République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة

فرنسيس جانسون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson

Mémoire

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

Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de Base

Thème

ETUDE ET DIMENSIONNEMENT DE LA DIGUE A TALUS DU QUAI MINERALIER DU PORT DE BATHIOUA

Présenté par :

Mme. BOUMEDIENE IMENE

Encadré par :

Mr. LAKHDARI BOUDJEMAA

Promotion 2020 /2021

© ENSTP-FJ

Remercîment :

Tout d'abord, Je remercie le Dieu, le tout puissant de m'avoir donné la force, la patience et la volonté pour réaliser ce modeste travail.

En second lieu, je tiens à remercier ma mère et mes sœurs d'avoir offert tout ce dont j'ai besoin pour être toujours à la hauteur et réussir dans mes études.

Mes sincères remercîments vont à mon encadreur **Mr. LAKHDARI** pour tous les efforts et les conseils qu'il a fournis pour me faciliter et aider à accomplir mon travail.

J'exprime ma profonde gratitude à **Mr. BOUHENNICHE**, mon enseignant malgré son emploi du temps chargé, n'a pas hésiter de m'aider, me fournir tout ce dont j'avais besoin pour réaliser ce travail.

Je remercie **Mr. LAZRI Kamel,** le sous-directeur de la direction de projet- COSIDER à Oran pour le temps qu'il a consacré durant mon stage, pour son accueil et sa gentillesse.

Je remercie également les ingénieurs du LEM, **Mr. BENAISSA**, **Mr. BELAID** et **Mr. SLIMANI** pour leurs accueils, leurs disponibilités et leurs conseils qui m'ont bien servi.

Je remercie les membres de jury d'avoir honoré par leur présence à ma soutenance et pour l'effort fourni afin de juger ce modeste travail.

Enfin, je tiens également à remercier tout le personnel administratif de l'école, ainsi que tous les enseignants qui ont contribué à ma formation, à mon suivi durant mon passage.

Résumé :

Notre étude concerne tout particulièrement le dimensionnement d'une digue à talus réalisée en mer ouverte dans des profondeurs atteignant les -18 m et des conditions de site (houle, courant et vent) défavorables ainsi que les caractéristiques géotechniques présentant une stratification hétérogène du sol en place. Ces phénomènes physiques qui déterminent la performance hydraulique et la réponse structurelle de l'ouvrage sont souvent représentés par des formules semi-empiriques. Ces formules servant d'outils pour l'étude, à condition que leur utilisation soit réfléchie de l'influence des incertitudes.

Les actions de recherche menées dans le cadre de cette étude concernent trois parties :

La première partie est consacrée à une recherche bibliographique portant sur la conception des ouvrages portuaires, de l'environnement marin et une matière très importante sur les divers recherches et travaux effectués par différents chercheurs et auteurs dans le domaine des performances hydrauliques et leurs réponses structurelles par rapport à la stabilité.

La deuxième partie est consacrée au calcul et au dimensionnement de l'ouvrage en utilisant les formules préconisées par la majorité des auteurs et chercheurs.

Pour conclure, nous terminons par une synthèse sur les essais effectués sur un modèle physique réduit (3D) réalisés au sein de laboratoire des travaux maritimes.

Mots clés : performance hydraulique, réponse structurelle, stabilité, liquéfaction, tassement, poste minéralier, digue

Abstract:

Our study concerns particularly about rubble mound sizing realised in an open sea where the depth is over -18 m and the site conditions (swell, Stream and the Wind) unfortunate also the geotechnical characteristics presenting the heterogeneous stratification of the earth. These physical phenomena, which determine the hydraulic performance and the structural response of the work, are often presented by a formula semi –empirical. These formula serving tools for the study, in condition that its usage should be well planned and out of doubt impact.

The actions of the research are done in the frame of this study concerning three main parts:

The first part is devoted to the bibliographical research about some notions concerning the marin environment the port structures and the various researches and works done by different researchers and authors in the field of hydraulic performances and their structural responses compared to the steadiness.

The second part is devoted to the calculation and the sizing of the breakwater using the formula recommended by the majority of authors and researchers.

To conclude, we finish by a synthesis about the performed attempts on a physical model reduced (3d) and realized within the maritime study laboratory.

Key words: hydraulic performance, structural response, steadiness, liquefaction, settelement, ore post, breakwater.

الملخص:

هذه الدراسة تتضمن تحديد أبعاد مكسرة الأمواج التي تم إنجازها في بحر مفتوح بعمق 18 متر حيث شروط الموقع (الأمواج، التيار، والرياح) غير ملائمة والخصائص الجيوتقنية ذات التقسيم الطبقي غير متجانس، هذه الظواهر الفيزيائية تحدد الأداء الهيدروليكي. يتم تقديم وتمثيل الاستجابة الهيكلية للمنشأة بواسطة صيغ ومعادلات رياضية وفيزيائية التي تستخدم كوسائل للدراسة.

هذه الدراسة تتجزأ إلى ثلاثة أجزاء:

الأول مخصص للبحث حول بعض المفاهيم الأساسية للبيئة البحرية، أعمال هندسة الموانئ و الأبحاث المختلفة التي قام بها العديد من المؤلفين و الباحثين في المجال البحري.

أما الجزء الثاني فهو مخصص لحسابات وتحديد أبعاد مكسرة الأمواج باستعمال الصيغ والمعادلات المقترحة من طرف أغلبية المؤلفين والباحثين.

في الختام ننهي الدراسة بنظرة عامة حول الاختبارات التي تم إجراؤها على نموذج فيزيائي مصغر ثلاثي الأبعاد في مخبر الدراسات البحرية.

