

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

Université 20 Août 1955-Skikda
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire
Présenté en vue de l'obtention du diplôme de
Master en travaux publics

Spécialité
Voies et Ouvrages d'art (VOA)

Par
LAHMANES Djamila

Thème :

Etude Pathologique et Confortement des Quais de
Port de Pêche Collo - Skikda

Sous la direction du : **Dr. MENDJEL DJENETTE** **MCA** **Université de Skikda**

Devant le jury:

Pr. MESSASSET SALAH	Professeur	Président	Université de Skikda
Dr. FILALI KAMEL	MCA	Examineur	Université de Skikda
Mr MEBIROUK. NADJIB	Doctorant	Invité	Université de Skikda

Promotion 2024

Remerciement

*Nous remercions le bon dieu qui nous a donné le courage et la patience
jusqu'au bout nos études.*

En second lieu, je tiens à remercier mon encadreur

DR. MENDJEL DJENETTE,

*et son compétence et son orientation Pour son aide précieuse et ses
orientations.*

*Mes remerciements vont aussi à mes sœurs et frères, et toute ma famille,
et à tous mes amis.*

*Nos remerciements vont aussi à tous qui ont participé de près ou de loin
à l'établissement de ce mémoire.*

*à l'ensemble des étudiants de notre promotion, aux membres du jury qui
ont accepté de juger notre travail et à toute personne ayant contribué
de près ou de loin à l'élaboration de ce projet de fin d'étude.*



Dédicace

*Je dédie ce modeste travail aux deux êtres qui me sont très chers dans cette vie,
à savoir mon père et ma mère.*

*Je leur dis merci papa du fond de mon cœur pour ton éducation, ton sacrifice,
ton assistance et pour ce tu m'as fait et qui m'a permis d'avoir cette réussite et ce
bonheur. et j'espère que vous êtes en paradis ... ,*

*Je te dis merci et mille fois merci maman pour ta patience,
ton courage et ton sacrifice pour moi.*

*Mes remerciements vont aussi à mes sœurs et frères à son nom,
je veux dire merci à cher Moussa
et sa petite fille ma cher Meyane .*

Djamila

Résumé :

Les ouvrages portuaires sont complexes en raison de la grande variété des types de structure et des modes de construction. L'agressivité liée au milieu maritime et à l'utilisation qui est faite des ouvrages induit des modes et des cinétiques de rupture et de dégradation spécifiques. Face à une dégradation donnée, en effet, l'action à mettre en œuvre pour traiter un désordre ne dépend pas uniquement du désordre lui-même, car elle n'a d'intérêt que si elle s'attaque aussi à ses causes.

Le présent travail qui s'intitule : « pathologie et confortement des quais du port de pêche de Collo – Skikda. », traite la problématique de stabilité du quai de port de pêche de SKIKDA, dans les deux cas statique et dynamique par deux modes de calcul analytique et numérique par modélisation avec le logiciel Slide. Les résultats de cette analyse confirment l'état réel du quai dégradé et permettent de savoir la cause des dégradations qui est l'instabilité de l'ouvrage. Enfin de ce travail, une solution de confortement et de rempiètement par les quais en blocs qui couverte les deux aspects voulus (technique et économique), convenable et adéquate au cause de dégradations a été atteinte.

Mots clés : Quai, Béton Armé, Pathologie, Stabilité, Réparation.

Abstract:

Port structures are complex due to the wide variety of structure types and construction methods . the . Aggressiveness linked to the maritime environment and the use made of the structures induces specific modes and kinetics of rupture and degradation. face with a given deterioration, the action to be implemented to treat a disorder does not depend solely on the disorder itself , because it is only of interest if it also addresses its causes.

The present work , which is entitled : « pathology and reinforcement of the quays of the fishing port of Collo – Skikda », addresses the problem of stability of fishing port quay of Skikda , in both static and dynamic cases by two calculation methods , analytical and numerical modeling with Slide Software.the results of this analysis confirm the real state of the abandoned quay and allow us to know the cause of the damage, which is the instability of the structure. Finally, from this work , a solution of Reinforcement and re- en croachment by block quay which covered the two desired aspects (technical and economic) ,suitable and adequate to the cause of damage was achieved.

Keywords : Ouay , reinforced , concrete , pathology , stability , repair.

ملخص:

تعتبر هياكل الموانئ معقدة بسبب التنوع الكبير في أنواع الهياكل وطرق البناء أن العدوانية المرتبطة بالبيئة البحرية واستخدام الهياكل تؤدي إلى أنماط وحركات محددة للتمزق والتدهور، في الواقع. في مواجهة تدهور معين، فإن الإجراء الذي سيتم تنفيذه للتعامل مع الاضطراب لا يعتمد فقط على الاضطراب نفسه ، لأنه لا يكون ذا أهمية إلا إذا عالج أسبابه أيضا .

يتناول هذا العمل .الذي يحمل عنوان " علم أمراض و تدعيم أرصفة ميناء الصيد بالقل – سكيكدة " مشكلة استقرار رصيف الصيد البحري بسكيكدة في الحالتين الساكنة والديناميكية من خلال وضعين من الحساب التحليلي والعددي عن طريق النمذجة باستخدام برنامج Slide، تؤكد نتائج هذا التحليل الحالة الحقيقية للرصيف المتضرر وتسمح لنا بمعرفة سبب الضرر وهو عدم استقرار البنية . أخيرا، من خلال هذا العمل، تم التوصل إلى حل التعزيز وإعادة التعدي على أرصفة الكتل والذي يغطي الجانبين المطلوبين (الفني والاقتصادي) المناسب لسبب الضرر.

الكلمات المفتاحية: الرصيف، الخرسانة المسلحة، علم الأمراض، الاستقرار، الإصلاح .

Sommaire

Remerciement	i
Dédicace	ii
Résumé	iii
ملخص.....	iii
Abstract	iv
Sommaire	v
Liste des figures	x
Introduction Générale.....	1
Chapitre I : : Généralités sur les ouvrages portuaires	
I.1.Introduction	3
I.2. Définition d'un port3
I.2.1.Rôles des ports	3
I.2.2.Différents type des ports.	4
I.3.Ouvrages de protection contre la houle	5
I.3.1.Ouvrages extérieurs	5
I.3.2.Ouvrages intérieurs.....	6
I.3.3. Caractéristiques communes aux divers types d'ouvrages	12
I.4. Conclusion	16
Chapitre II : Pathologie des Ouvrages Maritimes – Causes des Désordres	
II.1.Introduction	17
II.2. Classification des dégradations	17
II. 3. Types de dégradations	17
II.3.1. Affaissement	17

II.3.2. Anomalie	18
II.3.3. Désordres des équipements divers	19
II.3.4. Désordres Structuraux	19
II.3.4.1. Agressions physiques et mécaniques	21
II.3.4.2. Agressions chimiques	23
II.4. Causes des désordres.....	27
II.5. Conclusion	28
Chapitre III : Méthodes d'auscultation des constructions	
III.1.Introduction.....	29
III.2. Investigations dans la chaine du diagnostic d'un ouvrage portuaire.....	29
III.2. 1. Investigations et diagnostic.....	29
III.2. 2 .Critères de sélection des investigations	30
III.2. 3 . Programme d'investigations.....	32
III.2. 4 . Identification des méthodes.....	33
III.3. Méthodes d'investigation.....	34
III.3.1. Méthodes destructives	34
III.3.1.1 Mesure de la profondeur de carbonatation	34
III.3.1.2. Réalisation d'un essai de cisaillement au phicomètre	35
III.3.1.3. Réalisation d'un essai LUGEON	36
III.3.2. Méthodes non destructives	36
III.3.2.1. Mesures à l'inclinomètre	36
III.3.2.2. Réalisation de mesures piézométriques dans un tube ouvert	37
III.3.2.3. Réalisation de mesures piézométriques au moyen de sondes de mesure de pression interstitielle	38
III.3.2.4. Inspections subaquatiques.....	38

III.3.2.5. L'auscultation sonore	39
III.3.2.6. Scléromètre.....	40
III.3.2.7. Impact-écho	40
III.3.2.8. Nivelles LPC à vis micrométrique	41
III.3.2.9. Mesures de potentiels électrochimiques sur une structure métallique immergée .	41
III.3.2.10. Localisation des armatures par des méthodes électromagnétiques	42
III.3.2.11. Caractérisation de l'état de corrosion des armatures par des méthodes Electriques.....	43
III.4. Complémentarité des essais.....	46
III.5. Conclusion	46
Chapitre IV. Présentation du projet	
IV.1.Introduction	47
IV.2. Historique du port	47
IV.3. Caractéristiques du port de pêche	48
IV.4. Situation géographique et description du site	48
IV.5. Description de l'ouvrage	49
IV.6. Reconnaissances de L'ouvrage	50
IV.6.1. Données hydrographiques	50
IV.6.2. Données géotechniques	50
IV.6.3. Charges et surcharge	51
IV.6.4. Séisme	51
IV.7. Inspection des ouvrages	51
IV.7.1. Evaluation de l'état des structures en BA	52
IV.7.2. Etat actuel des quais	52
IV.8.Conclusion	57

Chapitre V. Analyse de la stabilité du quai	
V.1.Introduction	58
V.2 .Rappel des données de base	58
V.3. Détermination des efforts agissants sur le mur de quai	58
V.3.1. Poids propre	59
V.3.2. Calcul des poussées.....	59
V.4. Vérification de la stabilité du quai existant.....	65
V.4.1. Stabilité au renversement et au glissement	65
V.4.2. Stabilité au glissement d'ensemble	67
V.5. Conclusion	69
Chapitre VI : Confortement du quai	
VI.1.Introduction	70
VI.2.Description du principe de confortement par blocs	70
VI.3. Méthode de construction du mur de quai en bloc	70
VI.3.1. Description générale	70
VI.3.2. Phasage des travaux	71
VI.3.2.1. Méthodologie de préfabrication des blocs de quai et le stockage	72
VI.3.2.2. Levé bathymétrique	73
VI.3.2.3. Méthodologie du dragage de souille	74
VI.3.2.4. Implantation de la banquette d'assise des blocs de quai	75
VI.3.2.5. Préparation de la fondation des quais	75
VI.3.2.6. Contrôle de la banquette d'assise	77
VI.3.2.7. Implantation de la magistrale du quai	77
VI.3.2.8. Pose des blocs de quai	77
VI.3.2.9. Remplissage des alvéoles des blocs	79

VI.3.2.10. Coulage de la poutre de couronnement	79
VI.3.2.11. Remblaiement et revêtement des terres –pleins	81
VI.3.2.12. Mise en place du tapis anti-affouillement en enrochement.....	82
VI.3.2.13. Equipement et installations des réseaux	82
VI.4. Conclusion	84
Conclusion générale	85
Annexe	87
Références bibliographiques	104

Liste des figures

Chapitre I	
Figure I.1. Vue d'ensemble d'un port	3
Figure I.2. Coupe type d'une digue verticale .	5
Figure I.3. Coupe type d'une digue à talus.	6
Figure I.4. Coupe type d'une digue mixte [2].	6
Figure I.5. Quai en blocs.	7
Figure I.6. Quai en caissons.	8
Figure I.7. Quai en rideau de palplanches.	9
Figure I.8. Quai sur pieux	10
Figure I.9. Quai mixte.	11
Figure I.10. Efforts sur quai.	14
Figure I.11. Efforts sur appontement.	14
Figure I.12. Efforts sur Ducs d'Albe.	14
Figure I.13. Quelques types de défenses.	15
Chapitre II	
Figure II.1. Affaissement.	17
Figure II.2. Effondrement de la chaussée du terre plein	18
Figure II.3. Anomalie.	19
Figure II.4. Désordres des équipements (à gauche : Bollard et à droite : Défenses d'accostage).	19
Figure II.5. Désordres structuraux.	20
Figure II.6. Zone d'agression d'un béton maritime.	20
Figure II.7. Fracture.	22
Figure II.8. Cassure.	22
Figure II.9. Fissuration.	23
Figure II.10. Agressions chimiques sur un béton maritime.	23
Figure II.11. Carbonatation.	24
Figure II.12. Alkali réaction.	24
Figure II.13. Béton éclaté	25
Figure II.14. Ecaillage	25
Figure II.15. Efflorescence du Béton.	25
Figure II.16. Epaufrure.	26
Figure II.17. Effet de la corrosion (Epaufrure).	26
Figure II.18. Corrosion Perforante	26
Chapitre III	
Figure III.1. Mesure de la profondeur de carbonatation.	35

Figure III.2. Mesure de la résistance de cisaillement au phicomètre.	36
Figure III.3. Essai LUGEON.	36
Figure III.4. Mesures inclinométrique.	37
Figure III.5. Mesures piézométriques dans un tube ouvert.	37
Figure III.6. Mesures piézométriques au moyen de sondes de mesure de pression interstitielle.	38
Figure III.7. Inspections subaquatiques.	38
Figure III.8. Mesure de la qualité du béton à ultrason.	39
Figure III.9. Type de propagations d'ondes.	39
Figure III.10. Scléromètre.	40
Figure III.11. Impact écho.	41
Figure III.12. Nivelles LPC à vis micrométrique avec embase unidirectionnelle.	41
Figure III.13. Mesures de potentiels électrochimiques.	41
Figure III.14. Réponse en fonction de la densité d'armatures [Moalic LA, 2011].	42
Figure III.15. Mesure du potentiel de corrosion.	42
Figure III.16. Cartographie de potentiel de corrosion.	42
Figure III.17. Résistivimètre de type Wenner.45	45
Figure IV.1. Photo du port de pêche par satellite.	47
Figure IV.2. Port de pêche de Collo.	48
Figure IV.3. Vue d'ensemble du quai.	49
Figure IV.4. Coupe théorique du quai.	49
Figure IV.5. Béton de la poutre de couronnement dégradé avec ferrailage apparent.	53
Figure IV.6. Escalier détruits.	53
Figure IV.7. Décollement de la chape (cassée et fissurée) et bordure de quai partiellement endommagée.	54
Figure IV.8. Couronnement endommagé.	54
Figure IV.9. Décollement de la chape en bordure du quai.	55
Figure IV.10. Talus dégarni aux alentours du niveau zéro	55
Figure IV.11. Bollard.	55
Figure IV.12. Système de défense.	56
Figure IV.13. Présentation de la zone dégradée.	57
Chapitre V	
Figure V.1. Paramètres définissant le poussée.	60
Figure V.2. Poussée de Westergaard.	64
Figure V.3. Fenêtres de quelques paramètres essentiels à la modélisation.	67
Figure V.4. L'ouvrage modélisé en Slide.	68
Figure V.5. cercle de rupture pour le cas statique.	68

Figure V.6. Cercle de rupture pour le cas sismique.	69
Chapitre VI	
Figure VI.1. Profil type du mur de quai à -4.5 m.	71
Figure VI.2. Bétonnage des blocs de quai.	72
Figure VI.3. Zone de stockage des blocs de quai.	73
Figure VI.4. Vedette de bathymétrie.	74
Figure VI.5. Drague de souille.	74
Figure VI.6. Chalands de mise en œuvre des enrochements de l'assise de fondation du quai.	75
Figure VI.7. Cadre de réglage de l'assise des blocs de quai.	76
Figure VI.8. Mise en place du ballast de réglage de l'assise des blocs de quai.	76
Figure VI.9. Réglage de l'assise de fondation du quai	77
Figure VI.10. Pose des blocs de quai.	78
Figure VI.11. Remplissage des alvéoles.	79
Figure VI.12. Coffrage de la poutre de couronnement.	79
Figure VI.13. Ferrailage de la poutre de couronnement	80
Figure VI.14. Coulage en béton de la poutre de couronnement	81
Figure VI.15. Mise en place de TVC (0-500) kg.	81
Figure VI.16. Mise en place de revêtement bitumineux.	82
Figure VI.17. Défense.	83
Figure VI.18. Bollard.	83
Figure VI.19. Echelle de sécurité dans la poutre de couronnement.	84

Introduction Générale

INTRODUCTION GENERALE

Ces dernières années, l'Algérie a accumulé un retard dans le secteur des travaux publics. Aujourd'hui, la tendance a profondément changé et les grands projets qui sont en train d'être menés en ce moment en sont la preuve.

Une partie importante du patrimoine des infrastructures portuaires est constituée d'ouvrages construits il y a longtemps et les gestionnaires d'infrastructures portuaires sont confrontés à un nombre important d'ouvrages présentant différents types de dégradation.

Vu le retard dans la modernisation des infrastructures portuaires accentué leurs inadéquations croissantes aux normes mondialisées de la logistique moderne sur l'ensemble de ces ports notamment le port de Collo de Skikda.

Le port de pêche de Collo riche en histoire maritime depuis l'époque des Phéniciens jusqu'aux Romains et aux Turcs. Le port joue donc un rôle économique important pour la pêche. Le vieux port de pêche de Collo a été réalisé en 1872 et depuis cette date aucun confortement ni renforcement n'a été réaliser sur le quai.

En effet, le maintien en bon état des quais portuaires est une précaution permanente d'un pays soucieux de préserver son patrimoine. Les gestionnaires d'infrastructures portuaires doivent maintenir le niveau de service des ouvrages pour respecter les exigences de leurs utilisateurs. Ils sont donc amenés à définir, programmer et réaliser des interventions d'entretien, de réparation ou de confortement d'ouvrages qui peuvent parfois être lourdes et coûteuses, surtout en cas d'improvisation.

Le but de notre projet est l'analyse du quai de port de pêche de Collo. Il se propose de mener une étude de renforcement afin d'aboutir à une solution innovante et économique, qui va nous permettre de lutter contre l'accentuation de la fatigue survenant aux quais du port face à l'augmentation de la capacité d'accueil des embarcations de pêche et de plaisance.

Le travail sera présenté et organisé comme suit :

- Dans le premier chapitre, nous donnerons quelques généralités sur ouvrages maritimes.
- Le deuxième chapitre, présente les divers pathologies et désordres susceptibles de toucher les ouvrages portuaires et le béton en environnement maritime avec les causes probables.
- Le troisième chapitre, destiné aux méthodes d'auscultation des constructions.
- Le quatrième chapitre, est pour la présentation de notre ouvrage d'étude dégradé.
- Le cinquième chapitre, analyse numérique sur la stabilité du quai.

➤ Le sixième chapitre traitera la méthode de réparation et de renforcement adoptée dans notre cas.

Enfin, on clôturera ce mémoire par une conclusion générale.

Chapitre I :
Généralités sur les ouvrages
portuaires

I.1. Introduction

Les ouvrages portuaires jouent un rôle important dans le développement d'un pays, d'où la construction d'un port maritime est la porte ouverte vers le monde pour les échanges commerciaux entre les pays et les continents à l'effectuation des différentes opérations.

I.2. Définition d'un port

Un port est un ouvrage situé sur le littoral maritime, sur berge d'un lac ou sur un cours d'eau, il est destiné à accueillir des bateaux et des navires. (Figure I.1).

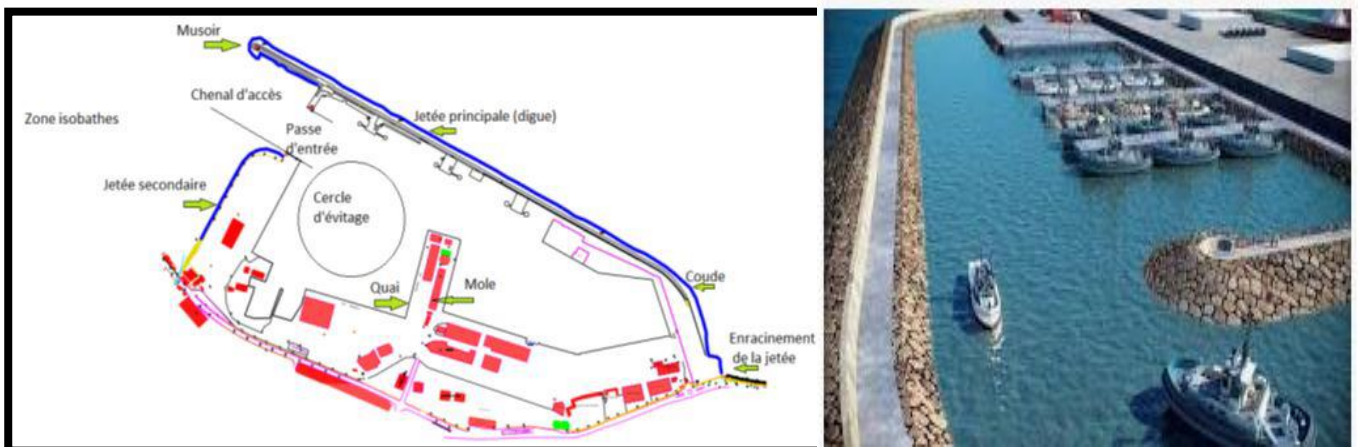


Figure I.1. Vue d'ensemble d'un port.

I.2.1 Rôles des ports

Les ports assurent les rôles suivants :

- Industriel : le port peut comporter des installations destinées à traiter ou transformer les matières premières importées ou exportées.
- Marché : transbordement d'un moyen de transport terrestre à un transport maritime (et inversement) peut s'accompagner d'opérations commerciales faisant du port un lieu de marché. Cette fonction nécessite de grands moyens de stockage et de conditionnement des marchandises.

Sur le plan physique, le port permet aux navires de stationner à l'abri de la houle et du vent pour :

- Effectuer leurs opérations de transit (chargement et déchargement des marchandises, embarquement et débarquement des voyageurs);
- Effectuer leurs ravitaillement (combustible ou carburant, eau, produits nécessaires à la vie de l'équipage et des passagers);
- Assurer leurs entretiens et leurs réparations.

I.2.2. Différents types de ports

Les ports peuvent être classés selon leurs activités, et leurs localisations. Il est fréquent qu'un même port combine plusieurs activités, mais elles sont souvent séparées géographiquement dans des bassins différents.

Selon leurs activités on distingue :

- **Ports militaires** : peuvent comporter soit une rade abritée dans laquelle les navires peuvent mouiller sur leur ancre ou sur des coffres d'amarrage ou des installations aillant les mêmes dispositions que celles d'un port de commerce.
- **Ports de commerce** : servent à accueillir des navires de commerce ils peuvent également assurer les trafics de voyageurs de marchandises diverses ou spécialisées et de pondéreux en vrac (solides, liquides ou gaz liquéfiés).
- **Ports de pêche** : sont les plus nombreux dans le monde et de faible importance, leur infrastructure est plus simple que celle d'un port de commerce et offre des facilités particulières pour la commercialisation et conservation du poisson.
- **Ports de plaisance** : accueillent les bateaux de plaisance, de loisir et de compétition.
- **Ports de travaux** : certains ports doivent être créés pour l'exécution de grands travaux afin de servir à abriter les engins flottants.

Selon leurs implantations géographiques on distingue :

- **Ports établis dans les rades abritées** : ce sont essentiellement :
 - Des ports militaires ;
 - Des postes pour le trafic des hydrocarbures établis sur sea- lines ou sur tourelle isolée ;
 - Des postes minéraliers en raide foraine ;
 - Des postes à passagers ou à marchandises diverses avec transbordement sur engins flottants.
- **Ports extérieurs** : Ils sont établis sur le littoral et sont gagnés sur les eaux, ou creusés dans les terres.
- **Ports intérieurs** : Ils sont établis sur des fleuves ou rivières, reliés au littoral par un canal maritime, ou établis sur des lagunes et étangs en communication avec la mer.

- **Ports au large:** En dehors des installations spécialisées pour l'exploitation, le chargement ou le déchargement des hydrocarbures, on peut créer de véritables ports (îlots) détachés du rivage, comportent des postes protégés .

I.3. Ouvrages de protection contre la houle

Un port est destiné à abriter des navires de l'action de la houle. Dans son utilisation courante il inclut plusieurs ouvrages de protection qui bordent le plan d'eau contre la houle (comme : digues, jetées, quais...etc.). Ces ouvrages peuvent être classés en deux : extérieurs et intérieurs.

I.3.1. Ouvrages extérieurs

On distingue :

I.3.1.1. Les jetées : sont des équipements portuaires perpendiculaires au rivage et se sont des constructions s'avancant dans la mer pour protéger un port contre les vagues. Elle peut être constituée de : musoir, coude et enracinement (figure I.1).

I.3.1.2. Les digues : sont utilisées pour la protection des ports contre les assauts des houles du large et permettent de réduire l'agitation intérieure. Elles doivent être construites sur des profondeurs très importantes et doivent résister à des vagues d'amplitude importante, on distingue généralement trois type :

- Digue verticale :** la muraille est constituée par les blocs ou des caissons en béton armé qui résistent par leur poids propre, aux efforts imposés par la houle, ils doivent donc être de grandes dimensions pour être suffisamment lourds.

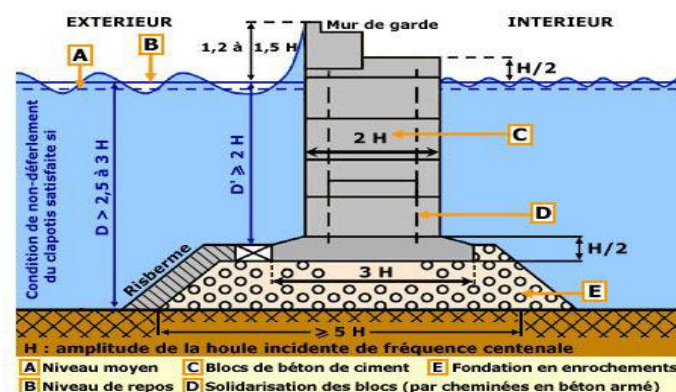


Figure I.2. Coupe type d'une digue verticale .

- b. **Digue à talus**: est réalisée avec des matériaux plus au moins grossiers, arrangés sous forme d'un trapèze qui va opposer à la houle une résistance d'autant plus efficace que le massif sera élevé et peu poreux.

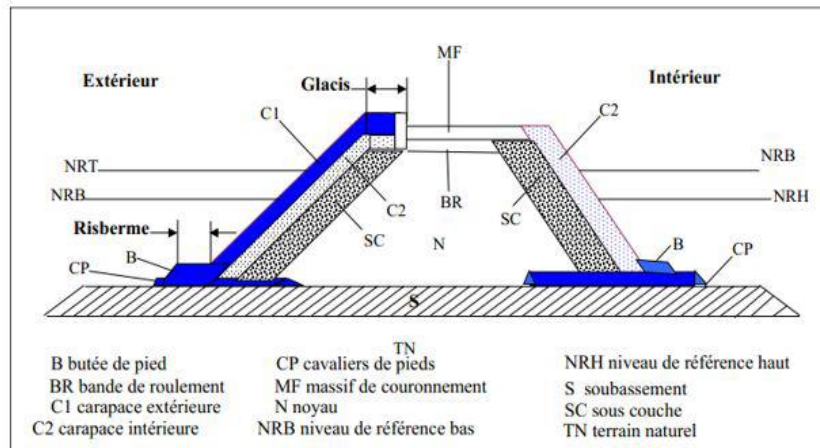


Figure I.3. Coupe type d'une digue à talus.

