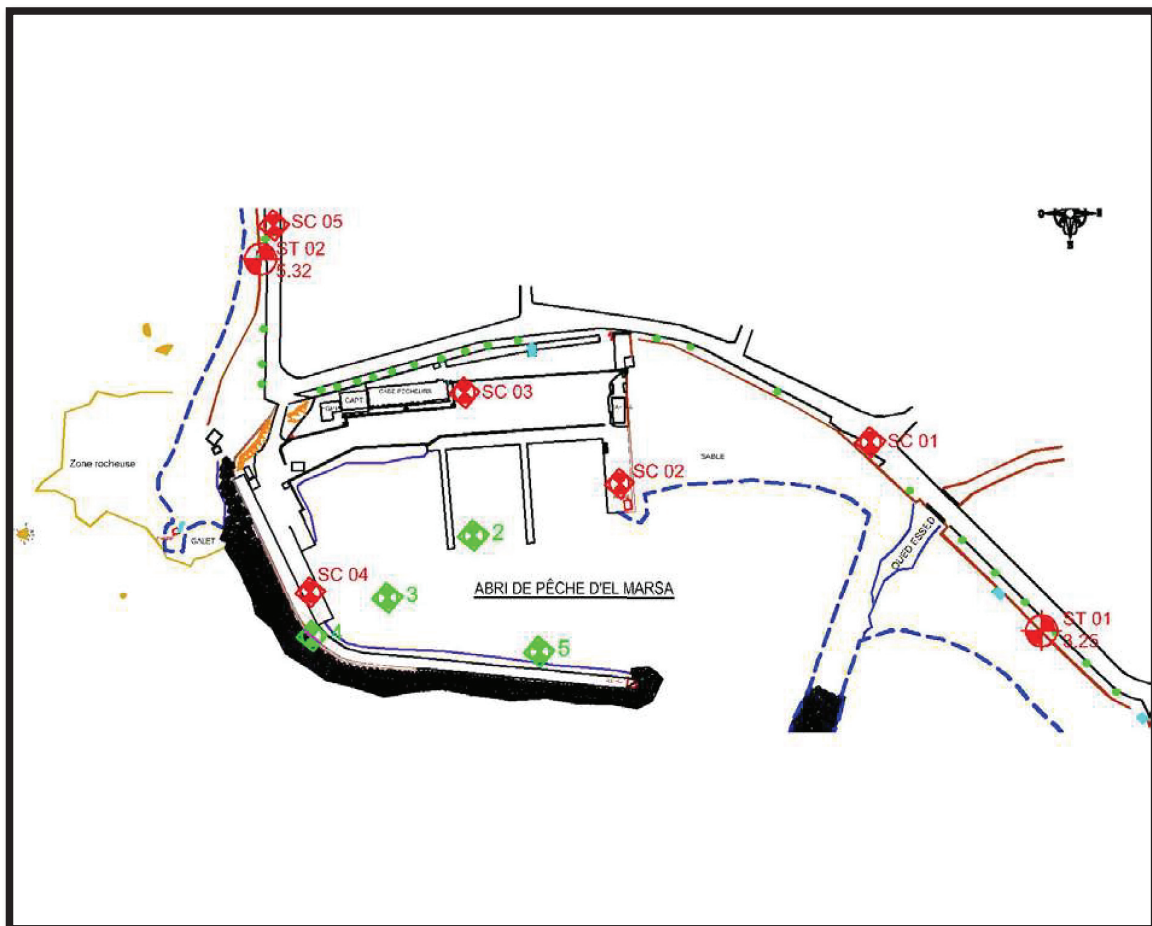


Figure 34: Positionnement des points de sondages géotechnique