الكلمات المفتاحية: الأداء الهيدروليكي، الاستجابة الهيكلية ، الثبات ، الضغط ، مكسرات الأمواج ، رصيف معدني.

Annotation :

EN 13383 : Norme européenne sur le matériau d'enrochement.

CETMEF : Centre d'études techniques maritimes et fluviales.

TAW : Technical report Wave run-up and Wave Overtopping at Dikes.

CIRIA: Construction industry research and information association. (Royaume-Uni)

CUR : Center for civil engineering research and codes. (Pays-Bas)

PIANC : Parmenent International Association of Navigation Congress.

C.E.R.C : Coastal engineering research center.

NLL : Limite nominale inférieur.

NUL : Limite nominale supérieure.

EUL : La limite supérieure extrême.

ELL : la limite inférieure extrême.

M_{50} : Masse médiane des blocs.

E_s : L'énergie totale de la houle.

H_m : La hauteur moyenne de la houle.

H_s : La hauteur significative de la houle.

H_i : La hauteur de la houle incidente.

SPT : Standard pénétromètre test.

$T_{m-1,0}$: Période spectrale.

T_p : Période de pointe des vagues.

β: L'angle d'incidence de la houle par rapport à l'ouvrage.

ξ: Paramètre de déferlement.

ξ_p : Déferlement en période de pic.

S : La cambrure de la houle.

$R_{u2\%}$: Run-up dépassée par 2% des vagues.

γ_b : Coefficient d'influence de la berme.

γ_f : Coefficient d'influence de la rugosité.

γ_β : Coefficient d'influence de l'angle d'incidence de la houle.

γ_h : Coefficient d'influence de la profondeur.

α: Angle de talus avec l'horizontale.

Q : Débit total de franchissement.

q: Débit spécifique de franchissement.

R_c : La hauteur de la crête par rapport au niveau de l'eau au repos.

L_{op} : Longueur de la houle des eaux profondes correspondant au cycle de pic.

dc: Hauteur de la face du mur de couronnement contre les houle.

B_c : Largeur de la base du mur de couronnement.

g: Accélération de la pesanteur, 9.81m/s^2.

ρ_w : La masse volumique de l'eau de mer.

N_s : Nombre de stabilité.

Δ: Densité relative déjaugé.

D_{n50} : Diamètre médian des blocs.

ρ_r : Masse volumique de matériau.

n_v: La porosité de la carapace.

S_d : Paramètre de dommage.

K_D : Coefficient de stabilité adimensionnel de HUDSON.

W : Poids des blocs.

CSR : Rapport de contrainte cyclique.

CRR : Taux de résistance cyclique.

Fs : Facteur de sécurité.

σ_v : Contrainte verticale du sol.

σ'_v : Contrainte effective du sol.

a_{max} : Accélération en surface maximale dû au séisme.

M_w : Magnitude du séisme.

N : Nombre de coups d'essais SPT.

$(N1)_{60cs}$: Le nombre de coups corrigé de l'essai SPT.

C_N : Facteur de correction de la contrainte du sol sous-jacent.

C_E : Facteur de correction du taux d'énergie de la masse.

C_B : Facteur de correction du diamètre de forage.

C_R : Facteur de correction du la longueur du train de tiges.

C_S : Facteur de correction du carottier avec ou sans revêtement.

GNL : Gaz naturel liquéfié.

AOA : Al-jazaria Al-Omania lil Asmida.

S.S.M.O : The Sudnese Standerds and Meterology Organization.

PMVE : Pleine marée vive eau.

BMVE : Basse marée vive eau.

NGA : Nivellement général Algérien.

k_h : Accélération horizontale du séisme.

k_v : Accélération verticale du séisme.

f_{ck}: Résistance caractéristique à la compression du béton.

E : Module d'élasticité.

f_{c28} : Résistance à la compression du béton après 28 jours.

f_{tj}: Résistance à la traction du béton.

$D_{15\ sous\text{-}couche}$: Diamètre des blocs de sous-couche dont la fréquence d'accumulation est de 15%.

D_{85base} : Diamètre des blocs fondamentaux (base) dont la fréquence d'accumulation est de 85%.

M : Le moment de l'élément considéré.

V : L'effort tranchant de l'élément considéré.

F_U : Force de sous-pression induite par la houle.

F_H : Force horizontale induite par la houle.

ELU : Etat limite ultime.

ELS : Etat limite de service.

S_c : Fluage des matériaux incohérents produisant entre les temps t_1 et t_2 .

α: Taux de compression du fluage logarithmique (%).

Table des matières

Introduction générale……..……1

Chapitre 1 : Généralité sur les infrastructures portuaires 3

I.1 Introduction 3

I.2 Définition d'un port 3

I.3 Fonction d'un port 3

I.4 Classification des ports 3

I.4.1 Localisation 3

I.4.2 Fonction 4

I.5 Les ouvrages portuaires 5

I.5.1 Les ouvrages extérieurs d'un port 5

I.5.2 Les ouvrages intérieurs d'un port 15

I.6 La signalisation maritime 20

I.6.1 Les dispositifs d'aide à la navigation 20

I.7 Conclusion 21

Chapitre II : Caractérisation du site et collecte des données 23

II.1 Introduction 23

II.2 Bathymétrie et morphologie du site 23

II.2.1 Méthodologie d'un levé topographie 23

II.2.2 Méthodologie d'un levé bathymétrique 24

II.2.3 Image satellite 24

II.2.4 Sondages à la lance 24

II.2.5 Prélèvements d'échantillons 25

II.3 Hydraulique maritime 25

II.3.1 Les données météorologiques 25

II.3.2 La marée et la variation du niveau marin 26

II.3.3 La houle au large 28

II.4 Les données géotechniques 31

II.4.1 Sondage et prélèvement d'échantillon 31

II.4.2 Les essais in situ 32

II.4.3 Les essais en laboratoire 32

II.4.4 La géophysique marine 32

Chapitre III : Bibliographie relative aux phénoménes physique et outils de dimensionnement 36