- c. **Digue mixte** : généralement on l'utilise lorsque les profondeurs sont importantes, la partie inférieure est sous forme d'un ouvrage à talus, surmontée par un ouvrage de type vertical. Les dimensions et la structure de l'ouvrage vertical doivent être suffisantes pour résister aux efforts des vagues déferlantes [2].

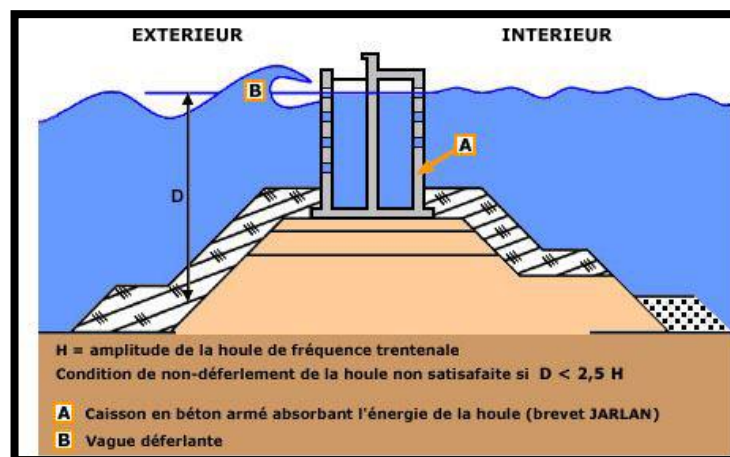


Figure I.4. Coupe type d'une digue mixte [2].

I.3.2. Ouvrages intérieurs

I.3.2.1. **Quais** : ce sont des chaussées aménagées au bord de l'eau dans un port, assurent les fonctions suivantes :

- Munir le long des quais d'un dispositif d'appui pour permettre l'accostage et l'amarrage des navires ;
- Assurer une liaison entre la terre et le navire par l'intermédiaire des terre-pleins;

- Soutenir les terres à la limite de l'eau, les efforts agissants sont : la poussée horizontale des terres et des engins de manutention et éventuelles la suppression hydrostatique.

Il existe plusieurs types de quais suivant leurs conditions de mise en œuvre et de possibilité d'exécution. En fonction des conditions géotechniques du site, certains sont fondés en surface et d'autres en profondeur.

A. Classification des Quais :

On peut les classer en trois principales catégories :

- a. **Quais massifs** : Ce sont des ouvrages à fondation superficielle continue dont la stabilité de l'ensemble est assurée par le poids du quai. On distingue :
 - **Quai en blocs** : Ces murs de quais sont constitués en bloc de béton, préfabriqué, empilés les uns sur les autres, le bloc inférieur étant posé sur une assise en enrochements préalablement réglée par une couche de granulométrie plus fine. L'assise tolère de réduire les contraintes élevées introduites par le quai, sur le sol naturel, celui-ci doit avoir une portance élevée et possédant des caractéristiques mécaniques augmentant avec la profondeur. Un pré chargement du quai est parfois réalisé avant la mise en place de la poutre de couronnement aux fins de maîtriser les tassements ultérieurs. C'est le type de quais traditionnel en méditerranée pour des faibles hauteurs (moins de 15m).

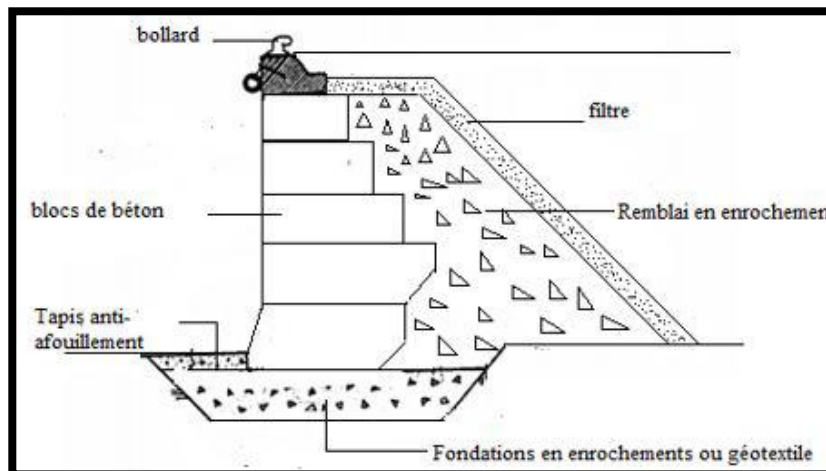


Figure I.5. Quai en blocs.

Les quais en blocs ont les avantages suivants :

- Excellente durabilité due à la conception robuste des blocs ;
- Simplicité de la construction ;
- Utilisation des matériaux facilement disponible ;

- Contrôle d'exécution relativement facile ;
- Bonne réponse aux différents chocs de navire.

L'inconvénient majeur est la sensibilité aux déformations de leur assise.

- **Quais en caissons** : peuvent être préfabriqués partiellement ou totalement. Ils sont utilisés pour constituer des quais continus ou des ouvrages à appuis discontinus et peuvent assurer le rôle de soutien des terres dans le cas des ouvrages continus. Généralement on utilise des caissons en béton armé, ou précontraint, de forme prismatique mais aussi il existe des caissons métalliques.

On distingue trois types de quais en caissons :

- Les caissons amenés par flottaisons et échoués ;
- Les caissons havés ;
- Les viroles préfabriquées.

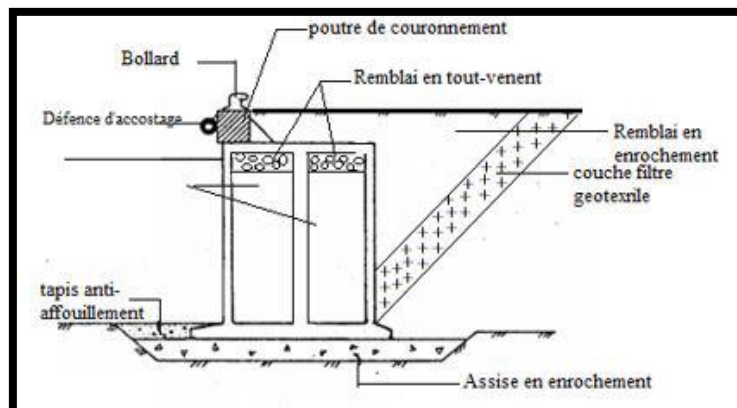


Figure I.6. Quai en caissons.

Les quais en caissons ont les avantages suivants :

- Technique d'exécution rapide ;
- *Caissons avec fond* : répartissent mieux la charge sous le fond ;
- *Caissons sans fond* : exercent une contrainte plus forte sur le sol de fondation ;
- Assure une meilleure résistance au glissement.

Ils ont les inconvénients suivants :

- Ouvrage est plus sensible aux tassements différentiels ;
- Fuite des matériaux de remblai ;
- Tendance de déplacer vers la mer sous l'effet des poussées du remblai arrière.

- **Quai en rideau de palplanches** : Les quais constitués par un rideau de palplanches métalliques ancré sur un rideau arrière. Sont utilisés lorsque le terrain naturel offre une portance insuffisante pour supporter un ouvrage massif. Mais il possède des caractéristiques géotechniques permettant d'offrir une butée au pied du rideau (coté bassin) capable d'équilibrer la poussée du remblai. C'est le cas des sols sableux, de marnes ou d'argiles suffisamment compactes. Les profilés sont mis en place dans le sol par battage, vibrofonçage et vérinage.

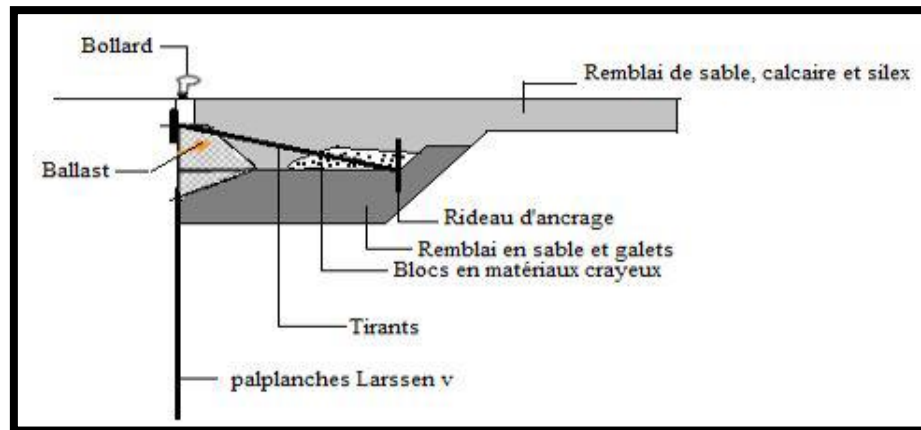


Figure I.7. Quai en rideau de palplanches.

Les quais en rideau de palplanches ont les avantages suivants :

- Résistance à l'effort de flexion ;
- Supporte une partie de remblai arrière et les surcharges d'exploitation ;
- Permet de réduire la poussée sur les rideaux de palplanches ;
- Facilité et rapidité de mise en œuvre.

Ils ont les inconvénients suivants :

- Risque de la fuite des matériaux fins du sol derrière la plate-forme;
- Sensible à la corrosion ;
- Forte nuisance dues aux méthodes de mise en œuvre.

b. Quais sur pieux : Ce sont des quais constitués par une plate-forme en béton armé supportée par des pieux (ou piles) en béton ou en acier. La fonction de soutènement, propre aux quais sur pieux, est assurée par la combinaison d'un talus et d'un rideau - plan ou voile placé en arrière ou en avant du quai, avec ou sans tirants d'ancrage. Des pieux inclinés et la butée offerte par la partie supérieure du remblai permettent de mobiliser une force horizontale suffisante pour équilibrer l'effort engendré par l'accostage et l'amarrage des navires.

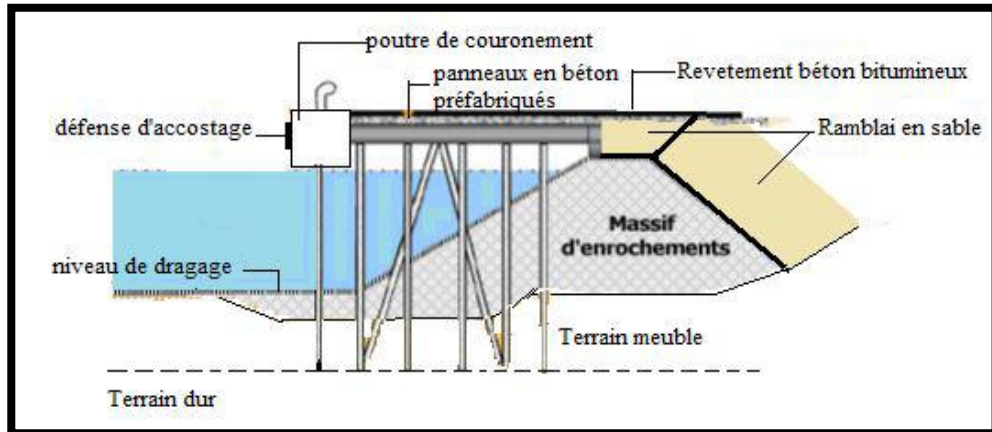


Figure I.8. Quai sur pieux.

Les quais sur pieux ont les avantages suivants :

- Assure la fonction d'accostage et d'amarrage ;
- Supporte d'importants efforts horizontaux.

Ils ont les inconvénients suivants :

- Pieux en béton peuvent ne pas atteindre des grandes longueurs ;
 - Pieux en acier risque la corrosion ;
 - Risque de flambement et de tassement ;
 - Erosion du talus sous quai.
- c. **Quais mixtes** : Le quai "danois" est constitué d'un rideau de palplanches et d'une plateforme en béton armé fondée sur des pieux en béton ou en acier. La résistance aux efforts d'accostage est assurée par la poussée du remblai contre le rideau et, éventuellement, par la réaction horizontale de pieux inclinés. Les efforts verticaux sont équilibrés par les réactions verticales des pieux qui supportent la plate-forme et éventuellement, des tubes métalliques insérés dans le rideau de palplanches. Ces quais sont indiqués quand le sol de fondation est de qualité moyenne et qu'il existe une couche de terrain de bonne résistance à une profondeur raisonnable.

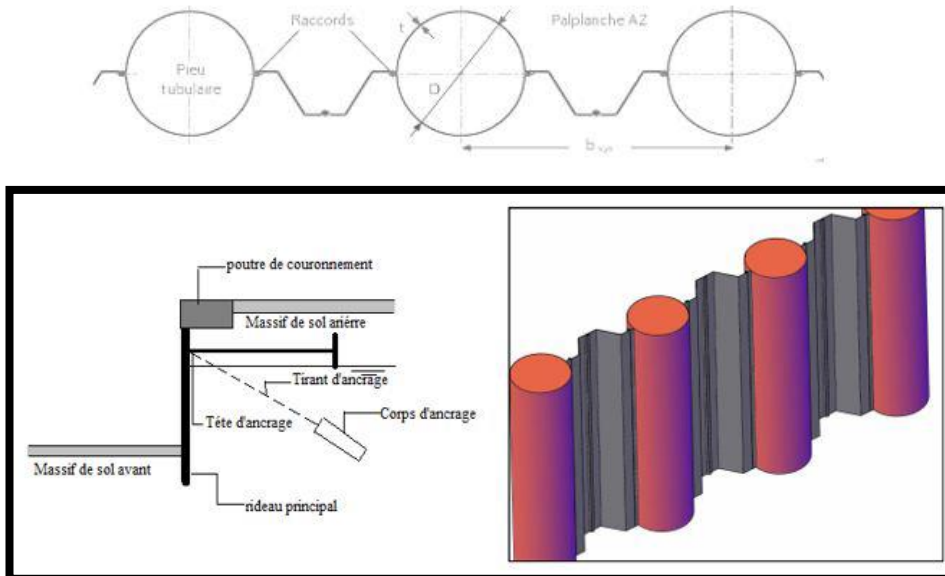


Figure I.9. Quai mixte.

Les quais mixtes ont les avantages suivants :

- Meilleur comportement charge-déplacement et tassement réduit ;
- Transmission optimale de la poussée des terres et de la pression hydrostatique ;
- Une grande résistance à la flexion.

Ils ont les inconvénients suivants :

- Risque de fuite des matériaux fins du sol derrière la plate-forme ;
- Sensibilité à la corrosion ;
- Risque de flambement ;
- Erosion de talus sous quai.

B. Paramètres de choix du type de quai :

Ils peuvent être choisis fonction des paramètres suivants :

- a. **Géotechnique** : la qualité du sol est un élément important pour le choix de type de fondation (profonde ou superficielle).
- b. **Efforts** : les efforts appliqués faisant intervenir la hauteur du quai (dépendant du tirant d'eau des navires à recevoir). La nature des terres à soutenir, le régime de pression hydrostatique et les surcharges d'exploitation.
- c. **Agitation** : dans le bassin, les quais proches de l'entrée du port nécessitent un coefficient aussi faible que possible (quais sur pieux à talus ou système non réfléchissant).

d. **Sécurité** : dans le cas d'accostage accidentel d'un navire ou ports de guerres.

e. **Durée de vie** : la durée de vie de l'ouvrage dépend de l'agressivité du milieu ambiant vis-à-vis de l'attaque des matériaux (corrosion).

f. **Exécution** : L'état du site avant les travaux : La position du quai par rapport au terrain naturel et la réalisation en site terrestre, à sec ou à l'abri d'un batardeau.

I.3.2.2. Appontements : ce sont des plates-formes sur pilotis qui permettent aux bateaux d'accoster ou de charger et décharger les marchandises.

I.3.2.3. 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 déposés les marchandises ou être installés les engins de manutention.

I.3.3. Caractéristiques communes aux divers types d'ouvrages

I.3.3.1. Efforts agissant sur les ouvrages :

a. **Efforts horizontaux** :

–**Accostage** : un navire approche du quai à une certaine vitesse qui lui confère une énergie cinétique. L'accostage s'effectue donc avec un choc qui impose de violents efforts aux ouvrages. les calculs tiennent compte de la dérive du navire, de sa taille, de l'utilisation des machines et de remorqueurs...etc. La difficulté des calculs a conduit les autorités portuaires à réaliser des études statistiques basées sur des observations en vraie grandeur grâce à un système pour mesurer la vitesse de dérive du navire (radars à effet Doppler). Ceci conduit à retenir une énergie cinétique de 2 à 5 t.m par millier de tonne de port en lourd. Les valeurs admises pour des ouvrages traditionnels seront de 25 et 30 tonnes par mètre d'ouvrage. Pour les postes prévus pour recevoir des supers pétroliers ou minéraliers, l'effort admissible est limité par la résistance propre de la coque du navire, 15t/m² pour un pétrolier, 30 t/m² pour un méthanier. Les Ducs d'Albe d'Antifer absorbent une énergie de 2000 à 2500 t.m.

–**Amarrage** : les amarres sont frappées sur des bollards, bornes ou organeaux, fixés sur le quai, auxquels elles imposent des efforts qui dépendent :

- Du vent sur le navire ;
- De l'action du courant ;
- De l'agitation du plan d'eau.

Ces efforts sont répartis sur l'ouvrage par une poutre longitudinale sur laquelle sont fixés les organes d'amarrage. Ces efforts ont pour direction celle des amarres et dépendent donc des conditions locales, des caractéristiques du navire et de son amarrage. Ils doivent être calculés dans chaque cas en

tenant compte du plan d'amarrage étudié. Des valeurs ont été calculées et admises pour établir des avants projets, elles seront augmentées de 25% pour un poste exposé au courant [3]. Les bollards sont espacés de 20 m, cette valeur correspond à des efforts répartis variant de 20 à 100 tonnes par mètre linéaire de quai. Les piles bollard des appontements sont calculées pour des efforts variant de 200 à 300 t.

–**Vent** : en ce qui concerne les efforts du vent sur les engins et superstructures on adopte une valeur moyenne de 2.5 tonnes par mètre linéaire de longueur d'obstacle.

–**Poussée des terres** : les terres (ou remblais) retenues par l'ouvrage d'accostage sont caractérisées par : l'angle de frottement interne, la cohésion du sol et le poids volumique du sol à différent niveau. Les calculs de poussées sont complexes et des essais en laboratoire sont nécessaires.

–**Efforts sismiques** : les ouvrages construits dans des zones soumises à des séismes fréquents doivent être conçus pour résister aux effets des tremblements de terre. Pratiquement le calcul consiste à vérifier la stabilité de l'ensemble soumis à une accélération horizontale et verticale en tenant compte de paramètres propre à la zone et de l'accélération de la pesanteur (oscillation pour les appontements, effet de cisaillement pour les quais).

b. Efforts verticaux

–**Poids de l'ouvrage** : le poids propre des ouvrages doit être réduit de la poussée d'Archimède, c'est la pleine mer qui donne les conditions de stabilité les plus sévères pour les ouvrages massifs : la réduction du poids diminue le moment et le risque de glissement horizontal.

–**Surcharge des ouvrages et des terre-pleins** : les surcharges admises sont de :

–4 à 6 t/m² pour les marchandises diverses ;

–6 à 20 t/m² pour les trafics pondéreux.

Les calculs doivent aussi tenir compte des surcharges des engins de manutention, routières et ferroviaires.

Les figures I.10, I.11 et I.12 représentent les différents efforts sur les ouvrages internes.

–**Efforts sur quai** :

À l'accostage, le navire dérive avec une vitesse de 10 à 15 cm/sec. Compte tenu de sa masse importante, il impose à l'ouvrage un effort horizontal (1) qui peut dépasser la centaine de tonnes. Une défense déformable permet d'absorber une partie de l'énergie d'accostage.

Sous l'effet du vent et des courants éventuels, l'effort d'amarrage (2) peut atteindre la centaine de tonne. L'ouvrage assure une liaison directe entre le navire et la terre. Il doit résister aux efforts horizontaux : d'accostage (1), d'amarrage (2) et à la poussée des remblais (2'). Et aux efforts verticaux : de son poids propre (3), des engins de manutention (4) et des charges sur le terre-plein (5).

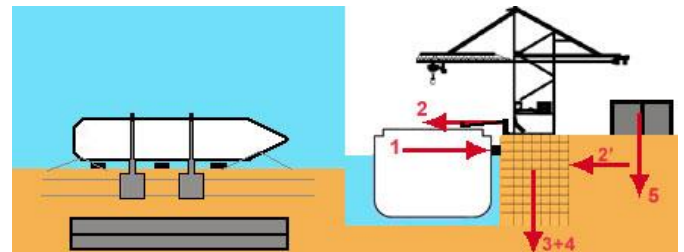
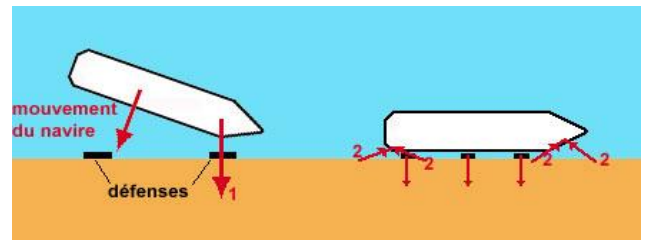


Figure I.10. Efforts sur quai.

– Efforts sur appontement :

L'ouvrage n'assure pas une liaison directe entre le navire et la terre. Il doit résister aux efforts horizontaux : d'accostage (1), d'amarrage (2) mais n'a pas à retenir des remblais. Et aux efforts verticaux : de son poids propre et de celui des engins de manutention (3+4) et des éventuelles cargaisons déposées (5).

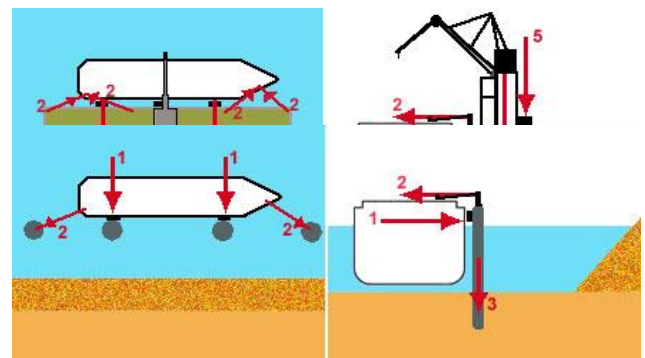


Figure I.11. Efforts sur appontement.

– Efforts sur Ducs d'Albe :

L'ouvrage ne sert qu'à l'accostage et/ou l'amarrage du navire. Il doit résister aux efforts horizontaux : d'accostage (1), d'amarrage (2) et aux efforts verticaux dus à son seul poids propre (3).

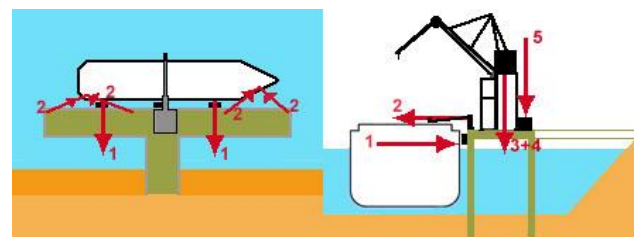


Figure I.12. Efforts sur Ducs d'Albe.

I.3.3.2. Aménagements communs :

– **Les défenses** : les fronts d'accostage sont équipés de dispositifs destinés à amortir les chocs d'accostage qui sont les défenses, les plus couramment utilisées sont les défenses en bois, métalliques, en caoutchouc, ou les défenses dites « mécaniques ».



Figure I.13. Quelques types de défenses.

– **Couronnement des ouvrages d'accostage** : la partie supérieure du front d'accostage doit être terminée par un couronnement qui est réalisé soit en béton de ciment, en pierres dures ou en profilés métalliques (cornières courbes). Le couronnement doit être résistant mais comporte un profil arrondi pour éviter l'usure des cordages et amarres sur des arêtes trop vives.

– **Organes d'amarrage** :

- Les organeaux en acier : anneaux en acier forgé, logés dans des niches pour éviter toutes saillies dans le front d'accostage (réservés aux petits navires : pêche, plaisance).



- Les bornes simples ou doubles, elles doivent être correctement ancrées.



- Les bollards : en acier moulé, leur renflement supérieur est épanoui afin d'éviter aux amarres d'échapper. Ils sont du type fût ou à scellement sur embase, ils doivent être correctement ancrés pour résister à la traction des aussières.



- Les crocs largables ou à échappement. Ces organes d'amarrage se trouvent surtout sur les postes de manutention de marchandises dangereuses, ils permettent un largage rapide du navire en cas de sinistre, ces crocs pourront être équipés de dynamomètres et



connectés à un terminal qui permettra de donner la tension sur les aussières en temps réel.

Les organes doivent être en retrait du front d'accostage, incliné d'une trentaine de degrés. Les ancrages sont calculés en fonction de la direction et l'intensité des efforts, ils peuvent se faire soit sur l'ouvrage lui-même soit au moyen de tirants et d'écrans indépendants.

I.4. Conclusion

Ce chapitre est consacré aux généralités sur les travaux portuaires, où on a présenté les différents types d'ouvrages portuaires et les éléments qui les constituent.

Chapitre II

Pathologie des ouvrages maritimes

- Causes des désordres -

II.1. Introduction

Ce chapitre est une synthèse qui porte sur les désordres et pathologies qui peuvent atteindre les différents ouvrages maritimes. Nous y traitons principalement les actions majeures à entreprendre pour pouvoir détecter les désordres et assurer sur le long terme la pérennité et la sécurité de ces ouvrages.

II.2. Classification des dégradations

On peut classer les désordres qui affectent les ouvrages en se basant sur leur ampleur et leurs sources de la manière suivante :

- Dégradations lentes : Ce sont des dégradations dues essentiellement au vieillissement des matériaux et des structures, aux facteurs agressifs du milieu ambiant (corrosion, entraînement des matériaux, dissolutions physiques et chimiques), aux modifications par rapport aux conditions initiales (tassements, déplacements) et aux conditions de mise en œuvre des matériaux (béton et armatures) ;
- Dégradations brutales : Elles ont un caractère accidentel et sont dues aux chocs de navires, aux tempêtes, aux incendies ou aux séismes.

II.3. Types de dégradations

Plusieurs désordres observés sur les ouvrages de génie civil ou de travaux publics en général (travaux maritimes), on cite :

II.3.1. Affaissement

Situé sur l'ouvrage ou directement à l'arrière de la plateforme. Dans le cas d'un affaissement à l'arrière de la plateforme, une attention particulière devra être portée sur la présence éventuelle d'un affouillement sous le quai ou départ de matériaux dû à un défaut de joint observer si ce défaut peut mettre en jeu la sécurité des usagers.



Figure II.1. Affaissement.

❖ **Effondrement local de la chaussée du terre :** Correspondant à un en traînement vers le bas d'une portion de la chaussée du terre- plein. Une attention particulière devra être portée sur la présence éventuelle des désordres suivants :

- Déformation du mur de quai ou lacunes dans les joints.
- Observer si ce défaut peut mettre en jeu la stabilité de l'ouvrage.
- Déformation verticale (affaissement).

Causes possibles:

- Défaut de conception ;
- Tassements sous la fondation ;
- Excès de charge verticale ;
- Affouillement



Figure II.2. Effondrement de la chaussée du terre plein.