III.1 Introduction 36

III.2 Paramètres hydrauliques 36
III.2.1 Définition 36
III.2.2 Définition des paramètres dimensionnant 36
III.2.3 Le Run-up de la houle 39
III.2.4 Le franchissement 46
III.2.5 Transmission 55
III.2.6 La réflexion 57
III.3 Stabilité et réponse structurelle aux actions hydrauliques (paramètres structurels) .. 58
III.3.1 Concepts et paramètres de stabilité 58
III.3.2 Paramètres généraux dimensionnant pour l'évaluation de la stabilité 58
III.3.3 Stabilité des carapaces en enrochement naturel 63
III.3.4 Stabilité des carapaces en enrochement artificiel 67
III.4 Les paramètres géotechniques 67
III.4.1 La liquéfaction du sol 68
III.4.2 Le tassement différé 75
III.5 Conclusion 75
Chapitre IV :Dimensionnement de la digue 77
IV.1 Introduction 77
IV.2 Situation géographique du projet 77
IV.3 Données de base de conception 78
IV.3.1 Levé topographique et bathymétrique 78
IV.3.2 Données naturelles 78
IV.3.3 Données géologiques 81
IV.3.4 Données géotechniques : 82
IV.3.5 Données sismiques 83
IV.4 Dimensionnement de la digue 84
IV.4.1 Base de conception 86
IV.4.2 Méthode de dimensionnement : 87
IV.4.3 Procédé et résultats de calcul 87
IV.5 Conclusion : 100
Chapitre V : Essais sur modèle réduit 102
V.1 Introduction 102
V.2 Objet de l'étude 102
V.3 Préparation du modèle 102
V.3.1 Conditions de houles 102

V.3.2 Conditions hydrographiques 102
V.3.3 Choix de l'échelle 103
V.3.4 L'implantation des sondes 103
V.3.5 Rappel sur les lois de similitude 103
V.3.6 Choix des matériaux 103
V.4 Résultats d'essais 104
V.4.1 Résultats d'essais d'agitation 104
V.4.2 Résultats de mesure de franchissement 105
V.4.3 Résultats des essais de stabilité 105
V.4.4 Résultats de mesure des pressions hydrodynamique 110
V.5 Conclusion 110
Conclusion générale 112
Bibliographie 115
ANNEXE A 117
ANNEXE B 124
ANNEXE C 129
ANNEXE D 138
ANNEXE E 151
ANNEXE F 163

List Des Figures

Chapitre I : Généralités sur les infrastructures portuaires

Figure I-1 Port d'Oran 3
Figure I-2 Coupe-type d'une digue à talus 6
Figure I-3 Différents types des digues 6
Figure I-4- Digue verticale en caisson 9
Figure I-5-Digue avec écran et pieux 9
Figure I-6-Digue flottante 10
Figure I-7 Les blocs cubiques 11
Figure I-9 Les bloc Tétrapodes 12
Figure I-10 Les blocs Accropodes 12
Figure I-11 Les blocs dolos 12
Figure I-12 Les blocs Core-loc 13
Figure I-13 Les blocs X-bloc 13
Figure I-14 Mise en place du noyau à la pelle 14
Figure I-15 Schéma de la construction d'une digue à talus par voie terrestre. 14
Figure I-16 Schéma de construction d'une digue à talus par voie maritime 14
Figure I-17 Construction des caissons 14
Figure I-18 Mise en flottaison dans la forme et remorquage du caisson 15
Figure I-19 La mise à l'eau de caisson 15
Figure I-20 Echouage et ballastage 15
FigureI-21Quai en bloc 16
Figure I-22 Quai en caisson 16
Figure I-23 Quai sur pieux avec écran 17
Figure I-24 Quai en palplanches 17
Figure I-25 Quai constitué par une paroi moulée 17
Figure I-26 Forme de radoub 18
FigureI-27 Cale de halage 18
Figure I-28 Schéma d'un poste pour navires rouliers 19
Figure I-29 Schéma d'un poste pour marchandises divers 19
FigureI-30 Schéma d'un terminal à conteneurs 19
FigureI-31 Schéma d'un poste céréalier en vrac 19
FigureI-32 Schéma d'un poste pour minerais, charbon et engrais 20
Figure I-33 Schéma d'un poste pétrolier 20

Chapitre II : Caractérisation du site et collecte des données

Figure II-1 Opération d'un levé topographique 23
FigureII-2 Opération d'un levé bathymétrique 24
FigureII-3 Rose des vents 26
Figure II-4 Les caractéristiques de la houle. 28
Figure II-5 Types de déferlement de la houle en eau peu profonde 31
FigureII-6Lesondeur EDGETECHSB216 33
Figure II-7 transducteur en opération de tractage 33
Figure II-8 Traitement des données sismique 33

FigureII-9Système d'acquisition et traitement……33
Figure II-10 Opération d'un levé au sonar latéral.. 33
Figure II-11 Création de la mosaïque..... 34

Chapitre III : Bibliographie relative aux phénomènes physiques et outils de dimensionnement

Figure III-1 Illustration aidant à la compréhension de la notion de la faible profondeur d'eau (Prevot.G EDF, 2013) 38
Figure III-2 Interactions liés à la houle et paramètres dimensionnant. 38
Figure III-3 Méthode de calcul du run-up de la houle (Rock Manual, CETMEF2009, chapitre 5)..... 40
Figure III-4 Run-up relatif au talus en enrochement en fonction de la perméabilité du noyau, déterminé à l'aide du paramètre de déferlement calculé à partir des valeurs spectrales de la houle ξm-1,0 et des équation (III-5,6,7,8,9)..... 43
Figure III-5 Définition d'un angle de talus représentatif, désigné par tanα 44
Figure III-6 Définition de la largeur de berme B utilisé dans l'équation III-14 et de la hauteur d'eau au-dessus de la berme h_b 45
Figure III-8 Méthode de calcul de franchissement de la houle- Rock manuel- chapitre5 48
Figure III-9 Débits franchissant pour des talus lisses et de pente constante en fonction de Q* et R*. 49
Figure III-10 Ouvrages en enrochement avec mur de couronnement peu élevé franchis par la houle. 53
Figure III-11 Profils testés par Aminti et Franco (1989) et Bradbury et al (1988). 54
Figure III-12 Coupe transversale illustrant les paramètres qui influent la transmission de la houle. 55
Figure III-13 Paramètres dimensionnant liés à la section de l'ouvrage (CUR/CIRIA, 1984) . 60
Figure III-14 Dommage Sd sur la base d'une zone érodée, Ae. 61
Figure III-15 Approches et formules de stabilité des digues à talus en enrochement (CETMEF, 2009)..... 64
Figure III-16 Types de déferlement en fonction de ξ (Battjes, 1974) 65
Figure III-17 Inclinaison des murs de soutènement 68
Figure III-18 Déplacements latéraux du terrain Boumerdes séisme de 2003 68
Figure III-19 courbe simplifiée recommandée pour le calcul du CRR à partir du SPT..... 72
Figure III-20 Facteur de correction kσ (Youd et al, 2001)..... 73

Chapitre IV : Dimensionnement de la digue

Figure IV-1 Le plan de situation du projet 77
Figure IV-2 Le plan d'implantation du projet 78
Figure IV-3 Système des courants parements dans la zone du port d'Arzew 79
Figure IV-4 Niveaux d'eaux de référence et calcul au port d'Arzew 80
Figure IV-5 Positions des points caractéristiques de houles 81
Figure IV-6 Le plan de positionnement des sondages 82
Figure IV-7 Répartition des zones séismique de l'Algérie (selon RPOA 2008)..... 83
Figure IV-8 Plan de masse de la digue..... 85
Figure IV-9 Disposition du bras suspendu 93

List des Tableaux

Chapitre I : Généralités sur les infrastructures portuaires

Tableau I-1- Fonctions des éléments de la digue 8

Chapitre II : Caractérisation du site et collecte des données

Tableau I-2 Les critères de choix entre une digue à talus et une digue en caisson 10
Tableau II-1 Exemple du tableau d'occurrence de la vitesse/la direction du vent 26
Tableau II-2 Valeurs des coefficients de marée 27
Tableau II-3 Les différents essais en laboratoire 32

Chapitre III : Bibliographie relative aux phénomènes physiques et outils de dimensionnement

Tableau III-1 Les paramètres caractéristiques de la houle. 37
Tableau III-2 Les différentes utilisations de S_0 et ξ. 37
Tableau *III-3* Les valeurs des coefficients A, B et C obtenues de calculs probabilistes et déterministes 41
Tableau III-4 Valeurs de coefficients de réduction de rugosité γf pour les ouvrages perméables (TAW2002a) - rock manuel 41
Tableau III-5 Coefficient des équations III-7,8,9 42
Tableau III-6 Valeurs des débits franchissant moyen- source Rock Manual 47
Tableau III-7 Valeur des coefficients a et b dans l'équation III-23 pour les talus lisses et de pente constante. 49
Tableau III-8 Valeurs des coefficients a et b pour les talus lisses à bermes 50
Tableau III-9 Facteur d'ajustement dans des conditions de faible cambrure de houle. 50
Tableau III-10 Valeurs des coefficients A, B, C et D dans les équations (III-25, III-26) 51
Tableau III-11 Valeurs du coefficient de correction de rugosité γf, selon Besley (1999) et TAW (2002a). 52
Tableau III-12 Valeurs du coefficient de réduction de rugosité γf pour les ouvrages perméable (Pearson et al 2004). 52
Tableau III-13 Valeurs de coefficient a et b dans l'équation III-29 pour les coupe de la figure III-10 53
Tableau III-14 Coefficient a et b pour l'équation III-29 pour les profils de la figure III-11 ... 53
Tableau III-15 Caleurs de calcul de S pour enrochements naturels en deux couches 61
Tableau III-16 Champ d'application des différentes formules de stabilité des carapaces en enrochement (Rock Manuel. CTMEF, 2009) 67
Tableau III-17 Corrections au SPT modifié par skempton (1986) 71
Tableau III-18 Facteurs de correction pour le passage de (N1)60 à (N1)60cs (Stark et Olsen) 72
Tableau III-19 Facteurs de correction pour le passage de (N1)60 à (N1)60cs (Seed et Idris, 1997) 72

Chapitre IV : Dimensionnement de la digue

Tableau IV-1 Les conditions de houles centennales. 80
Tableau IV-2 Les paramètres géologiques 82
Tableau IV-3 Les différents essais en laboratoire. 83