II.3.2. Anomalie

Écart entre une situation existante et une situation attendue. Une anomalie peut justifier une investigation qui peut déboucher sur une non-conformité ou un défaut. La photo met en évidence un basculement de BCR et des vides au niveau de la carapace, les investigations sont mis en évidence des désordres au niveau de la butée de pieds.



Figure II.3. Anomalie.

II.3.3. Désordres des équipements divers

On retrouve les bollards, organeaux, échelles de quai, cuirasses de protection, bornes diverses, etc. Elles doivent être maintenues constamment en état de bon fonctionnement. La durée de vie de ces équipements peut être réduite si un entretien régulier n'est pas réalisé : réfection des scellements, remise en peinture anticorrosion, etc.

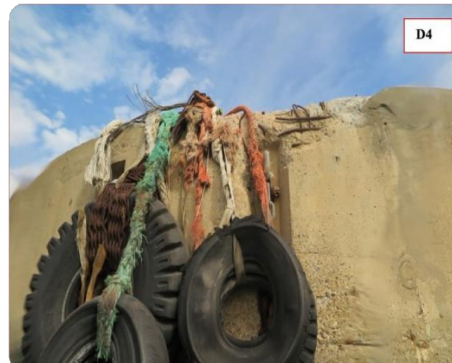


Figure II.4. Désordres des équipements (à gauche : Bollard et à droite : Défenses d'accostage).

II.3.4. Désordres Structuraux

Problème affectant un élément ou une partie d'ouvrage, Il se manifeste progressivement ou brutalement. Il dénote une évolution. C'est un symptôme. Exp : apparition de fissures, de déformations, altération de béton, écaillage, etc.



Figure II.5. Désordres structuraux.

❖ **Zones d'agression d'un ouvrage maritime en béton :** L'observation du béton à la mer a permis d'identifier cinq zones dans lesquelles le béton est exposé à des niveaux et à des mécanismes d'agression différents, mais souvent conjugués :

- La zone immergée : partie d'ouvrage constamment sous l'eau.
- La zone de marnage : partie d'ouvrage soumise aux marées.
- La zone d'aspersion par l'eau de mer.
- La zone soumise aux embruns : Les embruns sont une source importante d'apports de Sulfure de diméthyle à l'atmosphère.
- La zone aérienne : exposée à l'air véhiculant du sel marin.

La figure suivante synthétise les agressions auxquelles est soumis le béton en fonction de son environnement marin :

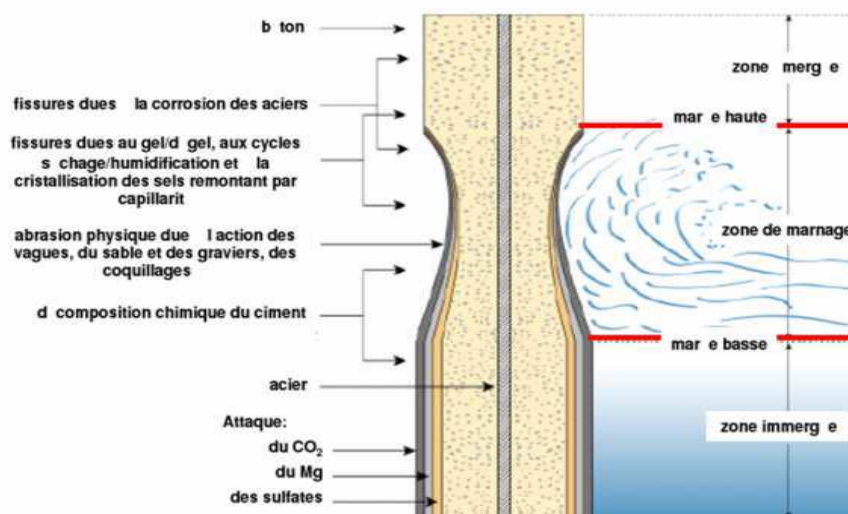


Figure II.6. Zone d'agression d'un béton maritime.

❖ **Béton maritime** : Il est classé parmi les bétons spéciaux suite à sa composition différente du béton ordinaire avec l'utilisation d'un ciment CRS (ciment résistant au sulfate) et d'adjuvant ainsi que les additions qui donne sa réussite. Pour les ouvrages en site maritime, les caractéristiques complémentaires normalisées des ciments font l'objet de la norme NA442-CEM I 42.5 NSR3 « ciments pour travaux à la mer ». Ces ciments présentent des teneurs limitées en aluminat tricalcique (C3A) qui leur permettent de conférer au béton une résistance accrue à l'agression des ions sulfates en présence d'ions chlorures au cours de la prise et ultérieurement.

- Les ciments pour travaux à la mer sont :
- CEM I et des CEM II qui possèdent des caractéristiques physiques et doivent respecter des spécificités chimiques complémentaires.
- CEM III/A5 (si la teneur en laitier est supérieure à 60 %), B ou C et CEM V/A ou B qui sont naturellement qualifiés pour cet usage.

Ces ciments comportent la mention PM (Prise Mer) sur l'emballage ou le bon de livraison. Les spécificités des ciments PM portent sur la composition du clinker, sur une limitation de la proportion de constituants secondaires (3%) et d'additifs (0,1%).

II.3.4.1. Agressions physiques et mécaniques :

Les agressions physiques et mécaniques sur le béton se conjuguent :

- l'action mécanique de la houle et des courants s'associe à l'érosion par les sables en suspension.
- les cycles d'humidification-séchage, favorisés par le vent, accélèrent le processus de transferts des chlorures.
- enfin, pour certaine zone géographique, le béton est soumis à des cycles de gel dégel.

L'altération mécanique de la matrice cimentaire (porosité et fissuration) permet une accélération des transports d'ions et aggrave les processus chimiques d'altération. Enfin, la corrosion des armatures en acier est favorisée par la teneur en chlorures de l'eau de mer et sa richesse en oxygène dissous, due au brassage de surface. Le résultat de cette corrosion est, outre la dissolution du fer, la formation de produits expansifs (oxydes de fer et hydroxydes), dont les effets viendront accentuer la dégradation du béton.

❖ **Fracture** : Rupture dans la continuité d'une structure. Peut impliquer une mise en danger de la structure.



Figure II.7. Fracture.

❖ **Cassure** : La cassure dans une structure peut impliquer une mise en danger de l'ouvrage. Cassure : départ ou non d'une partie de la structure; elle est évolutive et induit des dégradations rapides.

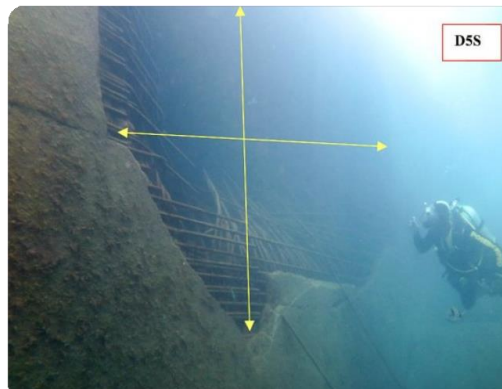


Figure II.8. Cassure.

❖ **Fissuration** : Défaut ou désordre courant dans la structure. Discontinuité ne se traduisant pas par une séparation franche des deux éléments de part et d'autre de la fissure. Il est important de bien la décrire. On mesure les déplacements relatifs entre les deux lèvres (ouverture, désaffleurement ou rejet).

Causes possibles :

- Tassement différentiel ; Contrainte excessive ;
- Retrait différentiel ; Efforts de flexion ;
- Reprise de bétonnage ; Poussée hydrostatique ;



Figure II.9. Fissuration.

II.3.4.2. Agressions chimiques :

Dans des conditions normales, les armatures enrobées d'un béton compact et non fissuré sont protégées naturellement des risques de corrosion par un phénomène de passivation qui résulte de la création, à la surface de l'acier, d'une pellicule protectrice $\text{Fe}_2\text{O}_3\text{CaO}$ (dite de passivation). Cette protection est générée par l'action de la chaux libérée par les silicates de calcium sur l'oxyde de fer. La présence de chaux maintient la basicité du milieu entourant les armatures (l'hydratation du ciment produit une solution interstitielle basique de pH élevé de l'ordre de 12 à 13). Les armatures sont protégées tant qu'elles se trouvent dans un milieu présentant un pH supérieur à 9. Deux principaux phénomènes peuvent dans certaines conditions détruire cette protection et initier la corrosion des armatures en acier :

- La carbonatation du béton d'enrobage par l'adsorption du gaz carbonique contenu dans l'atmosphère ;
- La pénétration des ions chlorures jusqu'au niveau des armatures.

La plus ou moins grande rapidité d'action de ces agents est fonction de l'humidité ambiante, de la porosité du béton et de la présence de fissures qui favorisent la diffusion des gaz ou des liquides agressifs.

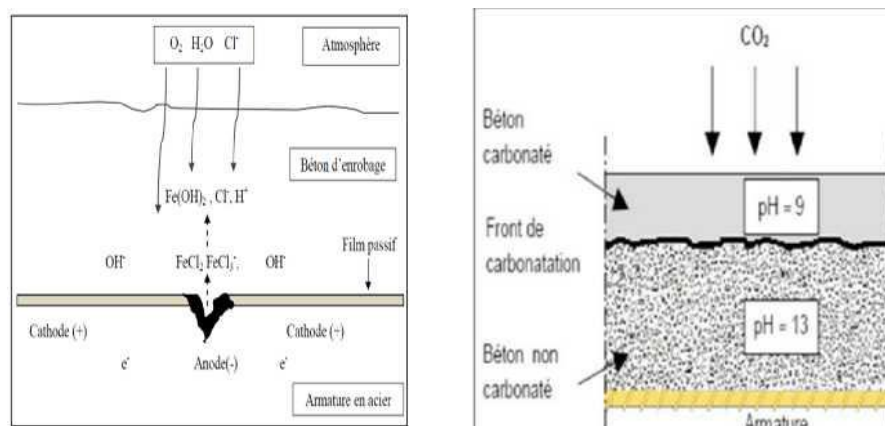


Figure II.10. Agressions chimiques sur un béton maritime.

❖ **Carbonatation** : Réaction chimique de combinaison de la chaux libre du béton avec le gaz carbonique de l'air, entraînant notamment une baisse du Ph du béton susceptible de favoriser la corrosion des armatures.

- Trace blanchâtre très localisée
- Apparition de trace de rouille avec peu de fissures
- Disparition de l'enrobage avec apparition d'acier:
- Altération des aciers >15%



Figure II.11. Carbonatation.

❖ **Alcali réaction** : Réaction entre les granulats du béton et les alcalins de la pâte de ciment, pouvant se manifester sous la forme de faïençage, de gonflement puis d'éclatement du béton. Cette réaction alcaline peut induire la création de sels de Conclot (Ettringite) trisulfo-aluminate de calcium hydraté qui induit une Expansion du béton.

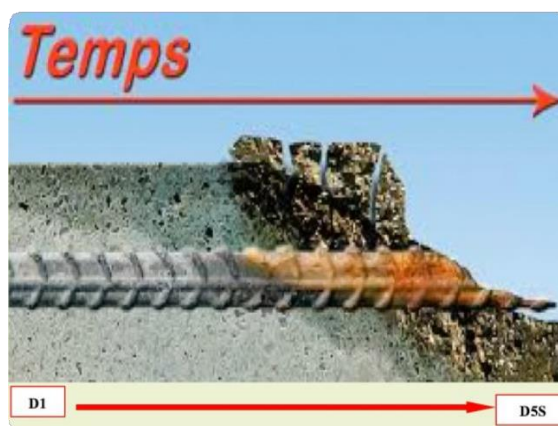


Figure II.12. Alcali réaction.

Béton éclaté :

- Armatures apparentes peu altérées ;
- Armatures apparentes altérées ;
- Désagrégation du béton.

**Figure II.13.** Béton éclaté.

❖ **Ecaillage :** Décollement du mortier de peau laissant apparaître les agrégats.

Causes possibles: (Mauvaise qualité du béton; Agressivité de l'environnement;)

**Figure II.14.** Ecaillage.

❖ **Efflorescence du Béton :** Apparition en surface du béton ou mortier d'un dépôt cristallin souvent blanchâtre dû à la carbonatation de la chaux. Sa présence indique, par contre, un excès d'humidité dans le matériau affecté ; et elle doit être examinée sans délai pour éviter les mauvaises surprises, de dommages structuraux non visibles.

**Figure II.15.** Efflorescence du Béton.

❖ **Epaufreure :** Eclatement du béton avec chute de fragments (cassures localisées).

Causes possibles : Chocs lors de travaux ; Défaut de mise en œuvre du béton ; Évolution d'un béton écaillé.

- Désordre de faible surface

- Désordre multiple ou étendu
- Désordre de plus de 5cm de profondeur
- Armatures visibles



Figure II.16. Epaufreure.

❖ **Corrosion** : Le développement de la corrosion des armatures peut provoquer par gonflement une poussée au vide sur le béton d'enrobage (les oxydes de fer étant plus volumineux que l'acier, ils génèrent des contraintes internes dans le béton qui peuvent être supérieures à sa résistance en traction) et donc une altération de l'aspect extérieur de l'ouvrage (éclatement localisé, formation de fissures et d'épaufreure, apparition en surface de traces de rouille et éventuellement mise à nu de l'armature) et une réduction de la section efficace de l'armature et de son adhérence au béton.



Figure II.17. Effet de la corrosion (Epaufreure).

La corrosion peut être perforante c'est-à-dire qu'on a une perte sévère de la matière qui va créer une perforation qui menace la stabilité ce qui nécessite une intervention rapide.



Figure II.18. Corrosion Perforante.

II.4. Causes des désordres

Les causes possibles des différents désordres cités auparavant sont multiples, mais peuvent se classer en plusieurs catégories :

- Erreur sur les hypothèses : Lors de la phase préliminaire, la récolte des données entourant le projet et l'infrastructure en vue de projection est une étape colossale et indispensable. En tenant compte des particularités des projets maritimes et de leurs dimensions, on ne peut garantir une estimation parfaite des données. Les erreurs peuvent survenir dans les différentes campagnes de collecte données :

- Levés bathymétriques ;
- Suivi topographique ;
- Reconnaissance du sol par échantillonnage, essais en laboratoire ;

- Sollicitations de l'ouvrage en service (négligence des efforts liés à l'environnement ou à l'évolution même du matériau) : Utilisation d'ouvrages d'une manière non conforme très souvent, les infrastructures sont sollicitées au-delà de la capacité pour laquelle ils ont été conçus. À titre d'exemple, un quai ou un appontement dimensionné pour accueillir un certain type de navire à un nombre bien défini ne peut rester inaltéré face aux sollicitations dépassant ses capacités limites.

- Environnement de l'ouvrage : l'environnement maritime est un milieu très agressif pour les ouvrages portuaires. L'immersion de certaines structures, le marnage, la réactivité de certains granulats à l'eau de mer, la remontée du niveau de la mer, les modifications des houles à la côte ainsi que des zones d'expositions, sont des facteurs qui jouent un rôle non négligeable dans l'apparition et la propagation des désordres.

- Défaut de conception : Ces défauts sont généralement le résultat de :

- Une mauvaise évaluation de la houle de projet ;
- La recherche trop poussée d'économie qui conduit à sous-dimensionner ;
- La non-prise en compte du facteur temps-fatigue dans la conception ;
- La faible résistance du couronnement ;
- La grande fragilité des talus ;
- Le choix du type de bloc ;

- Imperfections d'exécution : La réalisation d'un projet non conforme à celui étudié (allègement des caractéristiques) se manifeste sous plusieurs formes, par exemple :

- La mauvaise qualité des matériaux et notamment des bétons dont la tenue dans le temps peut parfois présenter des surprises ;
- Le non-respect des spécifications de base et principalement du plan de pose des blocs constituant la carapace.
 - Causes accidentelles : comme tempêtes et chocs de navires.
 - Insuffisance ou absence de surveillance et d'entretien.

II.5. CONCLUSION :

Les ouvrages en site maritime sont spécifiques pour plusieurs raisons. Leurs spécificités sont d'abord liées à la variété des types de structure. Ensuite la réalisation de ces ouvrages est soumise à des contraintes de mise en œuvre particulière. Enfin, ces ouvrages sont exposés à un environnement qui cumule souvent les facteurs favorisant la détérioration du béton et de l'acier qu'il peut contenir.

On trouve en annexe les désordres et causes probables des différents ouvrages maritimes récapitulés.

Chapitre III

Méthodes d'auscultation des constructions

III.1. Introduction

L'identification précise des désordres, l'appréciation de leur étendue, la recherche des causes, et des mécanismes qui ont permis aux désordres de se développer, autant de points qu'il est nécessaire d'aborder avant d'entreprendre toute action de réparation.

C'est l'ensemble de ces investigations nécessaires que l'on appelle auscultation. Il n'existe pas de procédure type d'auscultation applicable à tous les ouvrages d'art, ni même à une famille donnée d'entre eux. Les méthodes d'auscultation à utiliser, différent suivant la nature des désordres constatés. Les auscultations peuvent être de deux natures :

- Auscultation du matériau et l'appréciation de son état ou ses propriétés ;
- Auscultation de la structure et analyse de son mode de fonctionnement réel à vide et/ou sous chargement.

Assez souvent, ces deux types d'analyse existent dans une même campagne d'investigations. Il peut en effet arriver qu'une défectuosité du matériau ait une incidence directe sur le fonctionnement de la structure. Inversement, le mauvais fonctionnement d'un ouvrage pour des raisons structurelles se manifeste par une détérioration, au moins partielle, de certains des matériaux constitutifs (ITSEOA - Fascicule 03).

Ce chapitre s'intéresse aux méthodes d'investigation permettant d'apprécier l'état des matériaux. Elles peuvent être classées en deux catégories soit :

- Investigations in-situ sur le matériau en place ;
- Investigations sur prélèvement.

Ces investigations font appel à divers moyens d'auscultation qui seront décrites dans la suite.

III.2. Investigations dans la chaîne du diagnostic d'un ouvrage portuaire

III.2.1. Investigations et diagnostic

Une étape intermédiaire entre le constat visuel de la dégradation (ou des conséquences de la dégradation) et la mise en œuvre d'une action est donc primordiale : c'est l'étape de diagnostic. Ce dernier permet d'expliquer le désordre et de définir un traitement pertinent de celui-ci. Le diagnostic s'appuie sur un certain nombre d'outils que nous appelons «méthodes d'investigations».

Une inspection détaillée peut être initiée par le souhait du gestionnaire d'infrastructures portuaires de connaître l'état de son ouvrage suite à un événement particulier (tempête, choc, évolution des sollicitations, etc.) : il s'agit dans ce cas de dresser un « bilan de santé ».

Elle peut également résulter d'une visite d'un parc d'ouvrages dans le cadre d'une surveillance systématique de celui-ci.

Une telle inspection permet de déceler d'éventuels désordres. Quand un désordre est constaté, des investigations permettent de recueillir des informations de nature à l'expliquer. L'interprétation de ces informations constitue le diagnostic.

La formulation d'un diagnostic nécessite donc la mise en place d'un programme d'investigations permettant d'accéder à des informations latentes. Le choix des investigations est fondamental et dépend :

- Des besoins du gestionnaire de l'ouvrage ;
- Du niveau de fiabilité du dossier d'ouvrage ;
- Du type d'ouvrage ;
- De l'environnement de l'ouvrage ;
- De la nature et de l'ampleur des désordres constatés.

L'étape préalable à toute investigation dans le cadre d'un diagnostic est l'examen du dossier d'ouvrage.

III.2.2. Critères de sélection des investigations

Le choix des investigations est réalisé par le biais de cinq critères :

A. Besoins du gestionnaire : Le gestionnaire de l'ouvrage portuaire peut rencontrer trois situations :

- Il souhaite connaître l'état de son ouvrage à un instant donné. Il s'agit donc de réaliser un « bilan de santé » à titre préventif.
- Dans le cadre de la surveillance, des désordres qui affectent le niveau de service ont été détectés sur un ouvrage. Avant d'engager des travaux, le gestionnaire souhaite donc connaître l'origine de ces désordres pour définir des solutions de traitement adaptées.
- Dans le cadre de la surveillance, des désordres ont été détectés sur un ouvrage. Ils n'affectent pas le niveau de service mais leur origine n'est pas connue, ni leur ampleur, et le gestionnaire souhaiterait connaître leur niveau de gravité et éventuellement leur potentiel d'évolution.

B. Fiabilité du dossier d'ouvrage : Il est indispensable de disposer d'un dossier d'ouvrage afin d'avoir :

- Les éléments de dimensionnement (notes de calculs, charges d'exploitation, etc.) ;
- Les plans de récolement ou à défaut les plans d'exécution ;
- L'historique des changements des conditions d'exploitation (évolution du niveau de service de l'ouvrage, dragage, surcharges, exhaussement du quai, etc.) ;
- Les opérations d'entretien avec leurs périodicités ;
- Les réparations, etc.

Le dossier d'ouvrage est un document vivant qui doit être mis à jour régulièrement.

C. Type d'ouvrage : La typologie de l'ouvrage s'appuie en premier lieu sur l'identification de la structure. L'objectif est de déterminer :

– Le fonctionnement mécanique et hydraulique de l'ouvrage : s'agit-il d'un soutènement de type ouvrage poids ou de type paroi de soutènement ? La géométrie et les conditions aux limites de la fondation sont-elles connues à ce stade (fondations, nature du sol support, etc.) ? Quel est le fonctionnement hydraulique (piézomètre, dénivelée hydraulique, circulation d'eau interne) ?

– Le matériau constitutif de la structure : s'agit-il de béton armé, de béton précontraint, de métal ou de maçonnerie ?

– En second lieu, il convient d'identifier le mode de construction : s'agit-il d'une structure en béton préfabriquée ou coulée en place ? Quel a été le phasage de construction ?

L'objectif est de déterminer de la connaissance précise du phasage de construction permet de réaliser des expertises plus rigoureuses.

– La géométrie : quelle est la géométrie réelle de l'ouvrage ? La réponse à cette question peut nécessiter des levés complémentaires préalables si les plans sont douteux ou inexistantes.

– L'époque de construction : c'est une information utile car elle renvoie souvent à un type de pathologie répertorié, qu'il s'agisse du mode de conception ou de la qualité des matériaux.

– Enfin, l'analyse des interactions sol/structure (au niveau de la fondation et/ou du soutènement) et des problèmes hydrauliques (poussée sur les soutènements) est primordiale pour comprendre le fonctionnement des ouvrages portuaires. Il est nécessaire de connaître le mode de fondation et les caractéristiques géotechniques et hydrauliques du sol.

D. Environnement de l'ouvrage : L'environnement maritime est un milieu très fortement agressif pour les ouvrages portuaires. De l'exposition et des conditions d'utilisation des ouvrages dépendent la nature et la cinétique de leur dégradation :

- Zone constamment immergée,
- Zone de marnage,
- Zone exposée aux embruns,
- Zones exposées aux chocs,
- Zones de sollicitation, etc.

E. Nature et l'ampleur des dégradations : Dans la plupart des cas, le gestionnaire d'infrastructures portuaires dispose d'un constat qui décrit les désordres apparents et leur étendue. L'analyse de ce document permet de formuler un certain nombre d'hypothèses sur les origines des dégradations, mais cette approche visuelle n'est pas suffisante pour formuler un diagnostic définitif. La mise en relation de ces désordres avec l'identification de la structure permet d'éliminer un certain nombre d'hypothèses. Ce premier filtrage permet de concentrer les investigations sur les hypothèses encore crédibles.

De plus la connaissance de l'évolution des dégradations (par exemple corrosion, déplacements, déformations, etc.) permet d'affiner l'expertise et/ou de relier certains désordres à des événements précis. Cette connaissance permet, le cas échéant, aussi de relativiser les risques d'évolution défavorable.

De plus, ces ouvrages présentent souvent des conditions et des contraintes d'accès difficiles : le choix des méthodes d'investigation doit donc tenir compte de tous ces éléments.

III.2.3. Programme d'investigations

Après avoir défini ses besoins, examiné le dossier d'ouvrage, déterminé le type d'ouvrage, examiné son environnement, déterminé la nature et l'ampleur des dégradations, le gestionnaire d'infrastructures portuaires définit le programme d'investigations. Celui-ci doit contenir :

- La nature et le phasage des différentes investigations,
- L'implantation des zones d'investigations,
- Le nombre de contrôles par zones,
- La nature et la précision des résultats attendus,
- L'exposé des critères qui justifient l'engagement d'une investigation au regard des résultats des investigations précédentes,
- Les référentiels techniques, les normes et les procédures utilisées,
- Les différents intervenants (rôle et organisation, sous-traitance),
- Les moyens matériels et humains.

III.2.4. Identification des méthodes

Il été identifié quatre grandes catégories de méthodes d'investigation :

Tableau III.1. Catégories de méthodes d'investigation.

Catégorie	Désignation	Description
1	Inspection et visite	L'investigation est visuelle. Elle peut être aérienne ou subaquatique.
2	Contrôle destructif	Elle suppose des prélèvements de matériau ou d'échantillons dans ou sur l'ouvrage.
3	Contrôle non destructif	Par opposition au contrôle destructif, l'investigation ne porte pas atteinte à l'intégrité de l'ouvrage. Elle nécessite un matériel spécifique.
4	Etude	L'investigation porte sur le dossier d'ouvrage ou sur les archives. Il peut également s'agir d'un recalcul.

Une liste non exhaustive des principales méthodes d'investigation utilisées pour diagnostiquer des désordres dans la structure d'ouvrages portuaires.

Tableau III.2. Méthodes d'investigation.

Domaine	Contrôle non destructif	Contrôle destructif
Métal	Mesures d'épaisseur résiduelle de tôles. Dureté. Ultrasons. Radiographie. Magnétoscopie. Ressuage. Mise en évidence d'une bio-corrosion.	Résilience. Traction. Analyse métallographique. Agressivité des sols et de l'eau de mer.
Protection anticorrosion	Mesure résiduelle d'épaisseur de revêtement. Aspect (état de surface – couleur...) Préparation de surface avant remise en peinture. Mesure du potentiel d'électrode à l'éponge (porosité). Essais préalables de décapage (travaux neufs).	Epaisseur (PIG). Adhérence par traction. Quadrillage. Porosité. Mesure du potentiel d'électrode au balai électrique (porosité). Chlorures. Essais préalables de décapage, avivage (maintenance).
Béton armé et précontraint	Auscultation sonore par transparence ou de surface.	Profondeur de carbonatation. Porosité à l'eau.

	<p>RADAR. Gammagraphie. Potentiel d'armatures. Potentiel d'armatures en zone immergée Vitesse de corrosion. Perméabilité à l'air (BT CRIS). Indice de fissuration. Ecoute acoustique sur câbles. Position et enrobage des aciers.</p>	<p>Masse volumique. Compression. Profils de chlorures. Coefficient de diffusion des chlorures. Analyse physico-chimique (micro-analyse, analyse minéralogique, examen au MEB,...). Essais de vieillissement accéléré. Essais de fluorescence aux ions uranyles. Prélèvement par sondage carotté pour examen visuel. Ouverture de fenêtre pour examen d'éléments de précontrainte. Mesure de tension à l'arbalète. Dureté et homogénéité de surface d'un parement béton. Homogénéité de surface ou de la masse d'un béton.</p>
<p>Sol et fondations</p>	<p>Détermination du RQD. Mesure piézométrique (avec tube ouvert). Mesure piézométrique (avec sonde de mesure de pression interstitielle).</p>	<p>Essai préssiométrique. Essai Lugeon. Détermination de l'agressivité chimique des sols. Essai pénétrométrique statique. Essai au piézocône. Carottage. Essai de pénétration dynamique de type A. Sondage au pénétromètre dynamique de type B. Essai de cisaillement au phicomètre.</p>
<p>Inspection, instrumentation et suivi</p>	<p>Inspection subaquatique. Distancemètre à fil invar. Inclinomètre. Nivelle LPC.</p>	

III.3. Méthodes d'investigation :

On détaille quelques méthodes d'investigation.