Tableau IV-4 Répartition régionale et coefficient d'accélération séismique (selon RPA, 2003) 83
Tableau IV-5 Dimensions principale de la digue globale 84
Tableau IV-6 Dimensions principale de la digue à talus concernée par l'étude 85
Tableau IV-7 Normes de conception 86
Tableau IV-8 Guides de conception 86
Tableau IV-9 Masses volumiques des matériaux 86
Tableau IV-10 Caractéristiques du béton 87
Tableau IV-11 Résultats de calcul de la conception de la carapace de la digue 88
Tableau IV-12 Masses proposées pour l'enrochement constitutifs d'une sous-couche supportant des blocs artificiels 89
Tableau IV-13 Résultats de calcul de la conception de la couche d'assise de la carapace 89
Tableau IV-14 Calcul de M_{15} et M_{85} des blocs de filtration inversée 90
Tableau IV-15 Calcul de filtration inversée des blocs de couche d'assise 90
Tableau IV-16 Résultats de conception du noyau de la digue 91
Tableau IV-17 Résultats de calcul de la conception de la butée de pieds de la digue 92
Tableau IV-18 Résultats de calcul de la berme de la digue 92
Tableau IV-19 Résultats de calcul de la stabilité de mur de couronnement 94
Tableau IV-20 Résultats de calcul de la quantité de franchissement 96
Tableau IV-21 Résultats de calcul la vérification de la liquéfaction du sable de surface dû au séisme de niveau 1 98
Tableau IV-22 Résultats de calcul la vérification de la liquéfaction du sable de surface dû au séisme de niveau 2 98
Tableau IV-23 Vérification de la liquéfaction du sable sous le noyau dû au séisme de niveau 1 99
Tableau IV-24 Vérification de la liquéfaction du sable sous le noyau dû au séisme de niveau 2 99
Tableau IV-25 Résumé des résultats de distinction de la liquéfaction du sable dû au séisme. 99
Tableau IV-26 Résultats de calcul de l'affaissement 100

Chapitre V : Essais sur modèle réduit

Tableau V-1 Caractéristiques de la houle à -26.0m 102
Tableau V-2 Caractéristiques des matériaux. 104
Tableau V-3 Résultats de l'agitation 104
Tableau V-4 Résultats de mesure de franchissement 105

INTRODUCTION GENERALE

Afin de diversifier l'activité principale du port d'Arzew, l'Entreprise portuaire d'Arzew a envisagée de réaliser un quai minéralier et ce dans le cadre d'un partenariat avec le groupe Tosyali Algérie. Le projet est conçu pour une infrastructure pouvant accueillir un navire vraquier de 150 000 DWT de minerais de fer pour approvisionner le complexe sidérurgique de Tosyali Algérie.

L'étude de la réalisation de ce projet a été confiée au groupement COSIDER-TP/CHEC (Campanie chinoise Harbour Engineering).

L'ouvrage est réalisé en mer ouverte en trois phases :

La première phase consiste à la réalisation d'un ouvrage de protection et d'opération de remblai pour un terre-plein d'environ 3 ha, la deuxième phase est consacrée à la réalisation d'une digue à talus, d'une longueur de 703,2 mètre linéaire. La troisième phase consiste à la construction d'une digue verticale accostable d'une longueur de 432,8 mètres linéaires dont un quai accostable de 360 mètre linéaire.

Le coût global de ce projet est estimé à 24 milliards de DA dont 17,9 milliards de DA pour la réalisation du seul quai minéralier et plus de 6 milliards pour le convoyeur devront assurer le transport du minerai de fer vers le complexe sidérurgique Tosyali Algérie.

Le thème de ce projet de fin d'étude est le **« ETUDE DIMENSIONNEMENT DE LA DIGUE A TALUS DU QUAI MINERALIER DU PORT DE BATHIOUA »** proposé par la Direction de projet de COSIDER.

Pour se faire, nous avons conçu un processus de travail pour l'établissement de notre mémoire qui comprend 5 chapitres :

Le premier chapitre est consacré à des généralités sur les différentes conceptions des ouvrages portuaires.

Le deuxième chapitre est consacré aux méthodes des investigations et la collecte des données.

Le troisième chapitre qui est important, est consacré aux phénomènes physique et outils de dimensionnement pour expliquer les actions de la houle et les réponses de l'ouvrage dont plusieurs chercheurs du génie maritime se sont penchés sur le développement des études de performance.

Le quatrième chapitre consiste au dimensionnement et calcul de la digue à talus.

Et en fin, pour conclure nous avons consacré **un cinquième chapitre** pour le modèle réduit physique.

CHAPITRE I
GENERALITES SUR LES INFRASTRUCTURES PORTUAIRES

I.1 Introduction

Avant d'envisager l'implantation et l'aménagement d'un port, il est nécessaire de bien identifier les fonctions que l'on désire assurer par ce port. Les ports maritimes ont constamment dû adapter leurs aménagements et leurs équipements aux caractéristiques des navires et trafics. La réalisation des ouvrages maritimes est l'œuvre des entreprises de génie civiles qui réalisent des travaux de grande ampleur avec des techniques en permanent renouvellement afin de s'adapter aux particularités locales, aux nouvelles contraintes, ainsi qu'aux évolutions de la nature et de la taille de navire.

Dans ce chapitre, nous allons présenter les notions essentielles concernant les ports, leur rôle et les différents ouvrages qui les constituent.

I.2 Définition d'un port

Abri naturel ou artificiel aménagé pour recevoir les navires, pour l'embarquement et le débarquement de leurs chargements.



Figure I-1 Port d'Oran

I.3 Fonction d'un port

Un port est un endroit géographique par lequel transitent des marchandises et/ou des passagers. Un port maritime est un port qui accueille des navires de mer, est un lieu de rendez-vous entre ces navires de mer et l'ensemble des divers modes de transport terrestre. Les ports sont ainsi renforcés dans leur rôle de lieux centraux et d'acteurs majeurs de la mondialisation. Ils reflètent les centres d'impulsion et les interfaces de l'espace mondial, à savoir la Triade et les pays émergents.