III.3.1. Méthodes destructives :

III.3.1.1. Mesure de la profondeur de carbonatation : La présente méthode pour évaluer la profondeur de béton carbonaté d'un parement béton. Cette méthode s'inscrit dans le cadre d'un diagnostic de corrosion des armatures passives ou actives d'un béton armé ou précontraint. La mesure

de la profondeur de carbonatation est effectuée sur des carottes de béton prélevées sur ouvrage. Les carottes doivent vérifier les conditions suivantes :

- La longueur des carottes (l) doit être supérieure à l'enrobage des armatures ;
- Le diamètre (D) minimum est de 50 mm ;
- Un schéma d'implantation doit être défini avant l'opération.
- La mesure se fait à partir d'un prélèvement ponctuel, le nombre de carottes sur lesquelles seront faites les mesures dépend de la surface auscultée, de son exposition.

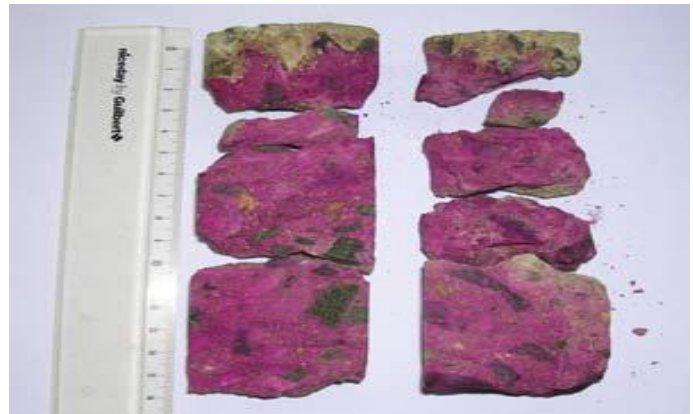


Figure III.1. Mesure de la profondeur de carbonatation.

III.3.1.2. Réalisation d'un essai de cisaillement au phicomètre : La présente méthode a pour objet de connaître in-situ la résistance au cisaillement du terrain, en dilatant, sous pression radiale contrôlée, une sonde annelée cylindrique ancrée au sein du sol après forage préalable et en mesurant l'effort nécessaire pour l'arracher selon sa direction axiale. La méthode s'applique :

- A tous les types de sols naturels saturés ou non à l'exception des vases, argiles molles et sols très lâches, des roches peu altérées et des sols comportant une prédominance de blocs de diamètre supérieur à 150 mm ;
- Aux remblais et sols artificiels avec les mêmes limites que précédemment ;
- Aux essais effectués à une profondeur inférieure ou égale à 30 m.

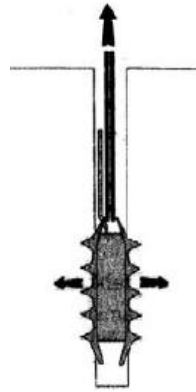


Figure III.2. Mesure de la résistance de cisaillement au phicomètre.

III.3.1.3. Réalisation d'un essai LUGEON : La présente méthode a pour objet d'évaluer in-situ la possibilité de circulation d'eau dans la roche et à déceler des hétérogénéités ou des fissurations. Il consiste à injecter de l'eau sous pression dans une cavité constituée d'une portion de forage de dimensions connues, et à mesurer le débit d'injection pour différents paliers de pression, pendant un temps donné.

L'essai Lugeon s'applique au rocher et aux sols cohérents de résistance mécanique compatible avec la pression d'eau imposée pendant l'essai. Cet essai s'applique aussi aux ouvrages en maçonnerie ou en béton.

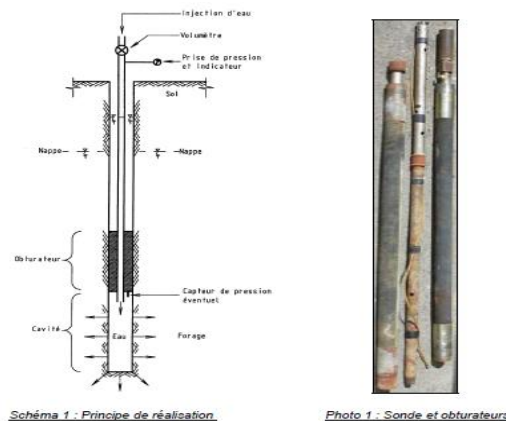


Figure III.3. Essai LUGEON.

III.3.2. Méthodes non destructives :

III.3.2.1. Mesures à l'inclinomètre : La présente méthode s'applique à la détermination des mouvements d'un tube de mesure non vrillé, s'écartant peu de la verticalité ou de l'horizontalité, fixé soit sur ou dans une structure, soit placé au sein d'un massif de sol mou, compact ou rocheux. Les mesures à l'inclinomètre ont pour but d'évaluer les déplacements du tube solidaire du sol ou de la structure dans le temps par rapport à une des extrémités supposée fixe ou dont la position est connue par ailleurs.

Il s'agit de suivre soit des structures en maçonnerie ou en béton mais également de suivre des remblais ou des terrains. Les résultats sont principalement restitués sous forme graphique. Les résultats obtenus sont les variations angulaires et par intégration les déplacements du tube.

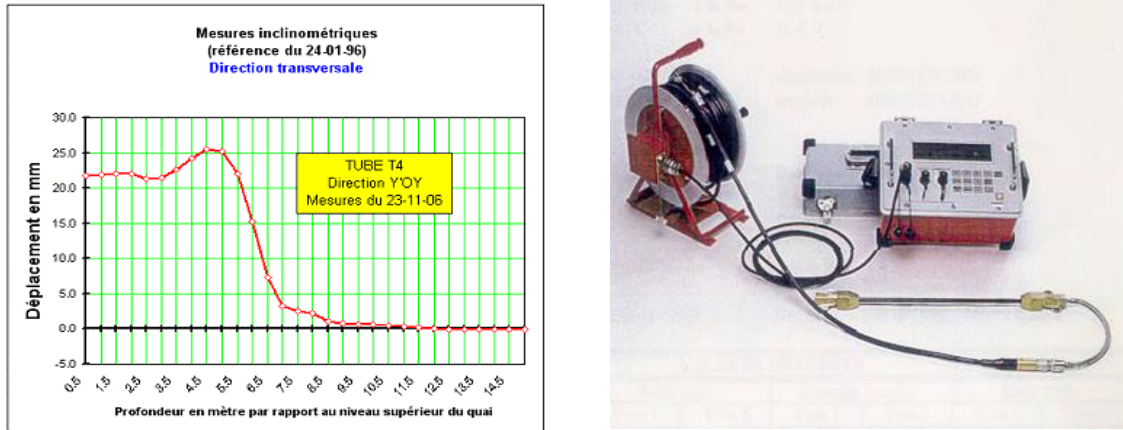


Figure III.4. Mesures inclinométrique.

III.3.2.2. Réalisation de mesures piézométriques dans un tube ouvert :

La présente méthode a pour objet de déterminer la charge hydraulique ou la pression interstitielle en un point donné du massif de sol ou de roche fissurée et, par extension, de mesurer le niveau d'eau dans le sol. Il s'agit ici de déterminer le niveau d'eau dans un tube vertical mis à l'atmosphère ambiante et placé dans un terrain dont la perméabilité globale est supérieure ou égale à 1×10^{-7} m/s.

Les relevés piézométriques sont rendus avec le procès verbal sous forme d'un graphique représentant les niveaux d'eau (ou les pressions interstitielles) en fonction des dates de relevés :

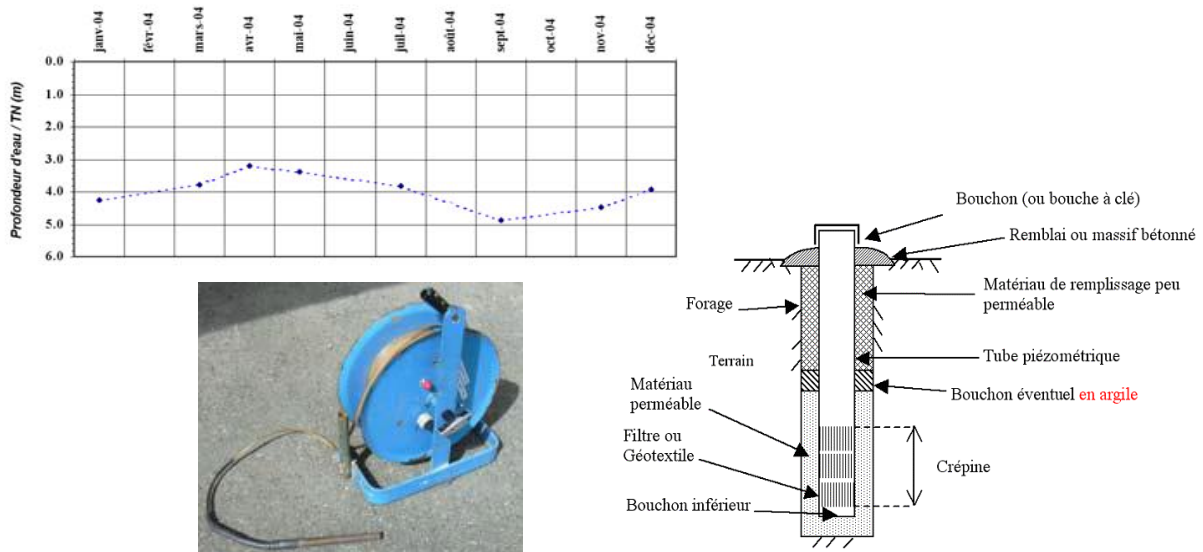


Figure III.5. Mesures piézométriques dans un tube ouvert.

III.3.2.3. Réalisation de mesures piézométriques au moyen de sondes de mesure de pression interstitielle : La présente méthode a pour objet de connaître la pression interstitielle du terrain, en mesurant la pression du fluide dans une sonde au moyen d'un conditionneur de pression soit placé en surface, soit solidaire de la sonde. Il s'agit de déterminer la pression interstitielle régnant dans les pores d'un terrain saturé ou d'une roche fissurée et saturée. Les relevés piézométriques sont rendus avec le procès-verbal sous forme d'un graphique représentant les pressions interstitielles en fonction des dates de relevés :

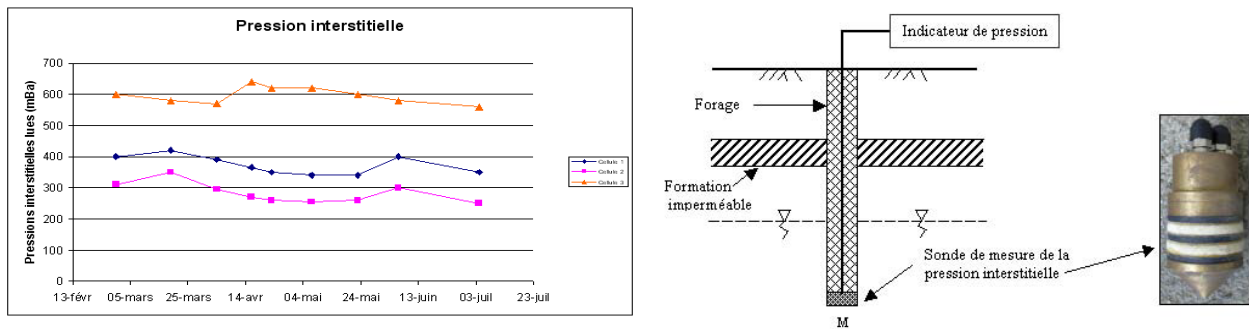


Figure III.6. Mesures piézométriques au moyen de sondes de mesure de pression interstitielle.

III.3.2.4. Inspections subaquatiques : L'inspection subaquatique d'un ouvrage est une méthode d'investigation utilisée dans le domaine maritime comme dans le domaine fluvial. L'intervention de plongeurs professionnels qualifiés en inspection d'ouvrages d'art permet de présenter un diagnostic sur les parties immergées d'un ouvrage. L'objectif est de connaître avec précision les désordres affectant les parties immergées d'un ouvrage, du point de vue de la structure, des matériaux et de l'environnement immédiat (affouillement local). A la pure inspection visuelle peuvent s'ajouter des techniques d'auscultation particulières au milieu aquatique. Ces inspections et auscultations sont à pratiquer régulièrement pour s'assurer du bon état des ouvrages fluviaux et maritimes. Elles peuvent également être le point de départ d'études spécifiques visant des ouvrages particuliers dont on désire appréhender le fonctionnement.



Figure III.7. Inspections subaquatiques.

III.3.2.5. L'auscultation sonore : La technique d'auscultation sonore a pour objectif de mesurer le temps de propagation des ondes ultrasonores entre deux points dans le béton. Elle consiste à générer à l'aide d'un émetteur une impulsion électrique qui est convertie, grâce aux propriétés piézoélectriques de l'élément en béton à ausculter, en des ondes mécaniques ultrasonores. Ces ondes traversent le couplant et se propagent dans tout l'élément. Puis, elles sont reçues par le récepteur et sont converties en une impulsion électrique qui revient au générateur.

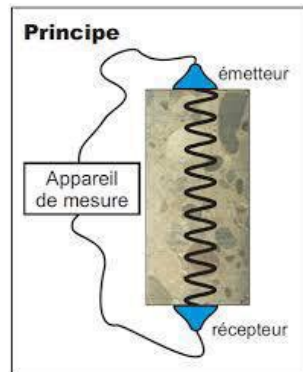
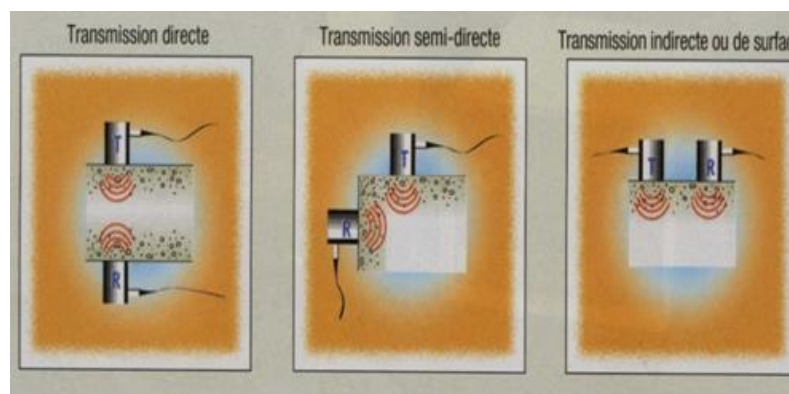


Figure III.8. Mesure de la qualité du béton à ultrason.

Le couplant utilisé est la pâte de contact blanche composée à 95% de vaseline. Il est appliqué à chaque nouvelle mesure afin d'avoir un bon contact entre les deux transducteurs et le béton.

L'essai peut être réalisé selon l'une des trois méthodes de configuration décrites dans la norme NF EN 12504-4 voir figure III.9 : méthode directe dite « par transparence », méthode indirecte dite « de surface », ou méthode semi-directe dite « en semi-transparence ». Donc, Il n'est pas nécessaire d'avoir accès à deux faces et le matériau peut être ausculté en surface et à cœur, dépendant de la méthode de configuration.



L'appareil mesure le temps nécessaire à l'onde pour atteindre le récepteur. Connaissant la distance de l'émetteur au récepteur, notée L et le temps de propagation des ondes ultrasonores dans le béton, noté T

en μs , il est possible de calculer la vitesse ultrasonore, notée V en m/s , par la relation suivante [Nguyen NT, 2014]: $V = L / T$

Cette méthode permet de déterminer la qualité physique du béton et son hétérogénéité telle que la présence et étendue des défauts, des vides ou des micro-fissurations. Mais, il est impossible d'ausculter sur un site très perturbé ou présentant un état de surface fortement altéré.

III.3.2.6. Scléromètre : C'est une technique simple, très économique pour le contrôle du béton. Son principe repose sur la corrélation entre la dureté du béton et sa résistance à la compression.

Pour déterminer la dureté du béton, la tige métallique du scléromètre est perpendiculairement appuyée sur le point de mesure, en comprimant un ressort. Lors de son rebond, le ressort entraîne un index coulissant sur une échelle graduée permettant de déterminer la valeur de rebond appelé indice sclérométrique « I.S. » [Nguyen NT, 2014]. Plus le rebond sera important, plus le matériau sera dur.



Figure III.10. Scléromètre.

Les mesures de rebond sont très locales. Il est nécessaire de réaliser plusieurs mesures afin d'obtenir un résultat cohérent. L'indice sclérométrique obtenu, qui est la moyenne des mesures effectuées sur la zone d'ouvrage testé, permet par des courbes graphiques spécifiques de relever la résistance présumée du béton.

III.3.2.7. Impact-écho : La technique d'impact-écho a été développée à la fin des années 1980 [Nguyen NT, 2014]. Elle a pour objectif d'évaluer l'épaisseur d'éléments de structure en béton (poutres, plaques, etc.), détecter les vides, les fissures quasi-parallèles au parement, les délaminages ainsi que l'évaluation du module du d'Young dynamique béton et le repérage de gaines de précontrainte.

Le principe de cette technique repose sur l'interprétation dans le domaine fréquentiel de la réponse d'une structure soumise à un choc mécanique. Le choc et le capteur à pointe mesurant des déplacements de la surface auscultée sont situés à faible distance l'un de l'autre.



Figure III.11. Impact écho.

III.3.2.8. Nivelles LPC à vis micrométrique : Ce matériel convient pour suivre les mouvements de sols instables ainsi que pour suivre l'évolution de la stabilité d'appuis de structures ou de déformations en rotation d'ouvrages. Les suivis peuvent être effectués selon les axes longitudinaux et/ou transversaux suivi de sols instables, de structures en maçonnerie, en acier, en béton ou en bois.

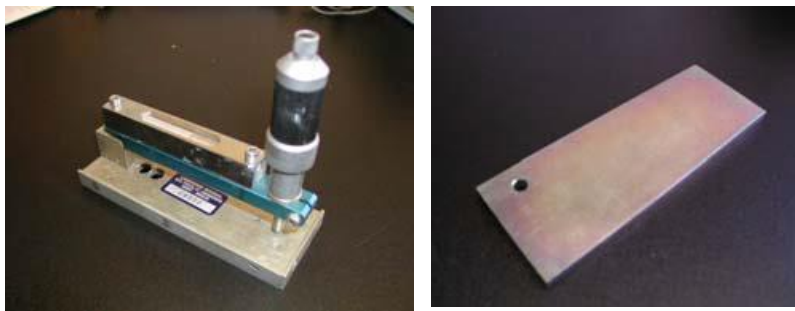


Figure III.12. Nivelles LPC à vis micrométrique avec embase unidirectionnelle.

III.3.2.9. Mesures de potentiels électrochimiques sur une structure métallique immergée :



Figure III.13. Mesures de potentiels électrochimiques.

La présente méthode pour évaluer l'état de corrosion d'une structure métallique immergée. En effet, le potentiel électrochimique de l'acier varie en fonction du comportement du métal à un endroit donné : Si le métal fonctionne comme cathode (receveur d'électrons), le potentiel est plus bas que lors d'un comportement anodique (donneur d'électrons). Par mesure sur site à l'aide d'une cellule électrochimique adaptée, on peut déterminer le potentiel d'une structure métallique en divers endroits et connaître l'état de l'acier d'après la norme NF EN 12 473. Pour être protégé, un acier doit toujours jouer le rôle de cathode. En règle générale on l'utilise dans les sites sous protection cathodique, pour vérifier que la protection est valable en tout point de l'ouvrage, lorsque l'on ne tolère pas de perte de métal sur la structure. Cette méthode s'inscrit dans le cadre d'un diagnostic des structures métalliques immergées.

La cellule électrochimique est composée des deux électrodes que sont : la structure d'une part, l'électrode de référence utilisée pour la mesure d'autre part. Opérer à une mesure de potentiel revient à estimer la FEM qui s'établit localement entre ces deux électrodes, le résultat dépend donc de l'électrode de référence utilisée, et de l'état de polarisation de l'acier à l'endroit où l'on mesure. En site maritime, on utilise une électrode de référence Ag/AgCl, l'eau de mer chargée en NaCl devenant ainsi l'électrolyte nécessaire à la mesure.

III.3.2.10. Localisation des armatures par des méthodes électromagnétiques : La localisation des armatures et l'estimation de leur diamètre et de leur profondeur d'enrobage se fait par des méthodes électromagnétiques qui sont des techniques sensibles à la présence d'armatures dans le béton.

❖ **Technique basse fréquence :** Le relevé du ferrailage peut se faire à l'aide d'un pachomètre. C'est un appareil d'auscultation non destructif sert à localiser les armatures d'un ouvrage en béton armé, avec une précision de l'ordre de ± 5 mm, en mesurant la perturbation d'un champ magnétique généré en surface du béton. Il permet aussi de mesurer l'enrobage et de donner une indication du diamètre de l'armature. Le principe de fonctionnement repose sur l'émission d'un flux magnétique par l'appareil. Le pachomètre détecte la diffusion de ce champ magnétique ainsi que les modifications de la résonance magnétique induite par la présence d'aciers. Ainsi, l'appareil mesure la variation électromagnétique due à la présence d'éléments ferromagnétiques, les armatures [Moalic LA, 2011]. L'amplitude du signal mesuré dépend de diamètre des armatures et de l'enrobage des aciers par le béton. Plus le diamètre ou la densité d'armatures est important, plus le signal reçu par l'appareil sera important (Voir la figure III.14). Au contraire, plus l'épaisseur d'enrobage sera importante, plus le signal sera faible. Ainsi, la profondeur d'auscultation avec cet appareil est limitée couramment de l'ordre de 70 à 80 mm selon le type de bétons et le type d'armatures.

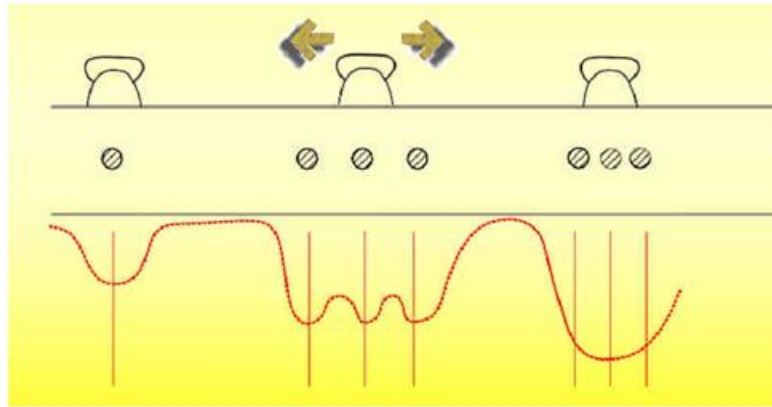


Figure III.14. Réponse en fonction de la densité d'armatures [Moalic LA, 2011].

❖ **Technique radar :** Le principe de cette technique consiste à enregistrer les signaux temporels des ondes électromagnétiques qui se propagent et se reflètent partiellement à chaque interface de deux matériaux électro-magnétiquement différents. La juxtaposition des signaux enregistrés lors du déplacement de l'antenne radar le long d'un profil permet d'obtenir une image radar correspondant à une coupe temps en profondeur de l'élément ausculté. Par ailleurs, il est nécessaire de connaître la vitesse ou l'amplitude des ondes électromagnétiques dans le béton pour transformer une coupe-temps en section. Car la vitesse et l'amplitude de l'écho radar dépendent de la constante diélectrique du matériau qui est dépendant des teneurs en eau et en chlorures des bétons.

Un avantage principal de cette technique est l'auscultation totalement non destructive et rapide à grande échelle et en profondeur (dépendant de la permittivité du milieu). Il est possible d'observer des signaux radars directement sur l'écran du système d'acquisition. Cette technique est souvent réalisée en premier car les mailles d'armature sont repérées à l'avance. Les positions des axes des armatures sont par la suite tracées sur la surface auscultée. Le [Nguyen NT, 2014] radar permet aussi la localisation rapide des cavités et des défauts (vides, fissures, délaminages) ainsi que l'évaluation des épaisseurs des différents matériaux (sol en place, remblais, éléments de structure...).

Comme conseil : Cette technique peut être également utilisée comme une technique complémentaire en combinaison avec d'autres essais non destructifs plus locaux (résistivité électrique, ultrason) pour améliorer l'évaluation des propriétés des bétons (ex. saturation, porosité, résistance mécanique).

III.3.2.11. Caractérisation de l'état de corrosion des armatures par des méthodes électriques :

Les méthodes électriques sont souvent utilisées pour caractériser l'état de corrosion des armatures dans le béton. Les techniques disponibles sont listées comme suivantes: le potentiel de corrosion, la résistivité électrique et la résistance de polarisation (vitesse de corrosion).

❖ **Potentiel de corrosion** : L'essai de potentiel de corrosion est l'essai le plus fréquemment utilisé pour détecter les zones de corrosion actives des éléments en béton armé. Il s'agit de mesurer, à l'aide d'un voltmètre à haute impédance, la différence de potentiel entre l'armature du béton mise à nu (la connexion nécessite un forage) et une électrode de référence placée sur le parement de béton auscultée (Figure III.15). Il est important d'assurer la conductivité électrique par un mouillage de la surface du parement. Une fois les branchements faits, il faut réaliser les mesures des potentiels des zones auscultées en déplaçant l'électrode de référence.

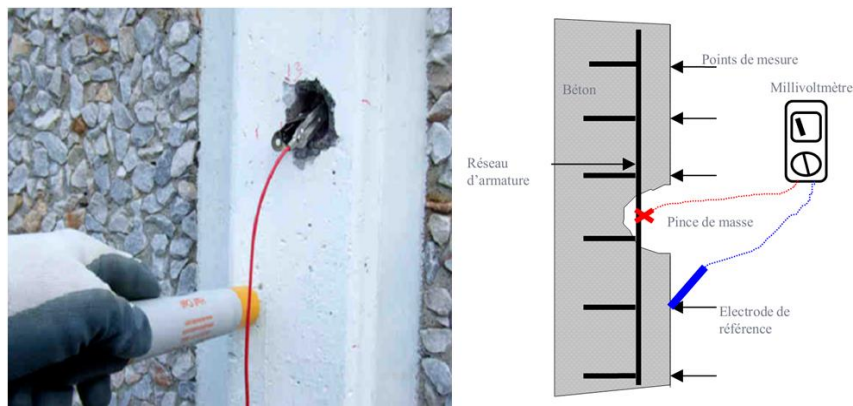


Figure III.15. Mesure du potentiel de corrosion.

En effectuant ainsi des mesures en de nombreux points d'un élément, il est possible de présenter les résultats sur une cartographie complète de potentiel électrique (figure III.16) et les interprétés par des seuils représentatifs d'une probabilité de corrosion. Ces seuils sont recommandés dans la norme ASTM C876-91 et la RILEM TC 154-EMC (2003).

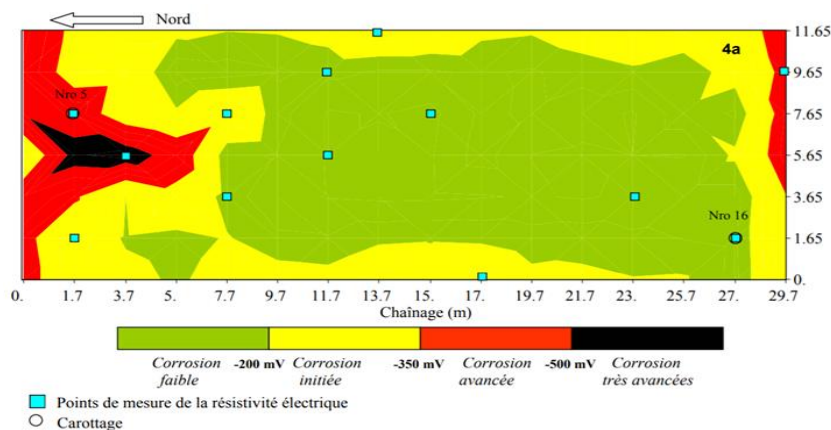


Figure III.16. Cartographie de potentiel de corrosion.

❖ **La résistivité électrique** : L'objectif de cette technique non-destructive est de mesurer la résistivité apparente des bétons de surface à l'aide d'une sonde Wenner à 4 électrodes alignées et équidistantes (Voir figure III.17). Elle est basée sur la diffusion d'un champ électrique dans un volume

de béton situé sous la surface d'auscultation. Un courant électrique continu « I » est injecté dans le béton à l'aide de deux électrodes et une différence de potentiel résultant de ce champ électrique « V » (réponse du milieu) est mesurée entre deux autres électrodes. La résistivité « ρ » calculée dépend de l'espacement des électrodes « a ». $\rho = 2 \pi a V / I$ [$k\Omega cm$].

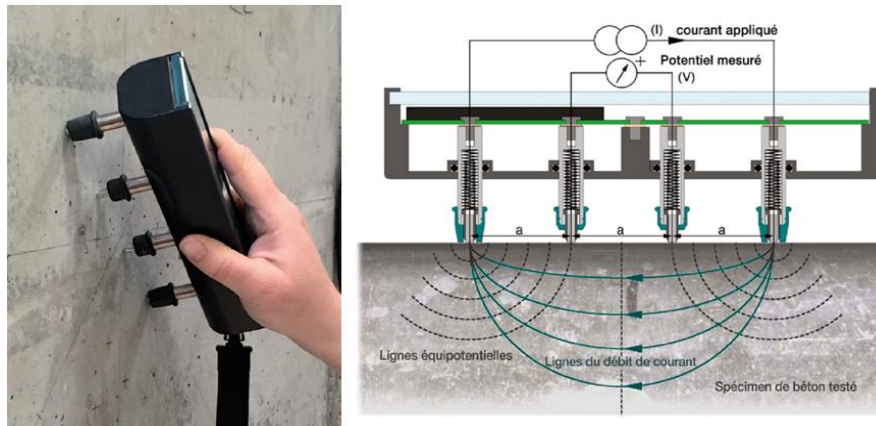


Figure III.17. Résistivimètre de type Wenner.

Les résultats des mesures de la résistivité électrique se présentent souvent sous forme de carte des iso-valeurs qui permet de quantifier la variabilité des bétons, localiser les zones de corrosion d'armature, Cartographier les gradients d'humidité ou de pollution ionique.

La recommandation présente une description générale RILEM TC 154-EMC (2001) de méthodes pour la mesure sur site de la résistivité du béton.

La mesure de la résistivité électrique sert d'abord comme une technique complémentaire aux mesures de potentiel de corrosion et la résistance de polarisation pour une meilleure évaluation de l'état de corrosion des armatures.

❖ **La résistance de polarisation :** La mesure de résistance de polarisation repose sur la réponse du système acier-béton soumis à une faible perturbation électrique. Elle dépend de l'épaisseur et de la résistivité électrique du béton d'enrobage. Les résultats s'expriment en termes de vitesse de corrosion, en millimètre d'acier perdu par an (mm/an). Les niveaux de corrosion sont classés dans la recommandation RILEM TC 154-EMC (2004).

Mesure de la vitesse de corrosion caractérise l'activité de corrosion, fournit une grandeur caractéristique quantitative de l'état instantané de corrosion, sous forme d'une cinétique de perte de métal.

III.4. Complémentarité des essais

Toutes les méthodes d'essai qui sont disponibles pour l'évaluation de béton souffrent de limitations, et la fiabilité est souvent remise en question, donc l'utilisation successive, combinée ou simultanée de deux ou plusieurs méthodes peut aider à surmonter certaines de ces difficultés, ainsi que l'information fournie par le couplage sera alors plus riche que la simple somme des informations fournies par chaque méthode

III.5. Conclusion

Ce chapitre s'articule sur l'auscultation des ouvrages et les différentes techniques disponibles et utilisées pour déterminer les types de pathologies qui affectent l'ouvrage ainsi que leur ampleur. Cela permet de faire des prévisions quant à l'évolution de ces endommagements et de mettre en œuvre la méthode de réparation la plus adaptée. Il faut s'assurer aussi que les techniques de réparation adoptées sont durables en travaillant sur l'origine du problème afin d'éviter l'apparition rapide de nouvelles pathologies similaires.

Chapitre IV

Présentation du projet

IV.1. INTRODUCTION

Le port de pêche de Collo, situé dans la wilaya de Skikda en Algérie, joue un rôle essentiel dans l'économie locale et régionale. Cependant, ce port fait face à plusieurs défis et pathologies qui entravent son développement et son efficacité, ce chapitre vise à présenter les principales pathologies qui affectent son fonctionnement.

IV.2. Historique du port :

La vocation de Collo s'affirme tout au long de son histoire. D'abord comptoir Phénicien actif, puis au temps de Rome port d'embarquement de la pourpre destinée à la teinture des étoffes, du blé, du miel et de l'huile, au moyen-âge cité marchante entretenant des relations suivies avec Marseille.

Le petit port naturel de Collo, déjà utilisé par les Phéniciens et les Romains comme base des pêcheries de pourpre, a été aménagé depuis son occupation par les Français, une première fois en 1872, puis de 1913 à 1924. Il comprend actuellement :

- Une jetée abri Nord- Sud de 145 ml.
- Deux quai : l'un de 125 m, accostable par des navires de 5 m de timent d'eau au maximum ; l'autre de 85 m, pour bateaux de pêche.
- Deux hectares de terre pleins et deux cales de halage.

Le port dispose aujourd'hui d'une douzaine de petites baraques de pêche. Autrefois très fréquente, le port de Collo a connu une activité basée uniquement sur l'exportation du liège jusqu'en 1984. Depuis, avec l'acquisition par les pêcheurs de nouvelles unités, le port est devenu exigu pour réceptionner d'autres navires et l'activité se limite uniquement à la pêche. Le port de Collo ne dispose actuellement d'aucune outillage ni de magasins rependent, il reste un élément important du patrimoine de la ville qui a une origine ancienne.

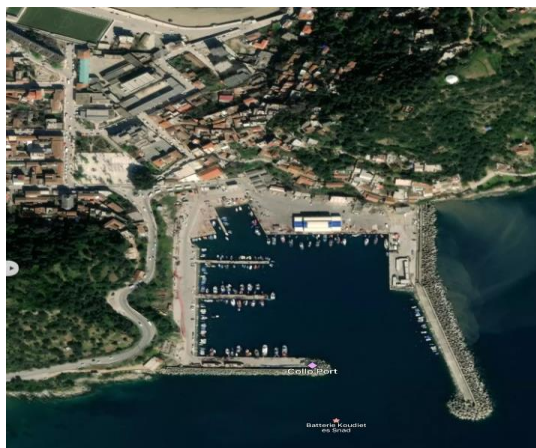


Figure IV.1. Photo du port de pêche par satellite.

IV.3. Caractéristiques du port de pêche :

- Digue principal de 200 ml ;
- Digue secondaire de 165 ml ;
- Passe d'entrée de 55 m (orientée vers le sud) ;
- Plan d'eau de 4 Hectares ;
- Terre plein de 5.1 Hectares.

IV.4. Situation géographique et description du site :

Le port de Collo est orienté suivant N.N.E, il est abrité naturellement des coups de vent de l'Ouest au Nord par le cap de Bougarouni. La position géographique du port de Collo est de 37° 00' Nord - 6° 35' Est, il est situé à environ 150 km à l'Est de Jijel et à 60 km à l'Ouest de Skikda. Il est implanté sur la rive Est de la presqu'île de Djerda. L'accès se fait par le C-W 39 en venant de Mila et par le CN06 en venant de Tamalous. L'activité principale de ce port est la pêche. La figure satellitaire suivante montre la zone d'études.



Figure IV.2. Port de pêche de Collo.

IV.5. Description de l'ouvrage

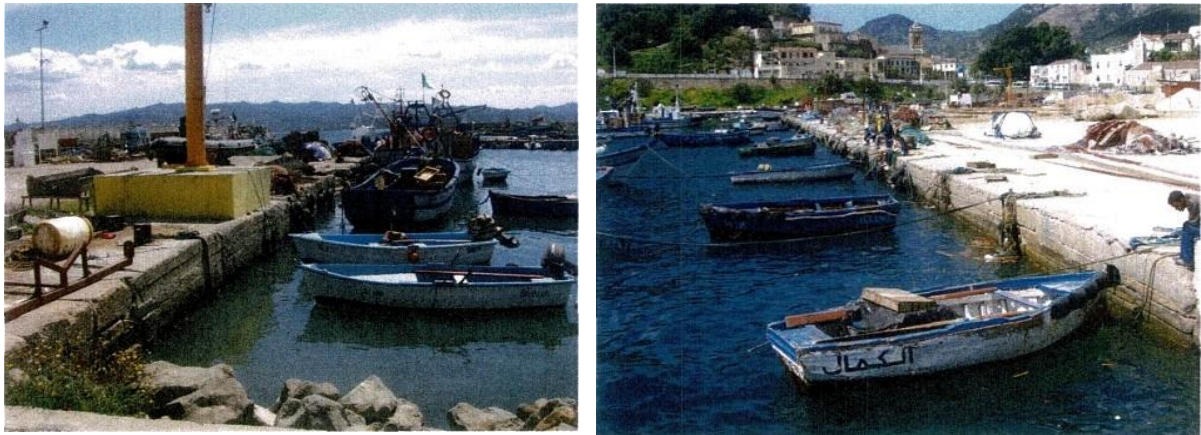


Figure IV.3. Vue d'ensemble du quai.

D'une longueur de 210 mètres, l'ancien quai du port de pêche de Collo est constitué de parements en pierre taillée polie surmontée d'un couronnement.

A l'Ouest de l'enracinement de la jetée se trouve le quai orienté Est-Ouest accostable sur 125 ml, par des navires calant jusqu'à 5 m.

Dans la continuité de ce quai et dans la direction Nord-Ouest on a le deuxième quai de longueur 85 ml qui est destiné aux unités de pêche avec des tirants d'eau variant de 0 à 5 m. Sa structure est en maçonnerie.

La figure suivante montre la disposition des deux quais.

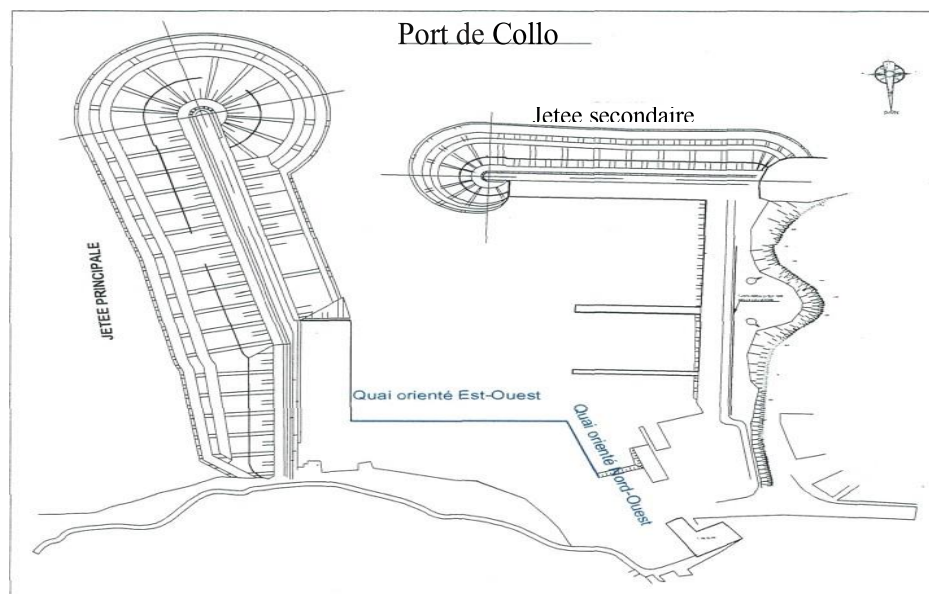


Figure IV.4. Coupe théorique du quai.

IV.6. Reconnaissances de L'ouvrage

IV.6.1. Données hydrographiques

❖ **Marées** : Elles sont peu sensibles dans le golfe de Skikda comme d'ailleurs dans toute la méditerranée, on y observe des oscillations du niveau de la mer qui dépendent beaucoup plus du régime des vents et de la pression atmosphérique que des phases de la lune. Les variations du plan d'eau à Skikda, tout comme sur l'ensemble de la cote Algérienne sont faibles. Les mesures effectuées mettent en évidence, une marée de période de 12 heures et de faible amplitude (30 cm environ). Les surélévations d'eau peuvent toute fois atteindre exceptionnellement 0.4 à 0.6 m.

IV.6.2. Données géotechniques

Dans le cadre de l'étude de l'extension du port de Collo une campagne de reconnaissance géotechnique a été réalisée par SONATRAM, cette campagne a consisté en 09 sondages carottés ont été effectués dont 04 (S6, S7, S8, S9) sont situés à l'intérieur du port et le reste repartis à l'extérieure du coté Nord-Ouest.

Les résultats de cette campagne ont permis l'identification et la classification des sols en place. Il apparait 03 formations distinctes :

- Une couche de sédiments constituée de gros sable de hauteur variable présentant quelques alternances de sable graveleux et de sable limoneux avec passage de marne limoneuse à argileuse.
- Une seconde couche composée de granite saint ou fracturé à altéré d'une épaisseur également variable cette couche est interposée entre la première et la formation de marne inférieure.
- La marne formant la 3^{ème} couche est de type marne limoneuse à argileuse.

❖ **Caractéristiques géotechniques des trois catégories de sols rencontrés :**

➤ **1^{ère} formation (Sables)** : On distingue 3 sous groupes :

- Un sable grossier de caractéristiques suivantes :

$W (\%) = 33.73$; $\gamma_h = 1.88 \text{ t/m}^3$; $\gamma_d = 1.41 \text{ t/m}^3$; $e (\%) = 87.20$; $n (\%) = 46.58$; $\phi = 36^\circ$;

$c = 0.15 \text{ bars}$.

- Sable graveleux de caractéristique certainement supérieur à celui-ci.
- Sable limoneux avec passage de marne limoneuse à argileuse. Les caractéristiques géotechniques et mécaniques n'ont pas été déterminées à cause de l'absence de quelques essais d'identification.

➤ **2^{ème} formation (Couche granitique)** : On distingue des granites saints caractérisés par une densité sèche ($\gamma_d = 2.27 \text{ t/m}^3$) et une résistance à la compression ($R_c = 339 \text{ kg/cm}^2$), les granites fracturés de densité ($\gamma_d = 2.40 \text{ t/m}^3$) et les granites altérés de densité ($\gamma_d = 2.25 \text{ t/m}^3$) et ayant une résistance à la compression simple ($R_c = 71. \text{ kg /cm}^2$). Les épaisseurs de ces couches sont très variables parfois très faibles.

➤ **3^{ème} formation Marnes** : La classification à l'aide du diagramme de Casagrande, place tout les sols fins rencontrés dans la catégorie des limons et argiles peu à très plastique, la teneur en carbonate (CO_3H) nous a permis de classer cette couche dans la catégorie des marnes limoneuse à argileuse. Le seul résultat sur les essais mécaniques (un essai UU) a donné ($\varphi = 36^\circ$; $c = 0.15 \text{ bars}$).

❖ **Données de sols utilisés :**

➤ **Remblai à l'arrière du mur** : Poids volumique $\gamma_d = 1.8 \text{ t/m}^3$; poids volumique déjaugé $\gamma' = 1.1 \text{ t/m}^3$; angle de frottement interne $\varphi = 36^\circ$ et cohésion $c = 0$.

➤ **Assise en enrochement** : Contrainte admissible à la rupture $\sigma_{rup} = 180 \text{ t/m}^2$ et angle de frottement interne $\varphi = 37^\circ$.

➤ **Sol de fondation** : Poids volumique $\gamma_d = 1.8 \text{ t/m}^3$; poids volumique déjaugé $\gamma' = 1.1 \text{ t/m}^3$; angle de frottement interne $\varphi = 36^\circ$ et cohésion $c = 1.5 \text{ t/m}^2$.

➤ **Bloc en maçonnerie** : Poids volumique $\gamma_b = 2.3 \text{ t/m}^3$ et poids volumique déjaugé $\gamma'_b = 1.3 \text{ t/m}^3$.

➤ **Pierre taillée** : Poids volumique $\gamma_b = 2.6 \text{ t/m}^3$

IV.6.3. Charges et surcharge : La charge répartie sur quai est de 1.5 t/m^2 , la traction (chalutiers) considérée sur les bollards est de 10 t.

IV.6.4. Séisme : Le site de l'ouvrage est situé donne la zone (II a). Les accélérations du séisme considérées sont : $k_h = 0,15$ et $k_v = + 0,045$ (groupe 2).

IV.7. Inspection des ouvrages

D'une manière générale, l'étude de réparation des quais, méthaniers du port de pêche de Skikda, s'appuie sur les points suivants : inspection visuelle et sous marine des différentes structures.

Les reconnaissances générales ont consisté en :

- Un levé de 45 profils en travers du quai, espacés de 3.50 m sur le premier tronçon (P1 à P16) et de 5.00 m sur le second tronçon (P17 à P45).

- La longueur des profils est de 15 m dont 5 m sur le terre-plein et 10 m dans le bassin.
- Des inspections sous-marines et aériennes sur le linéaire du quai, soit un linéaire de 210 mètres.

❖ **Moyens matériels :**

01 Station topographique totale « LEICA » ; 02 Equipements de plongée ; 03 Bouteilles de plongée ; 01 Appareil photo ; 01 Mini ROV ; 02 Véhicules utilitaires ; Outillage de mesure, loch, cordage, bouées, flotteurs.

IV.7.1. Evaluation de l'état des structures en BA

Le diagnostic visuel des ouvrages en béton armé permet de :

- Déterminer la nature et l'importance des désordres ;
- Rechercher l'origine et les causes des désordres.

Les objectifs assignés sont de :

- Repérer et localiser toutes les dégradations mineures et majeures affectant les ouvrages, puis les classer. D'une manière générale parmi les dégradations affectant l'ouvrage, on distingue les dégradations lentes (dus essentiellement au vieillissement des matériaux et des structures, aux facteurs agressifs du milieu ambiant) et les dégradations brutales (qui ont un caractère accidentel, tels que les chocs de navires, les tempêtes et les séismes) ;

- Donner un descriptif détaillé de chaque dégradation constaté et l'illustrer par une prise de vue ;

- Chercher l'origine et les causes de chaque dégradation.

IV.7.2. Etat actuel des quais :

Suite à une inspection aérienne et sous-marine des quais du port de Collo, cette inspection a mis en évidence les dégradations et les désordres suivants :

A - Inspection aérienne

La reconnaissance aérienne a consisté en une inspection visuelle de l'état des ouvrages et des appaux dans le but de relever toutes les éventuelles dégradations (fissures, épaufrures, dislocations, affaissements, torsion, corrosion, usure, etc.). Le linéaire du quai a été minutieusement visité et toutes les dégradations constatées ont été positionnées, schématisées (dessin et dimensions) et photographiées.

❖ **Résultats des inspections** : L'inspection aérienne a permis de mettre en évidence ce qui suit:

- Le couronnement est dans un état précaire, présentant des déformations et plusieurs dégradations notamment au niveau de la poutre, laissant à nu les aciers sur quelques linéaires du quai.
- La bordure et la surface supérieure du quai sont érodées avec présence de fissures, craquelures, décollement de fragments de béton.
- Les organeaux sont très vétustes
- A l'angle du nouveau quai, présence d'une fissure importante cisillant la dalle de couronnement.

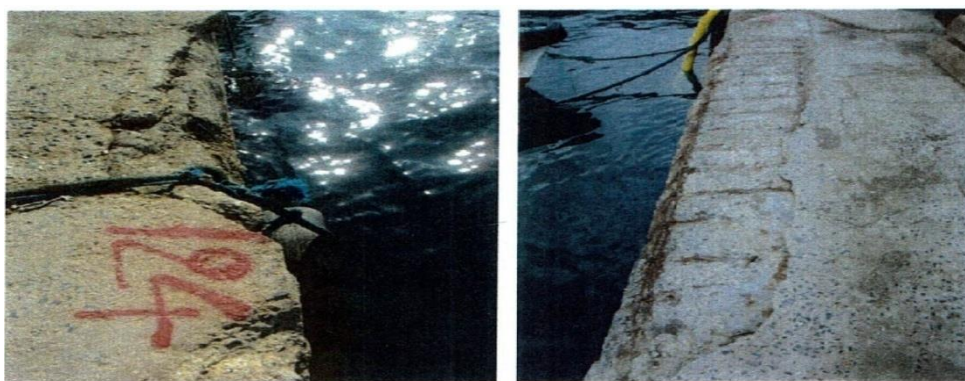


Figure IV.5. Béton de la poutre de couronnement dégradé avec ferrailage apparent.

- Les escaliers adossés au quai sont totalement détruits

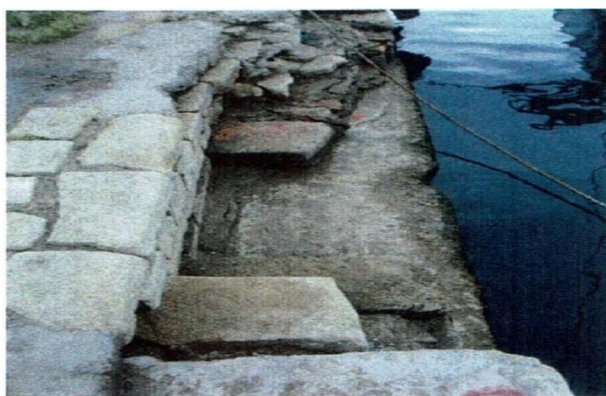


Figure IV.6. Escalier détruits.

La face supérieure est endommagée à l'endroit de la surélévation du couronnement (du côté de l'intersection avec le nouveau quai).



Figure IV.7. Décollement de la chape (cassée et fissurée) et bordure de quai partiellement endommagée.

Tassement du couronnement



Figure IV.8. Couronnement endommagé.

- Décollement des pierres constituant le parement du quai, couronnement en porte à faux
- Mauvais alignement du prolongement vers le nouveau quai
- Tassement du terre-plein
- Constructions en cours de réalisation sur terreplein



Figure IV.9. Décollement de la chape en bordure du quai.

- Talus en enrochements dégarni aux environs du niveau zéro



Figure IV.10. Talus dégarni aux alentours du niveau zéro

- **Équipements :**

- **Bollards :** Deux types de bollards ont été relevés dont un «type récent», les bollards sont en acier remplis de béton. Les bollards du «second type », sont très anciens, deux d'entre eux ont leurs têtes cisailées. Tous les bollards sont dans un état de corrosion avancé.



Figure IV.11. Bollard.

➤ **Défenses** : Le dispositif de défense, très archaïque, se limite à deux défenses en caoutchouc type « KLEBER » très vétustes et à une infinité de pneus usés attachés à l'aide de cordes.



Figure IV.12. Système de défense.

B- Inspection sous marine

L'inspection sous-marine a concerné tous les éléments composant l'ouvrage, notamment le pied du quai et les parements (cavités, cavernes, affouillements, joints ouverts ...).

Elle a été exécutée par des plongeurs munis de bouées, d'ardoises, de double-décimètres et de règles plates notant toute anomalie constatée et mesurant les dimensions des dégradations rencontrées.

❖ **Résultats des inspections** : L'inspection sous-marine de l'ancien quai a mis en évidence la présence d'une multitude d'anomalies se caractérisant notamment par des parements dégradés, d'importantes cavernes et affouillements et des décalages de blocs laissant l'ouvrage dans un état de dégradation très avancé.

C- Levé de profils en travers du quai

A partir des levés effectués, il ressort les constatations suivantes :

- Les parements présentent un tracé irrégulier et d'importantes dégradations
- Le couronnement est dégradé avec présence de tassements.
- Les tirants d'eau en pied des quais sont relativement faibles sur le tronçon des 15 premiers profils
- Le talus anti affouillement est en bon état de conservation, mais il est envasé en pied, chargé sur quelques profils et présente une faible pente sur d'autres profils.

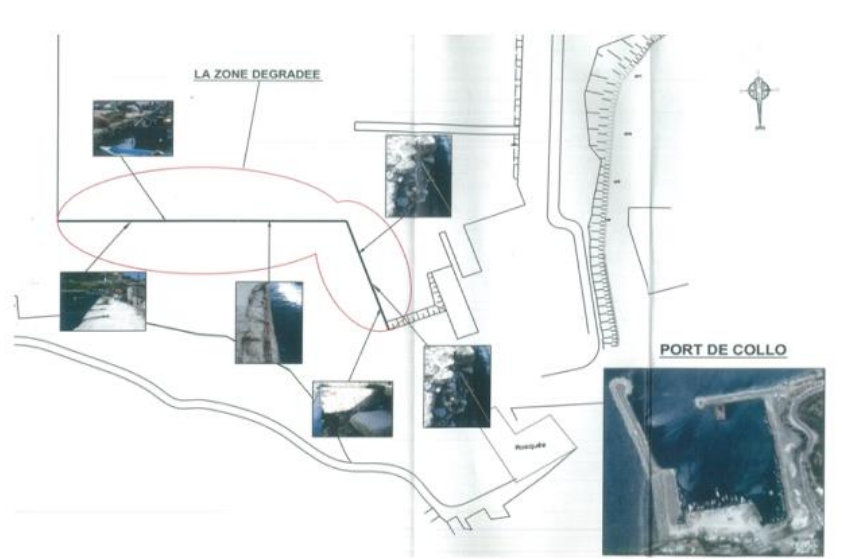


Figure IV.13. Présentation de la zone dégradée.