I.4 Classification des ports

Les ports peuvent être classés selon leurs localisations, leurs statuts et leurs activités.

I.4.1 Localisation

Selon leur localisation, on distingue les ports maritimes, lacustres, fluviaux et à sec :

- **Ports maritimes :** Ils sont situés sur la côte d'une mer ou d'un océan ; ce sont souvent les ports principaux pour un pays ayant une façade maritime, accueillant les plus grands

tonnages. Ces ports ont besoin davantage de protection contre les vagues et le vent en raison de leur exposition. Les ports maritimes manient presque tout le fret impliqué dans le commerce extérieur et la moitié de celui impliqué dans le commerce intérieur.

- **Ports fluviaux :** Les ports fluviaux, ou ports intérieurs sont publics ou privés. Ils sont situés sur le bord d'un fleuve, d'une rivière ou d'un canal (bords à quai, disposant éventuellement d'un plan d'eau intérieur...), souvent aménagés sur un bras mort, une dérivation ou un élargissement naturel du cours d'eau afin d'éviter que le courant ne gêne les activités portuaires.

- **Ports lacustres :** Ce sont situés en bordure d'un lac. S'ils ne sont pas soumis aux aléas des marées, les vagues peuvent poser problème sur les grandes étendues d'eau. Les ports lacustres comprennent les petites marinas, mais également des ports de commerce, comme sur les Grands Lacs nord-américains.

- **Ports à sec :** Relativement récents (apparus dans les années 1960 aux États-Unis), les ports à sec permettent le stockage à terre de petites unités telles que les voiliers de plaisance et les yachts. Ces « ports » sont situés à proximité d'un port de plaisance ou au moins d'une cale de mise à l'eau.

I.4.2 Fonction

Selon leurs activités et les types de bateaux accueillis, on distingue les ports de commerce, de pêche, de plaisance, et les ports militaires. Il est fréquent qu'un même port combine plusieurs activités, mais elles sont souvent séparées géographiquement, par exemple avec différents bassins.

- **Les ports de commerce :** servent à accueillir les navires de commerce : ceci inclut le trafic de passagers sur les ferries et les paquebots et le transport de marchandises pour les navires cargo. Les marchandises peuvent être liquides (pétroliers, chimiquiers); ou solides, en vrac (vraquiers), ou emballées : cargos mixtes , ou les porte-conteneurs avec les grands espaces de stockage associés. Les cargaisons roulantes (pour les rouliers) un port de commerce inclut aussi des liaisons routières et ferroviaires, voire fluviales, avec la terre.
- **Les ports de pêche** : sont les plus nombreux dans le monde, et sont souvent ceux dont les dimensions sont les plus réduites. Leurs dimensions varient selon les bateaux accueillis L'infrastructure est plus simple que pour un port de commerce : quelques quais ou pontons, une station de ravitaillement, et un moyen de vendre le produit de la pêche (marché à proximité).
- **Les ports de plaisance :** accueillent les bateaux de plaisance, de loisir et de compétition, à voile et à moteur. La plupart des bateaux sont de petite taille (inférieur à 20 m), et les places de port sont standardisées. On y trouve une capitainerie, différents services d'avitaillement, de mise au sec et de réparation, une pompe à carburant, et divers services pour les équipages. Ces ports sont souvent situés près du centre des villes pour des raisons touristiques et pratiques.
- **Les ports militaires :** (ou ports de guerre, bases navales) accueillent les navires de guerre. Certains ports sont ouverts, mais d'autres, notamment les bases de sous-marins, sont fermés et interdits au public pour des raisons de sécurité. Un port militaire peut

inclure un arsenal, une école navale, un chantier de réparations, des moyens de ravitaillement, de logement et d'entraînement pour les équipages. Certains navires militaires, notamment les patrouilleurs, peuvent être basés dans d'autres types de ports.

I.5 Les ouvrages portuaires

Les ouvrages constituants les ports maritimes se décomposent en deux principaux types :

- Les ouvrages extérieurs.
- Les ouvrages intérieurs.

I.5.1 Les ouvrages extérieurs d'un port

I.5.1.1 Les digues portuaires

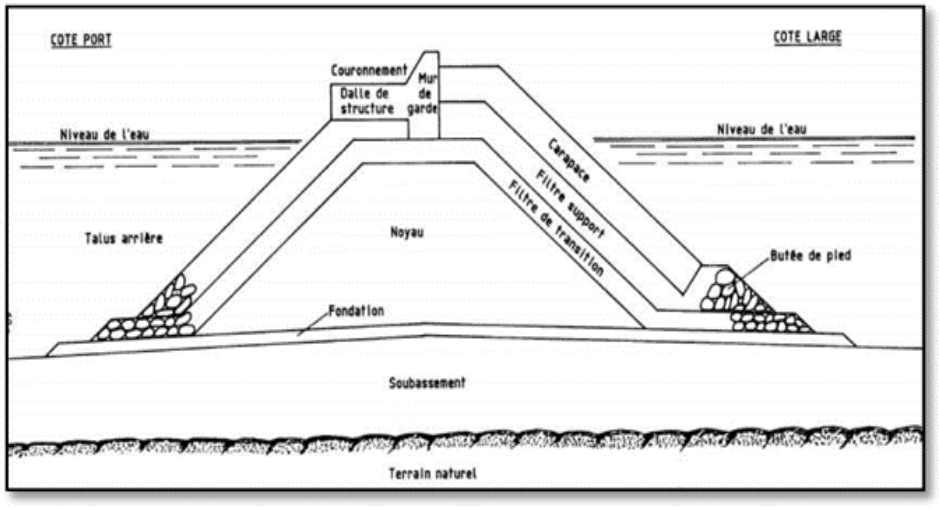
I.5.1.1.1 Rôle et description générale des digues

Les digues portuaires ont pour rôle :
- Abriter des bassins portuaires de la houle.
- Protéger le chenal d'accès à un port de la houle et des courants.
- Diminuer l'ensablement du chenal d'accès.