❖ *Causes de dégradations du béton :*

Le milieu marin chargé en chlorures a pour effet de contaminer le béton. En présence d'une concentration suffisante de chlorure, la corrosion s'initie et se développe.

Comme les produits de corrosion occupent un volume important (5 à 7 fois supérieur à celui du métal d'origine), les forces d'expansion entraînent un délaminage de la couverture du béton et des épaufures qui exposent les armatures.

IV.8. CONCLUSION

Les résultats des inspections aérienne et sous-marine et le levé de profils en travers indiquent que l'ancien quai du port de pêche de Collo est dans un état de dégradation et de délabrement très avancés, notamment sur sa partie immergée.

Les parements présentent des décalages, affouillements et dégradations importants qui pouvant entraîner un risque de déstabilisation de l'ouvrage. Au-delà du pied du talus anti affouillement, le bassin est envasé, et les appareils sont vétustes, archaïques et ne répondent pas aux normes.

En conclusion, les quais de l'ancien port de Collo sont dans un état de dégradation avancé, tant en partie aérienne qu'en partie sous-marine et présentent des anomalies, il est recommandé de procéder à la remise en état de l'ouvrage par le biais d'un confortement et ou rempiètement.

Chapitre V
Analyse de la stabilité
du quai

V.1. Introduction

Pour confirmer le diagnostic préliminaire que les dégradations rencontrées sur le quai d'étude risquent de déstabiliser l'ouvrage, l'analyse de la stabilité sera traitée dans ce chapitre. Les vérifications seront portées sur :

- La stabilité au renversement ;
- La stabilité vis-à-vis du glissement ;
- La stabilité au glissement d'ensemble.

V.2. Rappel des données de base:

❖ Données de sols utilisés :

➤ **Remblai à l'arrière du mur** : Poids volumique $\gamma_d=1.8 \text{ t/m}^3$; poids volumique déjaugé $\gamma' = 1.1 \text{ t/m}^3$; angle de frottement interne $\varphi=36^\circ$ et cohésion $c=0$.

➤ **Assise en enrochement** : Contrainte à la rupture $\sigma_{rup}=180 \text{ t/m}^2$ et angle de frottement interne $\varphi= 37^\circ$.

➤ **Sol de fondation** : Poids volumique $\gamma_d=1.8 \text{ t/m}^3$; poids volumique déjaugé $\gamma' = 1.1 \text{ t/m}^3$; angle de frottement interne $\varphi= 36^\circ$ et cohésion $c = 1.5 \text{ t/m}^2$.

➤ **Bloc en maçonnerie** : Poids volumique $\gamma_b=2.3 \text{ t/m}^3$ et poids volumique déjaugé $\gamma'_b= 1.3 \text{ t/m}^3$.

➤ **Pierre taillée** : Poids volumique $\gamma_b=2.6 \text{ t/m}^3$

❖ **Charges et surcharge** : La charge répartie sur quai est de 1.5 t/m^2 , la traction (chalutiers) considérée sur les bollards est de 10 t.

❖ **Séisme** : Le site de l'ouvrage est situé donne la zone (II a). Les accélérations du séisme considérées sont : $k_h= A= 0,15$ et $k_v = + 0,045$ (groupe 2).

V.3. Détermination des efforts agissants sur le mur de quai

Par manque de coupe théorique de quai il a été considéré un quai avec une base de 3m de largeur, une hauteur totale de 5 m, et un tirant d'eau de 4.50 m (Source. profil des quais de la darse ancien port de Skikda). Vue l'existence de grandes et nombreuses cavités dans le mur et les mesures faites sur ces dernières, le poids du mur sera estimé avec une réduction de 30% de son poids propre. Talus en enrochements dégarni aux environs du niveau zéro.

On néglige dans l'analyse du quai les efforts :

- D'amarrage : qui est une traction exercée sur les bollards, elle est répartie tous le long de la poutre de couronnement, qui est considérée rigide pour résister vis-à-vis de cette force.
- D'accostage : l'énergie due au choc de navire est absorbée par les défenses, la rotation du navire autour de son centre de gravité, et la déformation de la coque du navire.

V.3.1. Poids propre : il comprend le poids de l'ouvrage, de la poutre de couronnement et les terres au dessus.

Poutre de couronnement : largeur ($b=1$ m), hauteur ($h=1.1$ m)

$$W_1 = V_1 \times \gamma_b = 1 \times 1.10 \times 2.5 = 2.75 \text{ t/ml}$$

Centre de gravité par rapport au point de renversement : $X_1 = 0.5$ m, $Y_1 = 5.55$ m.

Quai :

$$W_2 = V_{2 \text{ émergé}} \times \gamma_b + V_{2 \text{ immergé}} \times \gamma'_b = 0.5 \times 3 \times 2.3 + 4.5 \times 3 \times 1.3 = 21 \text{ t/ml}$$

Centre de gravité : $X_2 = 1.5$ m, $Y_2 = 2.5$ m

Terres :

$$W_3 = V_3 \times \gamma_d = 2 \times 1.1 \times 1.8 = 3.96 \text{ t/ml}$$

Centre de gravité : $X_1 = 2$ m, $Y_2 = 5.55$ m

Tableau V.1. Les poids propres et les moments stabilisants.

Eléments	Poids W_i (t/ml)	Bras de levier X_i (m)	Bras de levier Y_i (m)	Moment stabilisant (t.m/ml)
Poutre	2.75	0.5	5.55	1.375
Quai	21	1.5	2.5	31.5
Terre	3.96	2	5.55	7.92
Σ	$27.71 \times 0.7 = 19.4$			$40.795 \times 0.7 = 28.56$

V.3.2. Calcul des poussées

Les forces horizontales agissantes sur le quai sont:

P : la poussée des terres.

q : la surcharge d'exploitation.

Il est question d'éventuelle sollicitation d'origine sismique, pour cela, en plus de l'analyse statique on fait une analyse dynamique du problème, cette dernière fait appelle à l'approche de MONONOBE - OKABE qui est une transposition de l'équilibre de COULOMB – RANKINE existant à l'état statique, à celui qui pourrait se développer en dynamique.

L'approche de MONONOBE-OKABE se réduit au cas statique en faisant subir fictivement à l'ensemble sol – mur une rotation de θ , pour qu'ainsi la nouvelle verticale coïncide avec la résultante des forces de masse appliquées au remblai sous l'action du séisme.

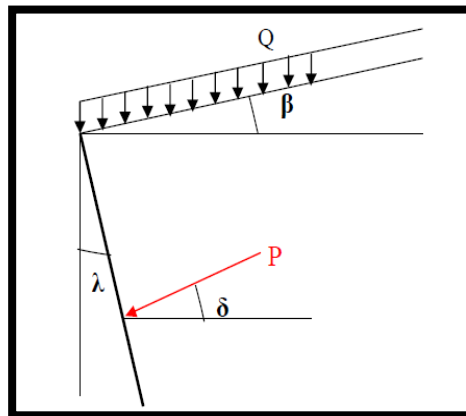


Figure V.1. Paramètres définissant le poussée.

Notons que:

L'inclinaison du talus sur l'horizontale : β ($^{\circ}$).

L'inclinaison du mur (côté sol) sur la verticale : λ ($^{\circ}$).

Angle de frottement interne : φ .

L'angle de frottement sol-mur: $\delta(^{\circ}) = \varphi/3$

Le poids volumique du sol : γ (t/m^3).

Pour notre cas on a : $\beta = 0$; $\lambda = 0$; $\varphi = 36^{\circ}$; $\delta = 24^{\circ}$

La pression P a une composante verticale ($P_v = P \cdot \sin \delta$) et une composante horizontale ($P_h = P \cdot \cos \delta$)

❖ Coefficients de poussées :

➤ Cas statique :

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

$$K_{as} = 0.23$$

➤ **Cas dynamique :**

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

Avec: $\theta = \arctg\left(\frac{kh}{1 - kv}\right)$, $kh = 0.15$; $kv = \pm 0.045$

Pour: $kv = 0.045 \Rightarrow \theta = 8.2^\circ \Rightarrow K_{ad} = 0.52$

Pour: $kv = -0.045 \Rightarrow \theta = 8.93^\circ \Rightarrow K_{ad} = 0.54$

On prend: **$K_{ad} = 0.54$**

❖ **Poussées des terres :**➤ **Cas statique :**

$0 < h < 1.6$:

$h = 0$; $\sigma_1 = 0$; $p = 0$

$\sigma_1 = \gamma \times h_1 \times K_{as} = 1.8 \times 1.60 \times 0.23 = 0.662 \text{ t/m}^2$

$p_1 = \frac{1}{2} \sigma_1 \times h_1 = 0.5 \times 0.662 \times 1.60 = 0.53 \text{ t/ml}$

Appliquée à $Y = 4.5 + 1.6/3 = 5.03 \text{ m}$

$1.6 < h < 6.1$:

γ_w : Le poids volumique de l'eau de mer (1.03 t/m^3).

$\sigma_2 = \sigma_1 + \gamma' \times h_2 \times K_{as} + \gamma_w \times h_2 = 0.662 + 1.1 \times 4.5 \times 0.23 + 1.03 \times 4.5 = 6.44 \text{ t/m}^2$

$p_2 = \frac{1}{2} \gamma' \times h_2 \times h_2 \times K_{as} + \sigma_1 \times h_2 + \frac{1}{2} \gamma_w \times h_2 \times h_2 = 0.5 \times 1.1 \times 4.5^2 \times 0.23 + 0.662 \times 4.5 + 0.5 \times 1.03 \times 4.5^2$ **$p_2 = 15.97 \text{ t/ml}$**

Appliquée à $Y = (10.43 \times 1.5 + 2.562 \times 1.5 + 2.979 \times 2.25) / 15.97 = 1.64 \text{ m}$

➤ **Cas dynamique :**

$0 < h < 1.6$:

$h = 0$; $\sigma_1 = 0$; $p_1 = 0$.

$\sigma_1 = \gamma \times h_1 \times K_{ad} = 1.8 \times 1.60 \times 0.54 = 1.56 \text{ t/m}^2$

$p_1 = \frac{1}{2} \sigma_1 \times h_1 = 0.5 \times 1.56 \times 1.60 = 1.25 \text{ t/ml}$

Appliquée à $Y = 4.5 + 1.6/3 = 5.03 \text{ m}$

$$1.6 < h < 6.1:$$

$$\sigma_2 = \sigma_1 + \gamma' \times h_2 \times K_{ad} + \gamma_w \times h_2 = 1.56 + 1.1 \times 4.5 \times 0.54 + 1.03 \times 4.5 = 8.87 \text{ t/m}^2$$

$$p_2 = \frac{1}{2} \gamma' \times h_2 \times h_2 \times K_{ad} + \sigma_1 \times h_2 + \frac{1}{2} \gamma_w \times h_2 \times h_2 = 0.5 \times 1.1 \times 4.5^2 \times 0.54 + 1.56 \times 4.5 + 0.5 \times 1.03 \times 4.5^2 \quad p_2 = 23.46 \text{ t/ml}$$

$$\text{Appliquée à : } Y = (10.43 \times 1.5 + 6.01 \times 1.5 + 7.02 \times 2.25) / 23.46 = 1.72 \text{ m}$$

Les résultats sont récapitulés par les tableaux suivants:

Tableau V.2. Poussées des terres cas statique.

	Pv (t/ml)	Ph (t/ml)	X (m)	Y (m)	Ms(t.m/ml)	Mr(t.m/m)
P1	0.22	0.48	3	5.03	0.66	2.41
P2	6.5	14.6	3	1.64	19.5	23.94
Σ	6.72	15.08			20.16	26.35

Tableau V.3. Poussées des terres cas dynamique.

	Pv1 (t/ml)	(1+kv)Pv (t/ml)	kh.Pv (t/ml)	Ph1 (t/ml)	Ph	X (m)	Y (m)	Ms (t.m/ml)	Mr (t.m/m)
P1	0.51	0.533	0.077	1.14	1.22	3	5.03	1.6	6.14
P2	9.54	9.97	1.431	21.43	22.86	3	1.72	29.91	39.32
Σ		10.503			24.08			31.51	45.46

❖ **Poussées dues aux surcharges :**

On a : la surcharge uniformément répartie $q = 1.5 \text{ t/m}^2$.

➤ **Cas statique :**

$$K_{as}(q) = \frac{K_{as}}{\cos(\beta)} \quad ; \quad \beta = 0 \Rightarrow K_{as}(q) = K_{as} = 0.23$$

$$\sigma = q \times K_{as}(q) = 1.5 \times 0.23 = 0.345 \text{ t/m}^2.$$

$$P_q = \sigma \times h \text{ avec } h = 6.1 \text{ m.}$$

$$P_q = 2.1 \text{ t/ml.}$$

Appliquée à $Y = 3.05 \text{ m.}$

➤ **Cas dynamique :**

$$K_{ad}(q) = \frac{K_{ad}}{\cos(\beta)} \quad ; \quad \beta = 0 \Rightarrow K_{ad}(q) = K_{ad} = 0.54$$

$$P_q = q \times h \times K_{ad}(q)$$

$$P_q = 1.5 \times 6.1 \times 0.54 = \mathbf{4.94 \text{ t/ml.}}$$

Appliquée à $Y = 3.05 \text{ m.}$

Tableau V.4. Poussées dues aux surcharges cas statique.

Pv (t/ml)	Ph (t/ml)	X (m)	Y (m)	Ms(t.m/ml)	Mr(t.m/m)
0.85	1.92	3	3.05	2.55	5.86

Tableau V.5. Poussées dues aux surcharges cas dynamique.

Pv1 (t/ml)	(1+kv)Pv (t/ml)	kh.Pv (t/ml)	Ph1 (t/ml)	Ph	X (m)	Y (m)	Ms (t.m/ml)	Mr (t.m/m)
2.01	2.1	0.30	4.51	4.81	3	3.05	6.3	14.67

❖ **Poussée hydrostatique de marnage :**

La dénivellation du niveau de la nappe et du plan d'eau entre l'avant et l'arrière du quai peut provoquer une poussée sur l'ouvrage vers le bassin. On considère dans le cas statique un marnage de $hw=0.34 \text{ m}$, d'où la contrainte uniforme sur la hauteur du quai à la valeur suivante :

$$\sigma = \gamma_w \times hw = 1.03 \times 0.34 = 0.35 \text{ t/m}^2 \quad \Rightarrow 0 < h < 1.6 : P = 0.5 \times 0.35 \times 0.34 = 0.06 \text{ t/ml.}$$

$$\text{Appliquée à } Y = 0.34/3 + 4.50 = 4.61 \text{ m.}$$

$$1.6 < h < 6.1 : \Rightarrow P = 0.35 \times 4.50 = 1.575 \text{ t/ml.}$$

$$\text{Appliquée à } Y = \frac{4.50}{2} = 2.25 \text{ m}$$

$$P_m = 0.06 + 1.575 = 1.635 \text{ t/ml.} \quad \text{Appliquée à } Y = 2.34 \text{ m} \quad \Rightarrow Ms = 3.82 \text{ t.m}$$

❖ **Poussée hydrodynamique :**

Dans le cadre d'un calcul simplifié pendant le séisme, l'approche pseudo-statique est utilisée : le chargement dynamique est représenté par l'application de forces statiques jugées équivalentes aux efforts dynamiques maximaux supportés par l'ouvrage. Les forces d'inertie sont celles d'un solide rigide soumis à l'accélération maximale au sol.

Les forces hydrodynamiques s'appliquant sur la face amont et s'ajoutant aux forces hydrostatiques sont traditionnellement calculées par la méthode de Westergaard qui a évalué la répartition de la pression $p(y)$ exercée sur un mur soumis à un mouvement périodique et établi une formule simplifiée dans le cas où la compressibilité de l'eau peut être négligée, la formule de Westergaard peut être utilisée pour calculer la dépression hydrodynamique sur un parement aval partiellement immergé :

$$\sigma_{wd}(y) = 7/8 \gamma_w k_h \sqrt{h \cdot y}$$

Avec :

$k_h = 0.15$. Coefficient sismique horizontal.

$h = 4.50$ m. Profondeur totale de l'eau.

y : profondeur de l'eau variable.

La poussée hydrodynamique sera : $P_{wd} = (7/12) \gamma_w k_h h^2$

Appliquée à $0.4h$ de la base.

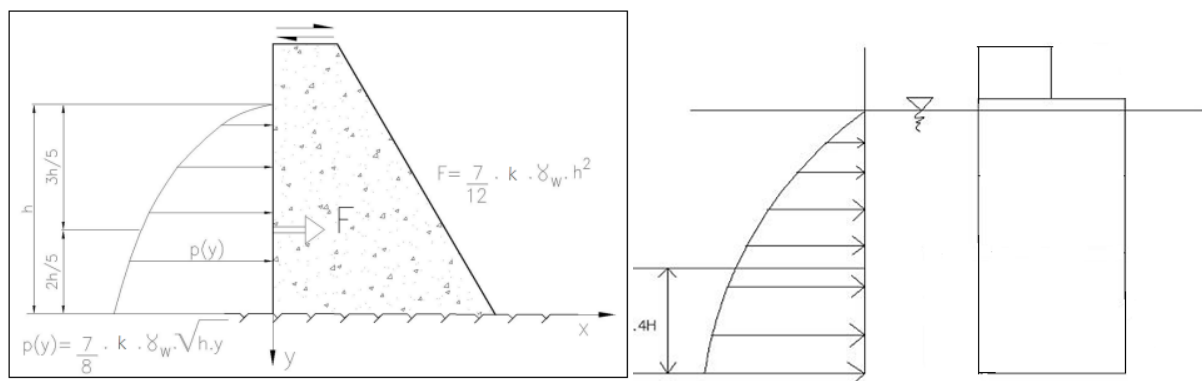


Figure V.2. Poussée de Westergaard.

Pour : $y=h=4.5$ m on aura : $\sigma_{wd}(y) = p(y) = 0.608$ et $P_{wd} = F = 1.825$ t/ml.

Appliquée à : $Y = 0.4 \times 4.50 = 1.8$ m $\Rightarrow Ms = 3.29$ t.m

V.4. Vérification de la stabilité du quai existant

V.4.1. Stabilité au renversement et au glissement :

❖ **Coefficients de sécurité** : Les coefficients considérés pour chaque situation sont résumés dans le tableau suivant (valeurs minimales) :

Coefficient de Sécurité	ELU	ELS	SA
F_r	1.5	1.5	1.1
F_g	1.5	1.5	1.1

Avec :

ELS : Etat limite de service.

ELU : Etat limite ultime.

SA : Situation accidentelle

$F_r = \frac{M_s}{M_r}$: Coefficient de sécurité de renversement.

$F_g = \frac{F_v}{F_h} \operatorname{tg} \delta$: Coefficient de sécurité de glissement. ($\delta=2\varphi/3$).

➤ *Cas statique vis-à-vis de renversement et glissement :*

Tableau V.6. Stabilité cas statique.

Désignation	F_v (t/ml)	F_h (t/ml)	$M_{si}/0$ (t.m/ml)	$M_{ri}/0$ (t.m/ml)
Poids (G1)	19.4	-	28.56	-
Poussées des terres (G2)	6.72	15.08	20.16	26.35
Poussée due aux surcharges (Q)	0.85	1.92	2.55	5.86
Marnage (G3)	-	1.635	3.82	

- A l'état limite ultime (E.L.U) : 1.35G + 1.5Q

M_S (t.m/ml)	M_R (t.m/ml)	F_V (t/ml)	F_H (t/ml)	$F_r = \frac{M_S}{M_R}$	$F_g = \frac{F_V}{F_H} \text{ tg } \delta$
74.75	44.36	36.54	25.4	1.68 > 1.5	0.64 < 1.5

- A l'état limite de service (E.L.S) : G + Q

M_S (t.m/ml)	M_R (t.m/ml)	F_V (t/ml)	F_H (t/ml)	$F_r = \frac{M_S}{M_R}$	$F_g = \frac{F_V}{F_H} \text{ tg } \delta$
55.09	32.21	26.97	18.64	1.71 > 1.5	0.64 < 1.5

D'après les résultats trouvés pour le cas statique, l'ouvrage est stable vis-à-vis de renversement et vis-à-vis au glissement il n'est pas stable.

➤ *Cas dynamique vis-à-vis de renversement et glissement :*

Tableau V.7. Stabilité cas dynamique.

Désignation	F_V (t/ml)	F_H (t/ml)	$M_{si}/0$ (t.m/ml)	$M_{ri}/0$ (t.m/ml)
Poids (G1)	19.4x1.045=20.27	19.4x0.15=2.91	29.85	4.28
Poussées des terres (G2)	10.503	24.08	31.51	45.46
Poussée due aux surcharges (Q)	2.1	4.81	6.3	14.67
Pression hydrodynamique (G3)		1.825	3.29	

- Combinaison accidentelle : G + Q

M_S (t.m/ml)	M_R (t.m/ml)	F_V (t/ml)	F_H (t/ml)	$F_r = \frac{M_S}{M_R}$	$F_g = \frac{F_V}{F_H} \text{ tg } \delta$
70.95	64.41	32.87	33.625	1.102 > 1.1	0.44 < 1.1

D'après les résultats trouvés pour le cas dynamique, l'ouvrage est à la limite de stabilité vis-à-vis de renversement et vis-à-vis au glissement il n'est pas stable.

V.4.2. Stabilité au glissement d'ensemble :

On a utilisé le logiciel Slide, c'est un programme 2D qui permet de faire une analyse de stabilité des talus en deux dimensions, par la méthode de l'équilibre limite, pour des surfaces circulaires ou non circulaires dans les roches et dans les sols. Les approches déterministe (calcul du facteur ou coefficient de sécurité) ou probabiliste (détermination de la probabilité de rupture) peuvent y être développée.

Après introduction des données géométriques et les paramètres physiques et mécaniques des différents matériaux (définis précédemment), on fait le choix de méthode de calcul à l'équilibre limite (méthode de Bishop) ainsi que la grille des centres de cercles pour trouver le coefficient de sécurité à l'état statique et dynamique.

Quelques paramètres à définir :

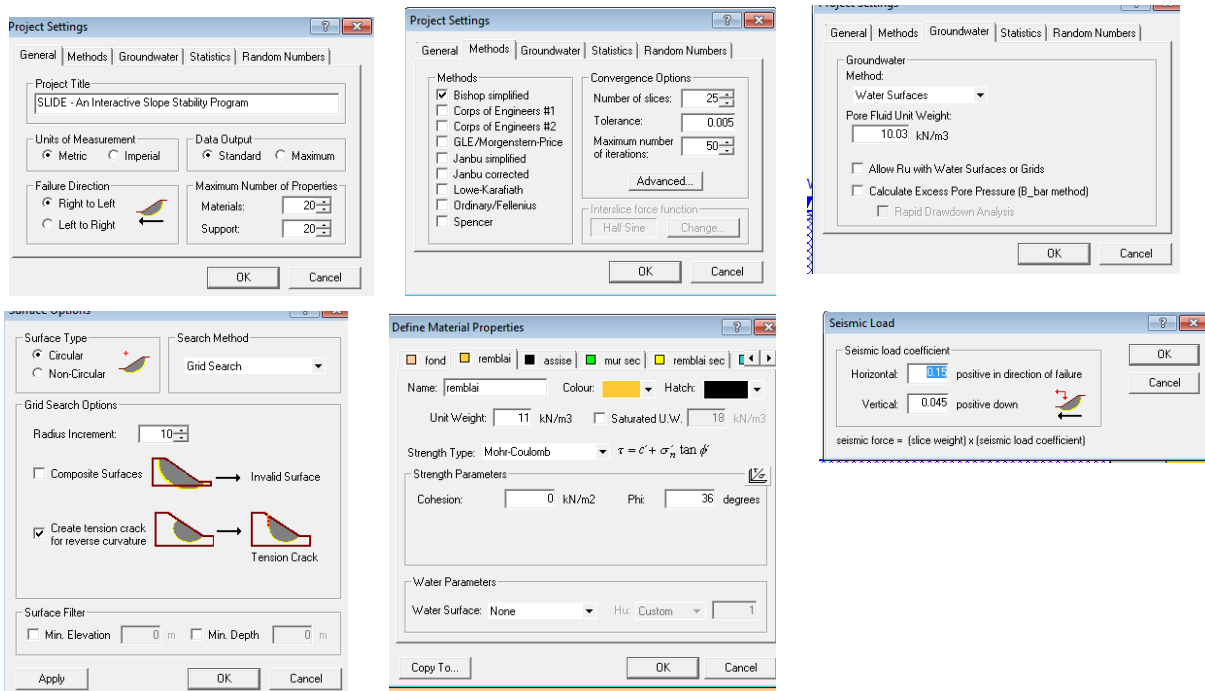


Figure V.3. Fenêtres de quelques paramètres essentiels à la modélisation.

La figure suivante représente la géométrie de l'ouvrage :

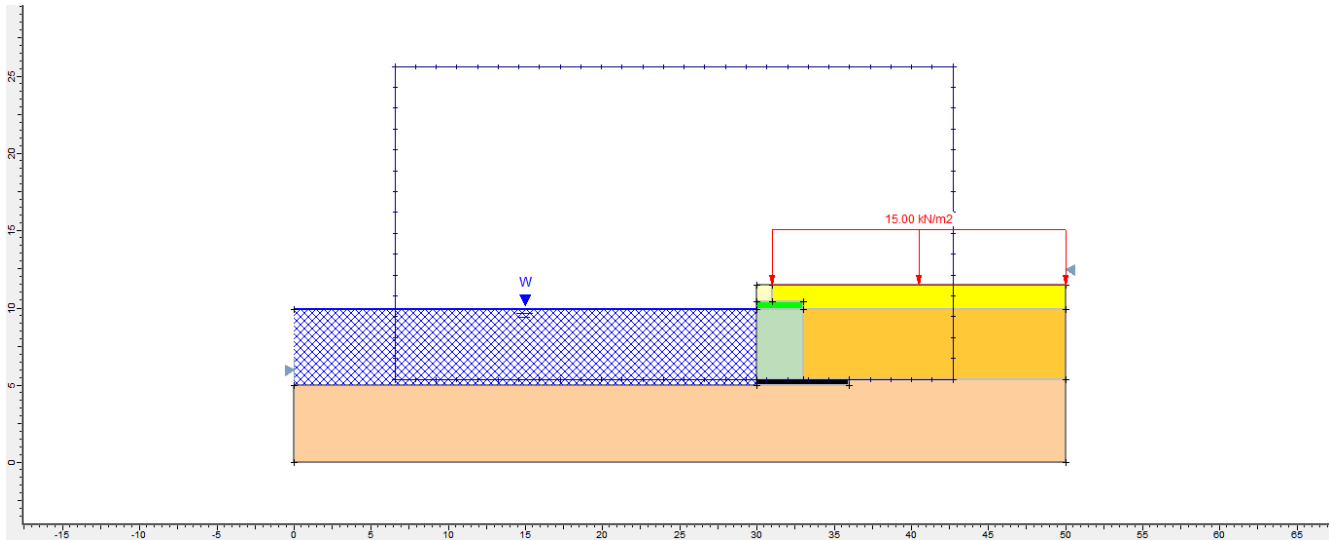


Figure V.4. L'ouvrage modélisé en Slide.