Il existe trois grands types de digue :
- Les digues à talus.
- Les digues verticales avec écran et fondation en pieux.
- Les digues flottantes.

I.5.1.1.2 Digue à talus

Une digue à talus comprend différents éléments (voir figures I-2 et I-3), chacun ayant une fonction critique associée à la performance de l'ensemble de l'ouvrage et un rôle particulier au sein de l'ouvrage. Les éléments les plus critiques d'une digue en enrochement sont généralement une carapace (qui doit être stable), une fondation (solide, pour minimiser les tassements), une protection de pied (pour éviter l'affouillement) et une crête (pour protéger efficacement l'ouvrage).



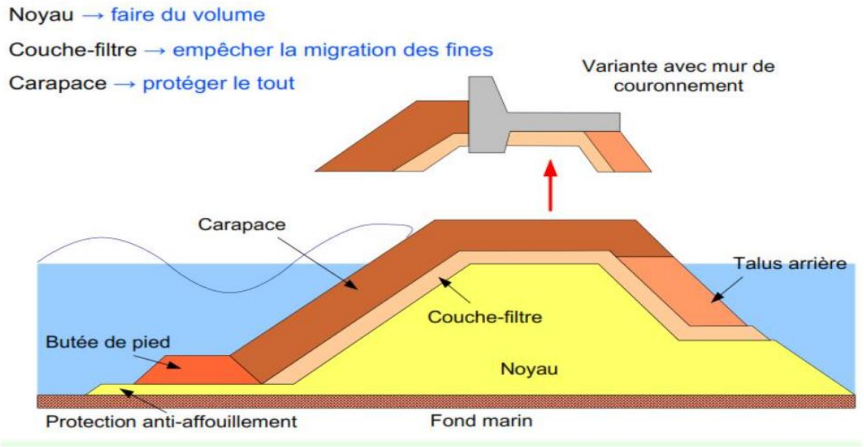


Figure I-2 coupe-type d'une digue à talus

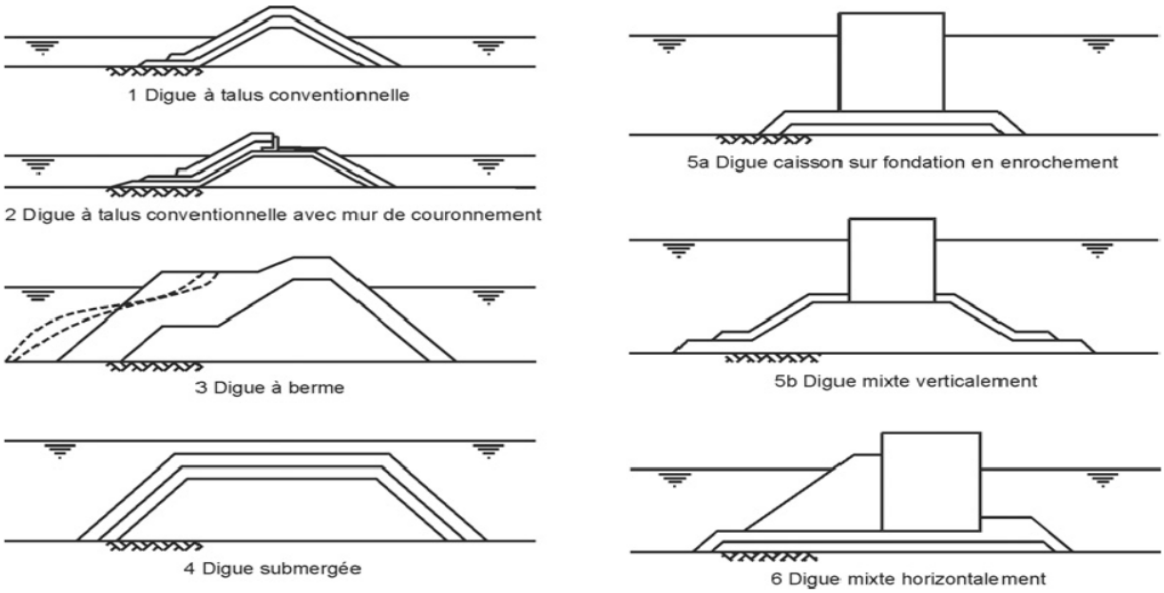


Figure I-3 différents types des digues

I.5.1.1.2.1 Définition des éléments de la digue à talus

a. **Soubassement :** le soubassement est réalisé afin de limiter l'enfoncement et le mouvement des fondations. Ce soubassement peut jouer un rôle de filtre entre le corps de la digue et le sol sous-jacent.

b. **Fondation :** la fondation fait principalement office de filtre entre les petits matériaux composant le soubassement ou terrain naturel ou ceux d'un calibre beaucoup plus gros de la digue. La fondation contribue d'autre part à répartir les efforts et homogénéiser les tassements.

c. **Noyau :** il s'agit de la partie centrale d'une digue à talus qui repose directement sur la fondation ou le tapis d'enrochement.