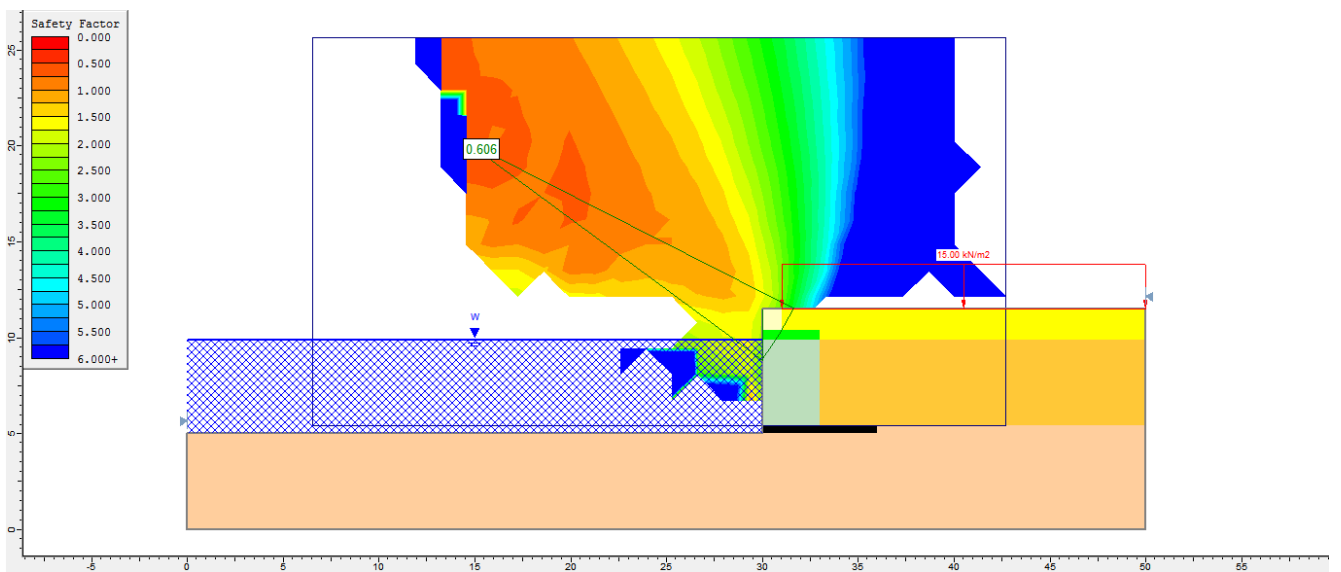


Figure V.5. cercle de rupture pour le cas statique.

Le coefficient de sécurité au cas statique est égal à 0.61 donc l'ouvrage est instable.

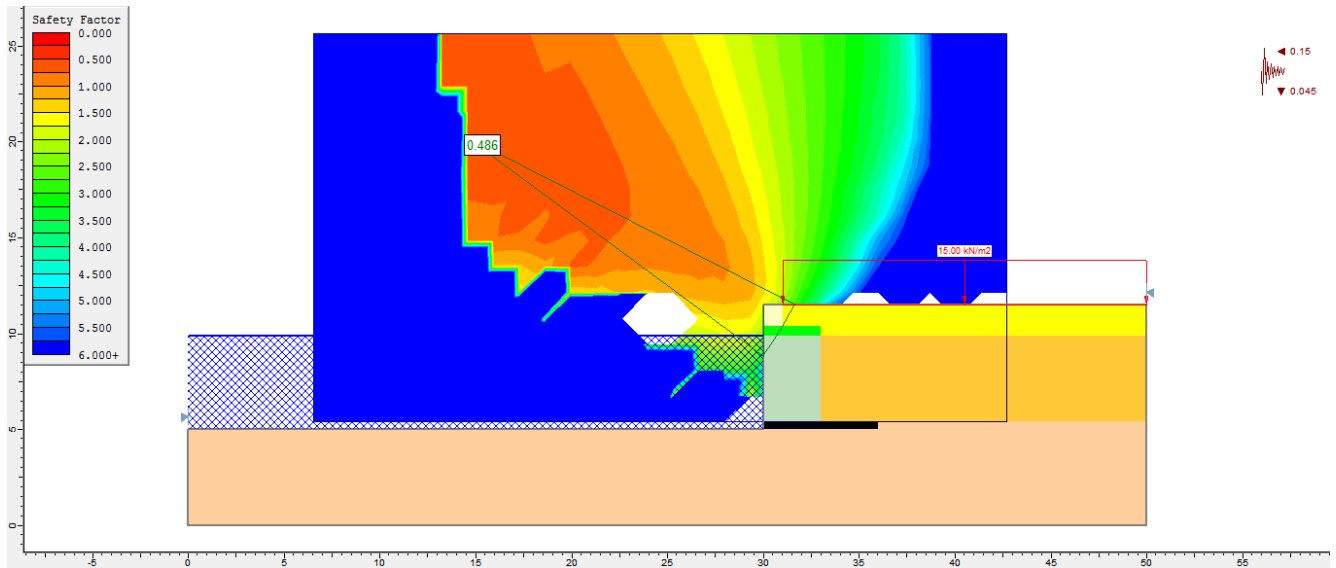


Figure V.6. Cercle de rupture pour le cas sismique.

Le coefficient de sécurité au cas sismique est égal à 0.49 donc l'ouvrage est instable.

V.5. Conclusion

Après l'analyse des résultats obtenus par l'étude de stabilité de mur de l'ancien quai analytiquement on a constaté que l'ouvrage est instable vis-à-vis du glissement pour les deux cas statique ($F=0.64 < 1.5$) et dynamique ($F=0.44 < 1.1$), et vis-à-vis de renversement il est stable pour le cas statique (1.68 et $1.71 > 1.5$) et à la limite de stabilité pour le cas dynamique ($1.102 > 1.1$).

La modélisation numérique par logiciel Slide nous a permis d'analyser l'ouvrage vis-à-vis du glissement d'ensemble. On a trouvé que dans son ensemble l'ouvrage risque d'être glisser il est en marge de sécurité insuffisante pour le cas statique ($0.61 < 1.5$) et dynamique ($0.49 < 1.1$).

Les résultats analytiques coïncident bien avec le calcul numérique ce qui valide bien notre modèle. Le cercle de rupture est au niveau supérieure du quai, ce qui justifier les grandes dégradations trouvées au niveau supérieur du quai, le quai donc est en état vertical (pas de renversement), ce qui est aussi en coïncidence avec les résultats analytique de renversement et son état réel.

Revenant sur le diagnostic préliminaire et suite aux résultats trouvés, les dégradations importantes pouvant réellement entraîner un risque de déstabilisation de l'ouvrage.

Donc on confirme que le quai de l'ancien port de Collo nécessite d'être réhabilité et pour cette situation, le choix de solution rationnelle et judicieuse qu'on doit proposer est de rempiéter et à la fois de conforter l'ancien quai.

Chapitre VI

Confortement du quai

VI.1. Introduction

Ce chapitre est destiné à la technique de réalisation d'un quai en bloc pour le confortement du quai d'étude qui a été rencontré des dégradations.

VI.2. Description du principe de confortement par blocs

Le confortement des quais par blocs préfabriqués consiste à réaliser une poutre de couronnement qui repose sur une série de bloc en parallèle à l'ancien quai dégradé sur lesquels s'épaule des éléments préfabriqués en béton qui constituent le nouveau parement. Les éléments du confortement sont vérifiés en prenant en compte toutes les charges et les contraintes rencontrées sur le site.

La première étape consiste à un renforcement et du traitement des parties détériorées de l'ouvrage, soit par injection, et le colmatage des cavités et le traitement des dé jointements et des zones affectant la stabilité du quai existant, afin de réduire les dégradations de l'ancienne structure qui pourrait provoquées des désordres, et des tassements de cette zone, et l'apparition d'affaissements sur le terre plein.

La nouvelle magistrale sera située à 8.00 m par rapport à l'ancien parement. Ceci augmentera la surface de le terre-plein et réduit très faiblement le plan d'eau. La structure du nouveau quai est composée des blocs préfabriqués en béton en forme de «I» empilés les uns sur les autres. Les évidements formés par l'alignement des piles de blocs seront remplis d'enrochement (1-15 kg).

Les piles de blocs reposent sur une couche de ballast (40-70 mm), de 20 cm d'épaisseur préalablement réglée. Cette couche de ballast repose sur une couche d'assise en enrochement (1-15 kg). Le pied de quai sera protégé par des enrochements de (50-200 kg),

Le nouveau quai sera équipé de bollards de 10 T ainsi que des défenses extrudées en D 220 mm et d'échelles de sécurité.

Entre le nouveau quai et le parement actuel, le vide sera comblé avec du TVC (0-500 kg) qui sera revêtu en surface par un revêtement souple. Le drainage est assuré par une forme de pente de 1% vers le bassin.

Un dragage du bassin d'une superficie de 855 m² au niveau du quai orienté nord ouest pour avoir le même tirant d'eau sur tout le linéaire de quai, soit 4.50 m

VI.3. Méthode de construction du mur de quai en bloc

VI.3.1. Description générale

Le confortement du quai du port de pêche Collo, offre un linéaire d'amarrage d'environ 210 ml, à l'avant de l'ancien quai est constitué de blocs préfabriqués en béton en forme de «I» empilés les uns

sur les autres de différentes tailles (1, 2 et 3) voire la figure V.1, sur les quelles sont posées les poutres de couronnement est arasé à la cote +1.20 m et le tirant d'eau de l'ouvrage est de -4.5 ml.

Les épaulés sont en matériau de carrière type (0-500) kg, les filtres sont fabriqués à partir de déchets de carrière.

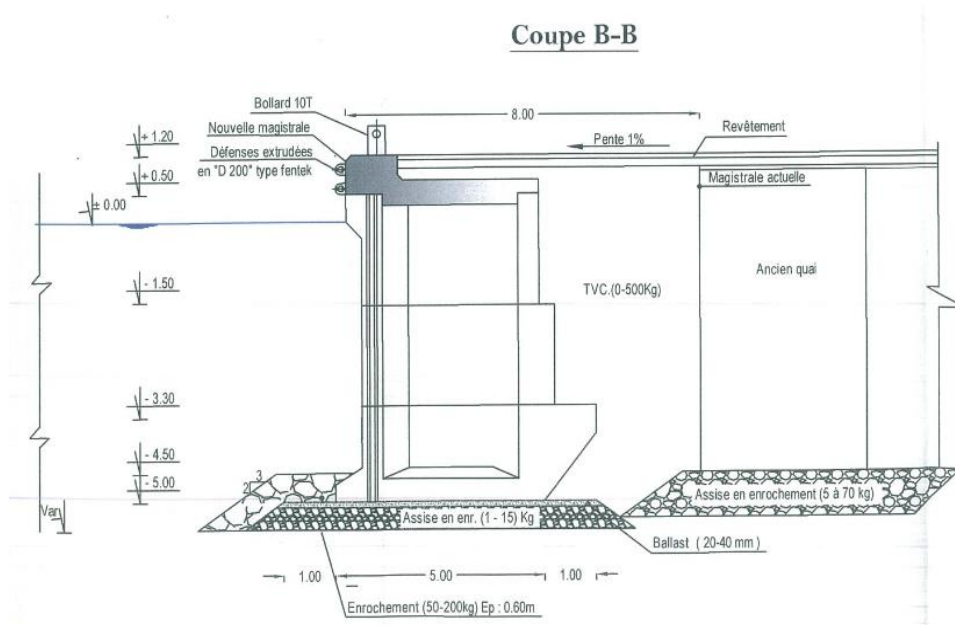


Figure VI.1. Profil type du mur de quai à -4.5 m.

VI.3.2. Phasage des travaux

L'enchaînement des travaux de construction du mur de quai du port de pêche Collo sera le suivant :

- La méthodologie de préfabrication des blocs ;
- Levé bathymétrique ;
- La méthodologie du dragage de souille ;
- Implantation de la banquette d'assise des blocs de quai ;
- Exécution de la fondation du quai ;
- Contrôle de la banquette d'assise ;
- Implantation de la magistrale du quai ;
- Pose des blocs de quai ;
- Remplissage des alvéoles des blocs en ballast ;
- Coulage de la poutre de couronnement ;

- Remblaiement des terre-pleins ;
- Mise en place du tapis anti-affouillement en enrochement 50-200 kg ;
- Equipement et installations des réseaux.

VI.3.2.1. Méthodologie de préfabrication des blocs de quai et le stockage :

a. **Moyens matériels :** La préfabrication des blocs de quai s'effectue sur le site des moyens matériels de l'entrepreneur. Plusieurs types de matériel sont nécessaires à l'accomplissement de cette tâche et sont répartis en fonction de leur utilisation.



Figure VI.2. Bétonnage des blocs de quai.

Le béton est produit par la centrale à béton située à proximité de la zone de préfabrication et transportée par des camions malaxeurs puis coulé directement par leurs goulottes dans les coffrages métalliques constituant les moules des blocs de quai (figure V.2).

Ces coffrages sont préparés (huile de décoffrage, joints d'étanchéité, ...) à l'avance pour garantir la fluidité de l'opération de bétonnage. Une fois l'opération de bétonnage achevée, une équipe de finisseurs prennent en charge le bloc bétonné pour la finition de sa surface supérieure et l'application du produit de cure. Le décoffrage s'effectue 24 heures après et les moules sont déplacés sur les bases libres suivantes pour être préparés et bétonnés. Les surfaces des blocs décoffrés sont traitées au produit de cure et chaque bloc reçoit à la peinture une indexation portant le numéro et le type de bloc ainsi que la date du bétonnage. Le déplacement des blocs bétonnés vers le lieu de stockage étant effectué 3 jours après le bétonnage. La manutention des blocs est effectuée à l'aide de la pince de levage dont l'ouverture et la fermeture est commandée par le grutier.

b. Contrôle qualité : Le contrôle qualité s'effectue en trois phases :

- *Avant le bétonnage* : ce contrôle est effectué pour s'assurer de la conformité de tous les constituants du béton (agrégats, ciment, adjuvant, produit de cure, de démoulage, réception des coffrages...) et donne lieu à une autorisation de bétonnage.

- *Durant le bétonnage* : pour s'assurer de la conformité du béton produit par rapport aux études et aux essais de convenance réalisés au démarrage de l'activité. L'équipe de contrôle s'assure notamment de la conformité de la composition, des temps et des températures des bétons produits ainsi que celle de la méthode de bétonnage.

- *Après le bétonnage* : pour s'assurer notamment que les résistances requises pour le décoffrage et la manutention des blocs sont atteintes. Juste avant leur mise à l'eau, l'équipe de techniciens s'assure aussi que les blocs ne souffrent pas de fissuration ou d'épaufrure mettant en cause la pérennité de l'ouvrage.

c. Déchargement et stockage des blocs : Enfin, les blocs sont déchargés et stockés à l'aide d'une grue sur chenilles d'une capacité de charge de 250 tonnes. Tous les blocs seront stockés dans 5 niveaux, dans tous les cas la hauteur de stockage est inférieure 10 m. Quant au rangement des extrémités des blocs, il doit se faire dans les escaliers.



Figure VI.3. Zone de stockage des blocs de quai.

VI.3.2.2. Levé bathymétrique :

Des levés topo-bathymétriques du site du projet seront réalisés avant d'entamer les travaux, ils permettent en particulier de vérifier les cotes de terrain naturel et les cotes des fonds marins afin de déterminer les profondeurs réelles de l'emprise des ouvrages et quantifier les matériaux nécessaires à l'exécution du projet.

Pour chaque tranche de travaux, des levés seront effectués pour vérifier la mise en place correcte des matériaux de carrière selon les cotes prévues, l'implantation et la verticalité des blocs préfabriqués.



Figure VI.4. Vedette de bathymétrie.

VI.3.2.3. Méthodologie du dragage de souille :

La mobilisation de la drague jusqu'à l'emplacement de la souille du mur de quai est effectuée à l'aide d'un remorqueur. Après matérialisation de l'emprise et d'implantation des futures quais, les travaux de dragage des souilles est entrepris à l'aide d'un train de dragage (ponton à pieux muni d'une pelle hydraulique + chaland) utiliseront de drague et un ou plusieurs charges de travail pour chaland est estimée à 10 à 15 ml /jour, selon la dureté (conditions de la roche et du site), l'opération de dragage est effectuée jusqu'à obtenir le profil sous - marin souhaité. Le drague peut travailler en continu tous les jours, afin d'optimiser ses performances selon la météo. L'opération de dragage en se servant de chaland qui se permute pour décharger les matériaux dragués vers le point de rejet autorisé par le Maître d'Ouvrage.



Figure VI.5. Dragage de souille.

VI.3.2.4. Implantation de la banquette d'assise des blocs de quai :

L'équipe de plongeur met en place les repères nécessaires pour effectuer les travaux de fondation de quai. Cette opération se fait avec l'assistance du géomètre au moyen d'une grue de capacité importante pour manutentionner les blocs béton utilisés pour le repérage des alignements de l'extérieur de la banquette. Un cordon est tiré entre ces blocs pour bien signaler la zone à traiter.

VI.3.2.5. Préparation de la fondation des quais :

Depuis les stocks de la carrière ou sur chantier, les enrochements sont chargés à l'aide d'une pelle hydraulique ou chargeur et transportés par camions bennes au quai de service, où une pelle hydraulique est mise en place pour charger directement les barges de transport. Ces barges de transport autopropulsées, de capacité 300 t ou tractés par le remorqueur, assurent le transport des matériaux depuis le quai de service jusqu'au lieu des travaux.

Après la réalisation de la souille, les enrochements (1-15) kg de l'assise sont mis en place au moyen de chaland clapant autopropulsé ou tractés par le remorqueur.

Les opérations de mise en œuvre sont suivies par une équipe de plongeurs qualifiés et un topographe qui assure le suivi des niveaux.



Figure VI.6. Chaland de mise en œuvre des enrochements de l'assise de fondation du quai.

Le réglage du fond est réalisé par une équipe de plongeurs, reliée par une liaison radio sous – marine avec le commandant du chaland.

L'équipe de plongeurs règle les enrochements dans la souille manuellement et prend des repères de niveau avec l'assistance du géomètre.

Le réglage de la banquette d'assise en ballast 40/70 mm est réalisé à l'aide d'un cadre métallique spécial, muni d'une règle transversale.



Figure VI.7. Cadre de réglage de l'assise des blocs de quai.

Le ballast est déposé dans la zone à traiter à l'aide d'une trémie de 3 à 4 m³ munie d'un volant qui permet de régler l'ouverture du casque de la trémie et de doser la quantité de ballast à déverser la trémie est manutentionnée par la grue flottante.



Figure VI.8. Mise en place du ballast de réglage de l'assise des blocs de quai.

Pour positionner la trémie au droit de la zone à traiter, le plongeur se sert d'un guide qui émergera de l'eau et permettra au conducteur de la grue de placer exactement la trémie au – dessus de cette zone. Le plongeur communique avec son chef de groupe à l'aide de la radio sous -marine et commande l'ouverture du casque de la trémie.

Le déversement au ballast se fait à l'intérieur du cadre spéciale et le plongeur commence son réglage manuellement avec une règle appuyée sur les deux rails qui se déplace le long pour vérifier que le niveau du ballast est bien à la cote. Cette opération est longue et difficile, il faudra minutieusement vérifier toutes les zones d'appuis de la règle.

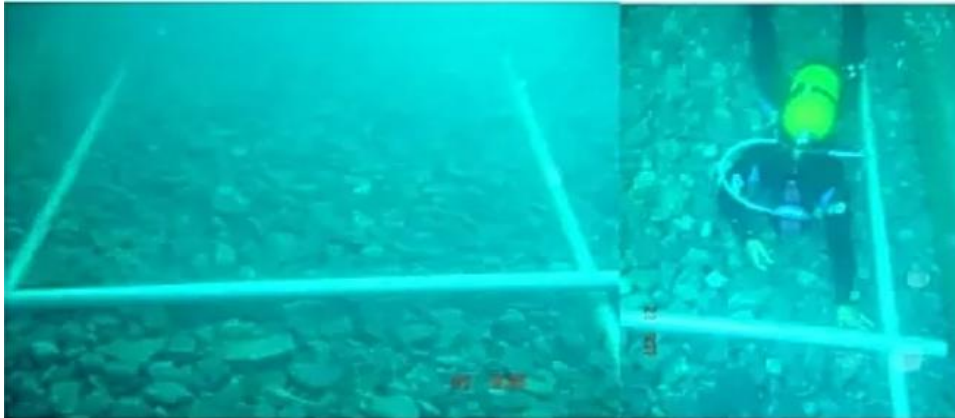


Figure VI.9. Réglage de l'assise de fondation du quai

VI.3.2.6. Contrôle de la banquette d'assise :

L'équipe de bathymétrie contrôle la réception de la banquette d'assise à l'aide d'une vedette, équipée soit d'un mono – faisceau soit d'un multi- faisceau.

VI.3.2.7. Implantation de la magistrale du quai :

Pour pouvoir poser les blocs de quai, nous devons implanter une ligne de référence qui permet au plongeur au moment de la pose de se repérer. Cette ligne est créée par un cordon en file continue, qui est tenu par des petits massifs en béton de dimensions suivantes :

- Longueur : 1,50 m
- Largeur : 1,00 m
- Hauteur : 1,00 m

La grue de pose prend le bloc et le pose à l'extrémité du tronçon réglé. L'opération de pose des blocs d'assise est assistée par :

- Un topographe en surface à l'aide d'une station totale ;
- Un zodiac avec un plongeur qui déplace un fil aplomb jusqu'à ce que le topographe trouve le point d'alignement ;
- Un plongeur au fond qui attache la corde d'alignement au bloc qui est déjà reliée à un bloc similaire.

Cette ligne est décalée du côté bassin de 0.10 m pour ne pas gêner la pose du bloc de base.

VI.3.2.8. Pose des blocs de quai :

Le procédé de pose des blocs des quais se fait en escalier. Cette opération est faite juste après la réception de l'assise de fondation pour éviter tout retour de sable ou de vase. La pose est assurée par :

- Une grue de capacité et portée suffisante ;
- Un grutier spécialisé dans ce genre d'opération ;
- Une équipe de plongeurs maîtrisant ce type de travaux ;
- Un topographe expérimenté dans ce type d'opération.

Avant d'entamer la pose, les plongeurs procèdent à l'implantation d'une ligne de repère, leur permettant de guider le grutier au moment de la manutention des blocs.

L'implantation du repère d'alignement de pose est effectuée par le topographe et l'équipe de plongeur. Chaque bloc posé de la première rangée est vérifié au niveau de son alignement et de sa planéité. Les autres blocs sont posés en prenant référence à ceux de la première rangée, arrivée à la dernière rangée de pose, le topographe effectue une vérification des cotes des 4 coins du bloc pour s'assurer de la pose adéquate de la pile. Dans le cas, où la vérification démontre que la pile n'est pas conforme aux tolérances de pose exigées, les blocs de la pile en question seront repris et reposés.



Figure VI.10. Pose des blocs de quai.

VI.3.2.9. Remplissage des alvéoles des blocs :

Toutes les alvéoles des blocs de quai sont remplies en ballast 40/70 mm. Le ballast est approvisionné par des camions bennes et mis dans la trémie à volant à l'aide d'un chargeur, quand la trémie est pleine, la grue flottante la récupère et la positionne au-dessus des alvéoles à remplir. Cette opération est répétitive jusqu'au remplissage de la totalité des alvéoles.

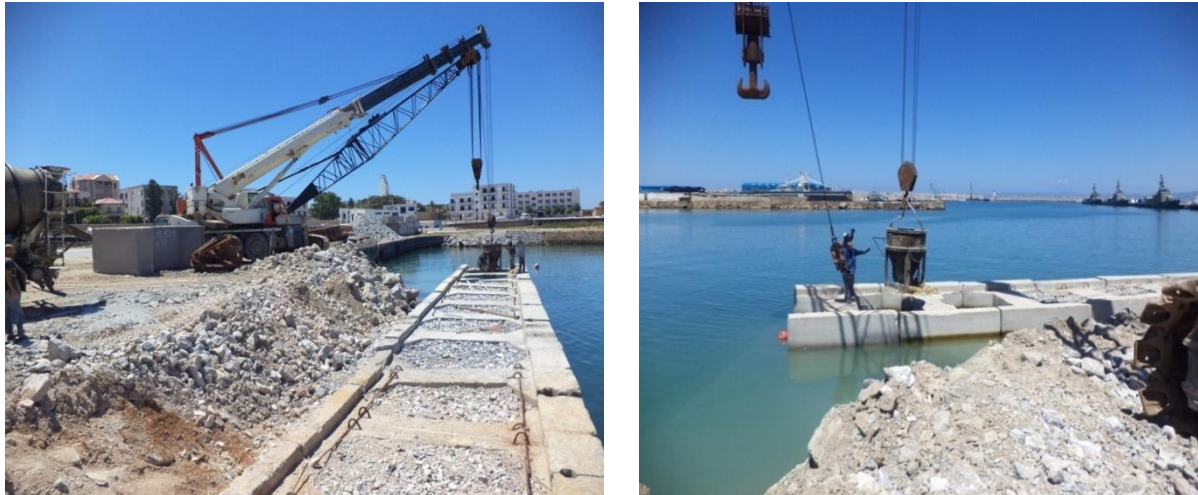


Figure VI.11. Remplissage des alvéoles.

VI.3.2.10. Coulage de la poutre de couronnement :

La poutre de couronnement est partiellement préfabriquée et le bétonnage est réalisé en plusieurs phases.

a. Coffrage : Le coulage de la nouvelle poutre de couronnement sera réalisé par des plots de 12 ml. Cette opération sera précédée par la pose de tous les éléments de coffrage métalliques (partie inférieure, partie avant et arrière et parties latérales) mise en place aux dimensions et formes du plot conformément au plan d'exécution.



Figure VI.12. Coffrage de la poutre de couronnement.

b. Ferrailage : Le ferrailage de la poutre est constitué d'armatures de haute adhérence de nuance respectant les clauses du cahier des prescriptions spéciales. Les armatures sont utilisées comme :

- Armatures de frettage ;
- Barres de montage ;
- Armatures en attente, de diamètre inférieur ou égal à dix millimètres (si elles sont exposées à un pliage sui d'un dépliage) ;

Pour les armatures à haute adhérence, la longueur des barres est fixée de manière à limiter au minimum le nombre de recouvrements. L'enrobage des armatures se fait par des cales en béton suivant l'épaisseur prescrite dans le CPS et dans les plans d'exécution.

Pendant l'opération de ferrailage, les armatures sont armées par des ligatures et des cales de manière à éviter tout déplacement des aciers au moment de la mise en œuvre du béton.

Les systèmes d'ancrage des bollards sont insérés durant la phase de ferrailage.



Figure VI.13. Ferrailage de la poutre de couronnement

c. Bétonnage : Le bétonnage du plot sera exécuté, après mise en place du ferrailage, avec application et respect de toutes les règles et métrologies concernant les travaux de bétonnage. Le béton à réaliser doit être compact et le plus étanche possible. Le coulage se réalise en continu. Le béton est livré par des camions malaxeurs ou bennes à béton le long de la magistrale du quai. Sa mise en œuvre est faite par des grues mobiles équipée d'une benne à béton assurera le coulage du béton. La fréquence de vibration est définie en fonction du diamètre des agrégats. La surface de béton est talochée pour donner une finition propre du quai. Des joints verticaux sont aménagés dans la poutre de couronnement des quais.

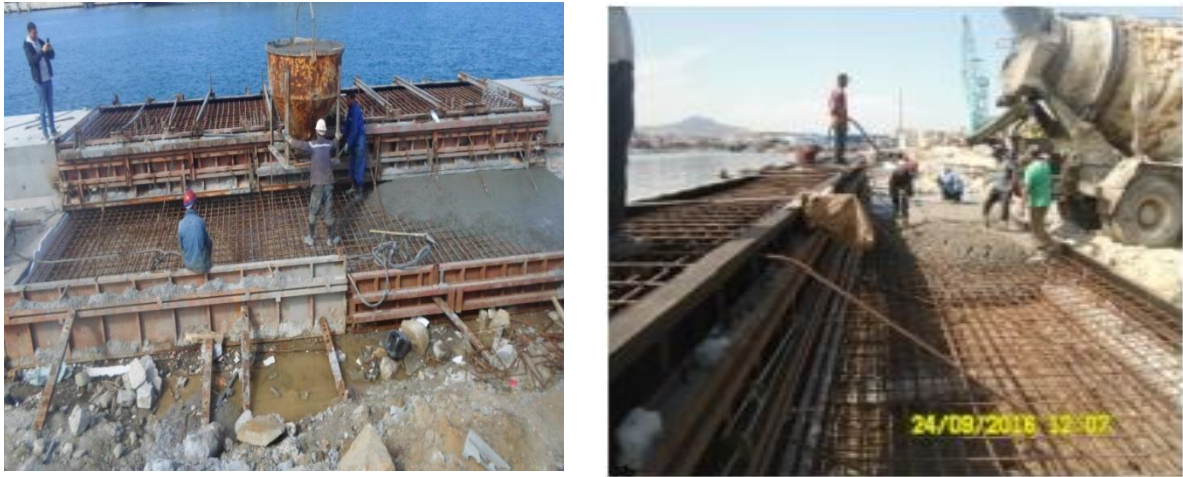


Figure VI.14. Coulage en béton de la poutre de couronnement

VI.3.2.11. Remblaiement et revêtement des terres –pleins :

Après avoir posés les blocs de quai et contrôlés, le TVC (0-500) kg sera livré directement par camion benne depuis la carrière et sera déversé directement derrière le quai. Un chargeur sur pneu ou un bulldozer poussera les matériaux de carrière.



Figure VI.15. Mise en place de TVC (0-500) kg.

Les travaux comprennent :

- La réalisation du réseau d'évacuation constitué de cunette en forme de U et de regards en béton armé avec grilles et tampons, de buses en béton armé.

Les travaux relatifs aux réseaux comprennent :

- La fourniture des matériaux et la réalisation des réseaux AEP- Incendie et Electricité y compris (fourreaux, caniveaux) sur la base d'une étude technique soumises à l'agrément du Contractant.

- Les réseaux au niveau des quais peuvent être installés à l'intérieur de caniveaux à prévoir par Contractant qui seront soumis à l'agrément de l'ingénieur.
- La mise en œuvre du revêtement souple avec ses formes de pentes à l'arrière du quai de 1% vers le bassin, il est constitué de plusieurs couches de TVC (0.500) kg, et couche de liaison dernière couche de roulement.



Figure VI.16. Mise en place de revêtement bitumineux.

VI.3.2.12. Mise en place du tapis anti-affouillement en enrochement :

Le ballast des assises de fondation des blocs et protégé par tapis anti-affouillement, constitué des enrochements de (50-200 kg), posé au fond du pied de quai à l'aide d'une pelle hydraulique bras long ou une grue de capacité et portée suffisante. L'implantation du repère de pose est effectuée par une équipe de plongeur.

VI.3.2.13. Equipement et installations des réseaux :

Les équipements du quai (défenses, bollards et échelles) sont placés à la fin des travaux des terres –pleins.

a. Défense : Les défenses de quai seront installées au moyen d'une grue terrestre selon les recommandations du fabricant et des plans d'exécution. Les ancrages, pour la fixation de ces défenses, seront préinstallés dans la poutre de couronnement et dans le mur de quai sur la base d'un gabarit fourni par le fabricant et adapté au type de défense. Le type des défenses est cylindriques extrudées en D 220 (Les défenses seront en caoutchouc cylindrique).



Figure VI.17. Défense.

b. **Bollard** : Les bollards seront en fonte grise ou en acier moulé en seule pièce. La fixation des bollards sera réalisée au moyen de tirants coulés à crosse scellés dans le béton de la poutre de couronnement de quai, et de boulons de liaison fusibles. Les tirants d'ancrage seront en acier forgé de nuance E.24. Le type des bollards est 10 T disposés tous les 12 ml.

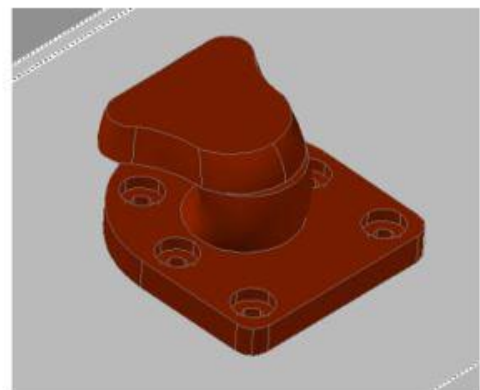
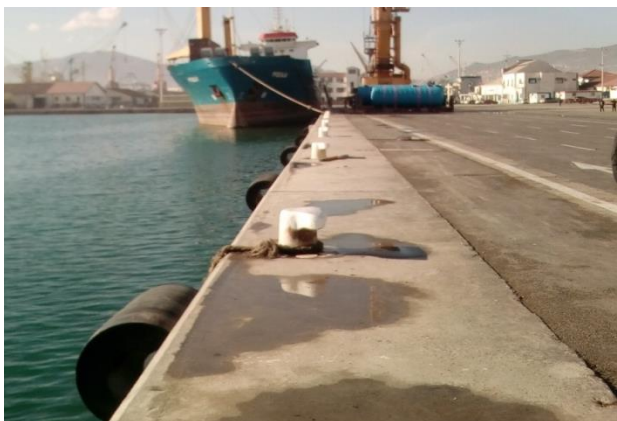


Figure VI.18. Bollard.

c. **Echelle de sécurité** : Des échelles de sécurité en acier galvanisé à chaud seront installées dans des niches réservées dans les murs des quais. Elles sont accessibles facilement et comportent une prise pour les mains encastrée dans la poutre de couronnement dans la première rangée des blocs des quais.



Figure VI.19. Echelle de sécurité dans la poutre de couronnement.

d. Caniveaux et regards : pour les réseaux : d'assainissement, téléphonique, d'électricité et eau d'incendie.

VI.4. Conclusion

Les quais en blocs préfabriqués offrent une solution efficace pour la construction de quais, en particulier pour les projets nécessitant une rapidité de construction et une résistance aux intempéries et un faible impact environnemental.

Conclusion Générale

CONCLUSION GENERALE

Les ouvrages portuaires jouent un rôle important dans le développement d'un pays, les conséquences d'une absence de surveillance et d'entretien peuvent subirent aux responsables, des conséquences pénales. Il est donc nécessaire d'effectuer en permanence des interventions sur un ouvrage pour lui permettre de conserver son état initial. Il faut l'entretenir, le réparer ou le conforter, mais, pour savoir à quel moment il faut intervenir avant qu'il ne soit trop tard, il faut le surveiller et le visiter. La réparation des ouvrages est donc, devenue aujourd'hui une nécessité économique et un impératif technique dans la gestion des patrimoines.

Pour cette raison que nous avons choisi ce thème qui rentre dans le cadre de diagnostic et entretien des ouvrages maritimes à savoir le port de pêche de Collo – Skikda.

Ce travail a permis de mettre en évidence les différents types des structures portuaires, ses éléments constitutifs ainsi que leurs fonctionnements.

Le rapport de diagnostic a permis de savoir les différentes dégradations rencontrées dans notre ouvrage ainsi que les causes probables de leur apparition. Par le biais d'une recherche bibliographique sur les différentes pathologies que notre compréhension sur l'état de l'ouvrage d'étude a été approfondi.

Dans ce travail on a essaie de répondre à la problématique de la stabilité de l'ouvrage en question (mur de quai), en se basant sur un calcul analytique et numérique (par logiciel Slide). Les deux types de calcul se coïncident, l'ouvrage est en état stable vis-à-vis de renversement et instable du point de vu glissement. Nos résultats confirment bien l'état réel de l'ouvrage. Donc on confirme que le quai de l'ancien port de Collo nécessite d'être réhabilité et le choix de solution rationnelle et judicieuse qu'on doit proposer est de rempiéter et à la fois de conforter l'ancien quai.

Enfin ce travail a été pour nous, un complément de notre expérience pratique pour mieux comprendre, analyser, et interpréter des phénomènes rencontrés au niveau des travaux maritimes.

Références Bibliographiques

DESORDRES ET CAUSES PROBABLES DES DIFFERENTS OUVRAGES MARITIMES

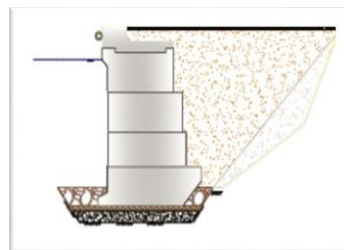
1. RIDEAU DE PALPLANCHES



Désordres observés	Causes
Fissuration du terrain parallèle au rideau	<ul style="list-style-type: none"> • Glissement d'ensemble • Poussée des terres à l'arrière du Rideau • Rupture du tirant d'ancrage
Tassement du terre-plein en tête d'ouvrage	<p>Consolidation du sol (mauvais compactage lors de la réalisation)</p> <ul style="list-style-type: none"> • Entraînement des éléments fins. <p>Rupture d'une conduite d'alimentation ou une canalisation d'évacuation.</p>
Poinçonnement localisé sur le terre-plein	<ul style="list-style-type: none"> • Soutirage des fines ou fuite de matériaux <p>Déplacement de la capacité portante des sols en place.</p> <ul style="list-style-type: none"> • Rupture d'une canalisation ou conduit.
Inclinaison anormale du mur côté mer	<ul style="list-style-type: none"> • Défaut de mise en œuvre • Poussée excessive sur le voile • Rupture de tirants (s'il existe) • Fichage dans le sol insuffisant. • Affouillement en pieds de l'ouvrage
Inclinaison anormale du mur côté terre	<ul style="list-style-type: none"> • Glissement d'ensemble • Default de miser en œuvre • Sollicitations excessive
Déplacement vertical	<ul style="list-style-type: none"> • Capacité portante du sol insuffisante • Sollicitations excessive

Déformation excessive pour les rideaux ancrés	<ul style="list-style-type: none">• Poussée des remblais en place• Défaut de drainage derrière le voile<ul style="list-style-type: none">• Rupture de tirants 'il existe• Affouillement ou dragage excessif
Percolation d'eau ou passage de fines	<ul style="list-style-type: none">• Défaut d'étanchéité• Altération du béton en tête d'ouvrage• Rupture de canalisation ou conduite
Altération du béton	<ul style="list-style-type: none">• Vieillessement prématuré dû à un défaut d'exécution<ul style="list-style-type: none">• Action chimique de l'eau de mer• Gonflement du béton

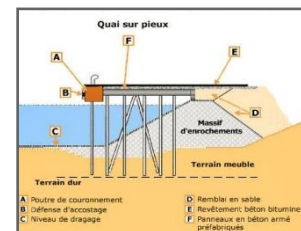
2.QUAI EN BLOCS



Désordres observés	Causes
Altération du béton	<p>Altération du béton, due à l'action mécanique de la mer.</p> <ul style="list-style-type: none"> • Altération du béton, due à l'action chimique de l'eau de mer (corrosion des armatures, attaque chimique) • Réaction de gonflement interne de béton • Actions accidentelles (chocs, amarrages...) • Altérations du béton dues à un défaut d'exécution (nid de cailloux, cavités, zones poreuses, etc.)
Fissures et / ou fractures verticales ou inclinées dans le parement	<p>Tassements différentiels (peuvent être d'origine) Entraînement des éléments fins.</p> <ul style="list-style-type: none"> • Poussée excessive du massifs ou tenu <ul style="list-style-type: none"> • Poussée hydrostatique • Surcharge • Retrait du béton
Fissures et / ou fractures horizontales dans le parement en dehors des joints des blocs	<ul style="list-style-type: none"> • Affouillements • Poussée excessive du massifs ou tenu <ul style="list-style-type: none"> • Poussée hydrostatique • Surcharge

<p>Fissures et / ou fractures horizontales dans le parement au niveau des joints des blocs</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Affouillements • Poussée excessive du massifs ou tenu <ul style="list-style-type: none"> • Poussée hydrostatique • Surcharge
<p>Fissuration du terre-plein parallèle au couronnement, affaissement, flaches dans le terre-plein</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Renversement du mur • Affouillements, dragage excessif • Fuite de matériaux (renards) <ul style="list-style-type: none"> • Grand glissement
<p>Affouillement, dégarnissage du système de fondation</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Affouillements, dragage excessif
<p>Renversement</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Poinçonnement du sol de fondation • Actions accidentelles (chocs, amarrages, etc.) <ul style="list-style-type: none"> • Poussée excessive
<p>Glissement de l'ouvrage sur sa base</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Sous-dimensionnement • Poussée excessive

3. QUAÏ SUR PIEUX



<p>Affaissement, fissuration du terre-plein</p> <p>À l'arrière de la plateforme</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Grand glissement • Déformation du soutènement, poussée du massif retenu • Tassement du remblai • Fuite de matériaux
<p>Inclinaison anormale de pieux</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Défaut d'exécution • Défaut de portance des pieux • Surcharge accidentelle
<p>Défaut de profil en long de la poutre de couronnement,</p> <p>Affaissement de la plateforme</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Défaut d'exécution • Défaut de portance des pieux • Surcharge accidentelle
<p>Bourrel et en pied d'ouvrage</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Déformation du rideau • Grand glissement • Envaselement • Sous-dimensionnement de l'encrochement
<p>Altérations du béton</p>	<p>Altération du béton due à l'action mécanique de la mer.</p> <ul style="list-style-type: none"> • Altération du béton due à l'action chimique de l'eau de mer (corrosion des armatures, attaque chimique) • Réaction de gonflement interne de béton • Actions accidentelles (chocs, amarrages...) <p>Altérations du béton dues à un défaut d'exécution</p>

	(nid de cailloux, cavités, zones poreuses, etc.)
--	--

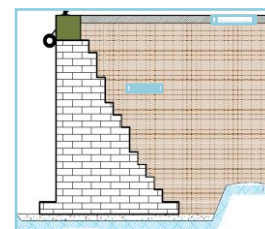


4.QUAI EN CAISSONS

Désordres observés	Causes
Altérations du béton	<p>Altération du béton due à l'action mécanique de la mer.</p> <p>Altération du béton due à l'action chimique de l'eau de mer ou des on environnement</p> <ul style="list-style-type: none"> • (corrosion des armatures, attaque chimique) • Réaction de gonflement interne de béton. <p>Altérations du béton dues à un défaut d'exécution (nid de cailloux, cavités, zones poreuses...)</p> <ul style="list-style-type: none"> • Actions accidentelles (chocs, amarrages...)
Fissures et / ou fractures verticales ou inclinées dans le parement d'un caisson	<ul style="list-style-type: none"> • Tassements différentiels dus à: • Poussée excessive du massif soutenu: <ul style="list-style-type: none"> - Poussée hydrostatique - Surcharge • Retrait gêné du béton
Fissures et/ou fractures horizontales dans le parement d'un caisson	<ul style="list-style-type: none"> • Affouillements • Poussée excessive du massif soutenu: <ul style="list-style-type: none"> - Poussée hydrostatique - Surcharge
Fissures et/ou fractures horizontales dans le parement au niveau des joints des blocs.	<ul style="list-style-type: none"> • Affouillements • Poussée excessive du massif soutenu: <ul style="list-style-type: none"> - Poussée hydrostatique - Surcharge

<p>Fissuration du terre-plein parallèle au couronnement, affaissement, flaches dans le terre-plein</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Renversement du mur • Affouillements • Grand glissement • Fuite de matériaux
<p>Affouillement, dégarnissage du système de fondation</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Affouillements, dragages excessifs • Sous dimensionnement de la protection en pied de caisson
<p>Renversement</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Poussée excessive du massifs ou tenu: <ul style="list-style-type: none"> - Poussée hydrostatique - Surcharge • Poinçonnement du sol de fondation • Actions accidentelles (chocs, amarrages...)
<p>Glissement de l'ouvrage sur sa base</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Poussée excessive du massif soutenu: <ul style="list-style-type: none"> - Poussée hydrostatique - Surcharge - Sous-dimensionnement

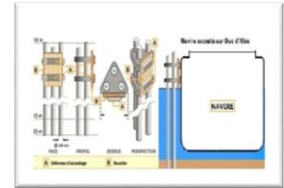
5. QUAI EN MAÇONNERIE



Désordres observés	Causes
Disjointement	<p>Altération du mortier due à l'action mécanique de la mer.</p> <ul style="list-style-type: none"> • Altération du mortier due à l'action chimique de l'eau de mer ou de son environnement
Gonflement du parement	<ul style="list-style-type: none"> • Poussée excessive du massifs ou tenu: <ul style="list-style-type: none"> - Poussée hydrostatique - Surcharge • Altération du mortier due à l'action chimique de l'eau de mer ou de son environnement
Fissures et/ou fractures verticales ou inclinées dans le parement (avec ou sans rejet)	<ul style="list-style-type: none"> • Affouillements • Tassements différentiels
Fissures et/ou fractures horizontales ou inclinées dans le parement (avec ou sans rejet)	<ul style="list-style-type: none"> • Altération du mortier due à l'action chimique de l'eau de mer ou de son environnement • Poussée excessive du massifs ou tenu: <ul style="list-style-type: none"> - Poussée hydrostatique - Surcharge
Désorganisation de la maçonnerie, cavité ou lacune dans le parement.	<ul style="list-style-type: none"> • Action mécanique de la mer (Altération des pierres de maçonnerie) • Altération du mortier due à l'action chimique de l'eau de mer. <ul style="list-style-type: none"> • Actions accidentelles (Chocs, amarrage, etc.)

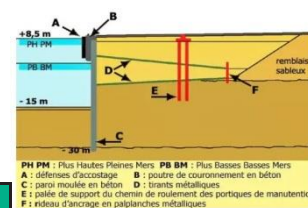
<p>Fissuration du terre-plein parallèle au couronnement, affaissement, flaches dans le terre-plein</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Renversement du mur • Affouillements, dragage excessif <p>Fuite de matériaux par le parement (disjointement, cavité)</p> <ul style="list-style-type: none"> • Grand glissement
<p>Affouillement, dégarnissage du système de foundation</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Affouillements, • Dragages excessifs
<p>Renversement</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Poussée excessive du massifs ou tenu : Poussée hydrostatique - Surcharge • Poinçonnement du sol de fondation. • Actions accidentelles (chocs, amarrages...)
<p>Glissement de l'ouvrage sur sa base</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Poussée excessive du massif soutenu: Poussée hydrostatique - Surcharge - Sous-dimensionnement

6. DUC-D'ALBE



Désordres observés	Causes
Inclinaison anormale de pieux	<ul style="list-style-type: none"> • Défaut d'exécution • Défaut de portance des pieux • Surcharge accidentelle
Inclinaison anormale de la plate forme	<ul style="list-style-type: none"> • Défaut d'exécution • Défaut de portance des pieux • Surcharge accidentelle
Fissuration du pieu	<ul style="list-style-type: none"> • Sous-dimensionnement de la structure • Choc accidentel • Corrosion du pieu
Altérations du béton	<ul style="list-style-type: none"> • Altération du béton due à l'action mécanique de la mer • Altération du béton due à l'action chimique de l'eau de mer (corrosion des armatures, attaque chimique) <ul style="list-style-type: none"> • Réaction de gonflement interne de béton • Actions accidentelles & (chocs, amarrages...) Altérations du béton dues à un défaut d'exécution (nid de cailloux, cavités, zone poreuses, etc.)

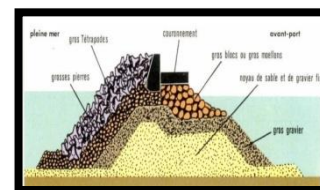
7. PAROI MOULÉE



Désordres observés	Causes
Fissuration du terrain parallèle au rideau	<ul style="list-style-type: none"> • Grand glissement • Poussée du massif • Rupture de tirants • Sur dragage au pied de la paroi
Tassement du terrain en tête du rideau	<ul style="list-style-type: none"> • Consolidation du terrain (tassements) • Entraînement de fines • Rupture d'une canalisation
Effondrement local du terrain soutenu	<ul style="list-style-type: none"> • Entraînement de fines, fuite de matériaux. • Rupture d'une canalisation
Inclinaison anormale du rideau vers l'aval	<ul style="list-style-type: none"> • Insuffisance de fiche • Défaut de mise en œuvre • Rupture de tirants • Poussée du massif • Rupture d'une canalisation • Affouillement, sur dragage
Inclinaison anormale du rideau vers l'amont	<ul style="list-style-type: none"> • Glissement d'ensemble • Sollicitations excessives • Défauts de mise en œuvre
Déplacement vertical	<ul style="list-style-type: none"> • Capacité portante du sol insuffisante • Sollicitations excessive
Flèche excessive (rideaux ancrés)	<ul style="list-style-type: none"> • Poussée des remblais • Défaut de drainage à l'arrière du remblai • Rupture de tirant

	<ul style="list-style-type: none">• Affouillement en pied
Flèche excessive (rideaux ancrés)	<ul style="list-style-type: none">• Poussée des remblais• Défaut de drainage à l'arrière du remblai<ul style="list-style-type: none">• Rupture de tirant• Affouillement en pied
Percolation d'eau ou entraînement de fines	<ul style="list-style-type: none">• Défaut d'étanchéité des joints Altération du béton due à un défaut d'exécution <ul style="list-style-type: none">• Rupture de canalisation

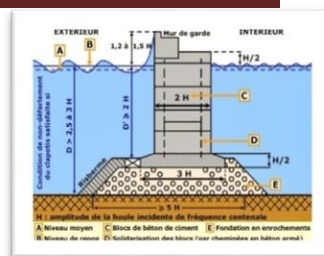
8. DIGUE À TALUS



Désordres observés	Causes
Érosion du pied de digue	<ul style="list-style-type: none"> • Agitation trop importante. • Courants transversaux trop forts. <p>Sous-dimensionnement des Blocs de la butée de pied.</p> <ul style="list-style-type: none"> • Longueur de la butée de pied insuffisante.
Tassement du pied de digue	<ul style="list-style-type: none"> • Affouillements. • Tassements différentiels.
Tassement de l'ensemble de la digue	<ul style="list-style-type: none"> • Stabilité géotechnique du sous-sol. <p>Tassements des matériaux constitutifs (noyau, sous-couches)</p>
Tassements ponctuels de la digue	<ul style="list-style-type: none"> • Pertes de matériaux. • Ruptures de cavités. • Hétérogénéité du sous-sol
Déformation de la carapace extérieure	<ul style="list-style-type: none"> • Sous-dimensionnement de la carapace. • Rupture ou érosion des éléments de la carapace. • Tassements différentiels. • Rupture de cavités.
Déformation de la carapace intérieure	<ul style="list-style-type: none"> • Franchissement de la digue (jet de rive). • Agitation trop importante du plan d'eau. • Tassements différentiels. • Rupture de cavités (effondrement). <p>Circulation d'eau trop importante au travers du corps de l'ouvrage (noyau trop perméable).</p>

Déformation du couronnement	<ul style="list-style-type: none">• Stabilité et rigidité du couronnement insuffisant.<ul style="list-style-type: none">• Franchissement trop important.• Perte de matériaux du noyau.• Déformation de la carapace intérieure.<ul style="list-style-type: none">• Évolution du remplissage.• Rupture de cavité.
Brèche dans le couronnement	<ul style="list-style-type: none">• Concentration de la houle.• Action d'une tempête d'amplitude ou de direction exceptionnelle.

9.DIGUE VERTICALE



Désordres observés	Causes
Érosion du pied de digue	<ul style="list-style-type: none"> • Agitation trop importante. • Courants transversaux trop forts. <p>Sous-dimensionnement des blocs de la butée de pied.</p> <ul style="list-style-type: none"> • Longueur de la butée de pied insuffisante.
Tassement du pied de digue	<ul style="list-style-type: none"> • Affouillements. • Tassements différentiels.
Tassement de l'ensemble de la digue	<ul style="list-style-type: none"> • Stabilité géotechnique du sous-sol. <p>Tassements des matériaux constitutifs (noyau, sous-couches.)</p>
Tassements ponctuels de la digue	<ul style="list-style-type: none"> • Pertes de matériaux. • Ruptures de cavités. • Hétérogénéité du sous-sol
Déformation de la carapace extérieure	<ul style="list-style-type: none"> • Sous dimensionnement de la carapace. • Rupture ou érosion des éléments de la carapace. • Tassements différentiels. • Rupture de cavités.
Déformation de la carapace intérieure	<ul style="list-style-type: none"> • Franchissement de la digue (jet de rive). • Agitation trop importante du plan d'eau. • Tassements différentiels. • Rupture de cavités (effondrement). <p>Circulation d'eau trop importante au travers du corps de l'ouvrage (noyau trop perméable).</p>

Déformation du couronnement	<ul style="list-style-type: none">• Stabilité et rigidité du couronnement insuffisant.<ul style="list-style-type: none">• Franchissement trop important.• Perte de matériaux du noyau.• Déformation de la carapace intérieure.<ul style="list-style-type: none">• Évolution du remplissage.• Rupture de cavité.
Brèche dans le couronnement	<ul style="list-style-type: none">• Concentration de la houle. Action d'une tempête d'amplitude ou de direction exceptionnelle.

Références bibliographiques

Références Bibliographiques

- [1] Aouimeur Katia et Oulebsir Lydia, « Etude de réaligement du quai Central, et du quai Nord-Ouest du vieux port de Bejaia », Mémoire de master ,Université A/Mira de Béjaïa, 2015.
- [2] Ministère des Travaux Publics et des Transports, « Manuel de Surveillance et de Maintenance des Ouvrages Portuaires et Maritimes »,2018.
- [3] Abbas Melissa et Moussi Nawal ,« Etude du confortement d'une partie du quai commercial du port de BEJAIA », Mémoire de master, Université de Béjaïa, 2021.
- [4] Centre D'études Techniques Maritimes et fluviales, « Pathologies des ouvrages portuaires : méthodes d'investigation », Notice n° P 08-02, Septembre 2008.
- [5] Telum , « Chapitre 3 Méthodes d'auscultation des construction » .
- [6] Société Tanger Med Engineering (TME), « Techniques de réalisation du quai en blocs du port Tanger Med II », Mounir EL Hankari , juin2012.
- [7] Site Internet , Scrib , « Finalement /PDF/Port/Quai ».