d. **Carapace :** la carapace est un élément clé dans les digues à talus en mer, à l'intérieur de cette couche que s'opère la dissipation de l'énergie de la houle. Les matériaux utilisés en carapace sont constitués habituellement soit d'enrochements naturels soit des blocs artificiels à grande taille en béton avec une forme spécifique afin d'obtenir l'imbrication entre eux et donc augmenter la stabilité de l'ouvrage.

e. **Filtre :** dans l'ouvrage de Per Brun intitulé ''Design and construction of mounds for breakwaters and coastal protection'', il convient de distinguer deux types de filtre. Le premier se place directement sous les blocs de carapace, ce type est appelé **le filtre support**.
L'autre type de filtre est appelé **filtre de transition**, son rôle est de retenir la migration des matériaux fins du noyau au travers des couches supérieures. La composition de cette couche lui permet d'être drainé par le filtre support et drainer le noyau.

f. **Mur de couronnement :** le mur de couronnement est une superstructure composée d'un bloc de couronnement en béton ou d'un mur chasse mer qui surmonte la digue. Il a pour objet d'assurer la protection de la partie supérieure de la digue et de protéger le talus arrière de l'impact des franchissements.

g. **La butée de pied :** la fonction d'une butée de pied est de maintenir la stabilité de la couche de carapace afin d'éviter son glissement global. Elle joue aussi un rôle important contre les affouillements du fond de structure.

h. **Berme :** la berme est mise en place pour augmenter la dissipation de l'énergie de la houle. Sa fonction secondaire est de réduire la longueur du talus, et donc empêcher les blocs de la carapace de rouler jusqu'au pied de l'ouvrage.

I.5.1.1.2.2 Fonction des éléments de la digue

Les fonctions des éléments constituants l'ouvrage sont représentés dans le tableau I-1.

Tableau I-1- Fonctions des éléments de la digue

Elément	Fonction
Protection anti-affouillement	• Lutte contre l'érosion et l'affouillement du pied
Noyau	• Atténuation de la transmission de la houle • Support de la carapace et les sous-couches • Stabilité géotechnique
Berme	• Atténuation de l'action de la houle, du run-up et les franchissements • Stabilité géotechnique additionnelle
Butée de pied	• Fondation stable pour la carapace
Sous-couche	• Filtre • Lutte contre l'érosion du noyau et du sol de fondation • Drainage en surface de l'ouvrage • Nivellement et assise pour le placement de la carapace • Séparation entre la carapace et les matériaux fins et réduction du gradient hydraulique dans le noyau et le sol de fondation
Mur de couronnement	• Limitation du franchissement • Accès pour les interventions d'entretien • Support des équipements tel que les réseaux
Musoir	• Terminaison de l'ouvrage d'une manière stable et signalisation • Diffraction de la houle

I.5.1.1.3 Digues verticales

Les digues verticales en caisson sont constituées d'un soubassement en enrochement et d'une partie verticale en caisson en béton.
Il existe plusieurs variantes :

- Digue mixte verticalement, lorsque le soubassement est supérieur à 30% de la profondeur.
- Digue mixte horizontalement, lorsque le caisson est protégé par un talus en enrochement.
- Caisson absorbant, la face avant du caisson est alvéolée.

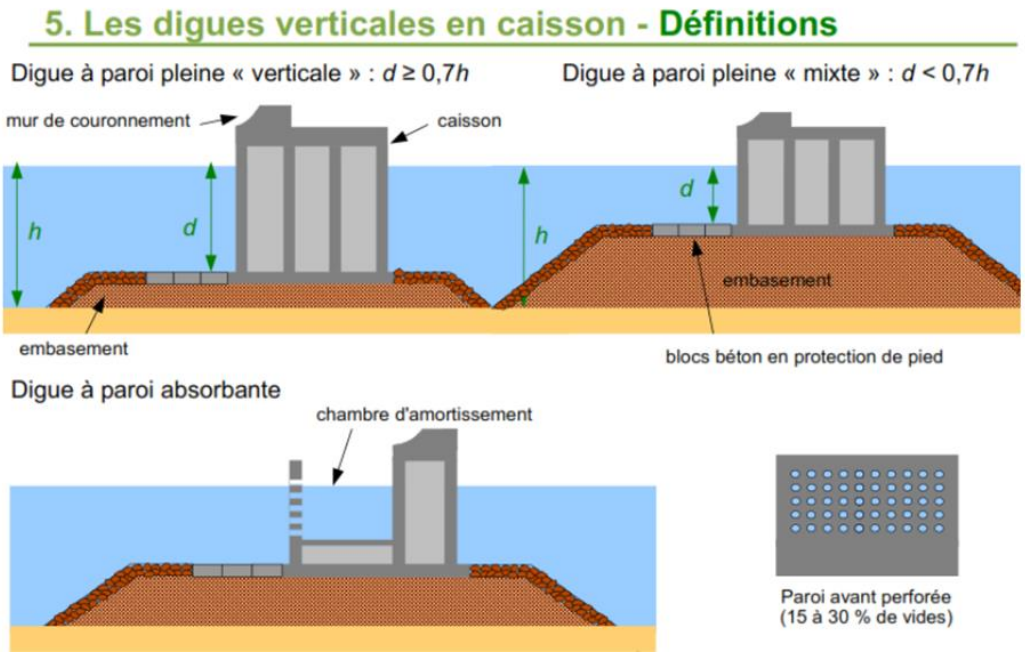


Figure I-4- digue verticale en caisson

I.5.1.1.4 Digue avec écran et pieux

Les digues avec écran et pieux sont utilisées en eau peu profonde et peu exposée. Elles présentent un intérêt dans des conditions géotechniques très difficiles.

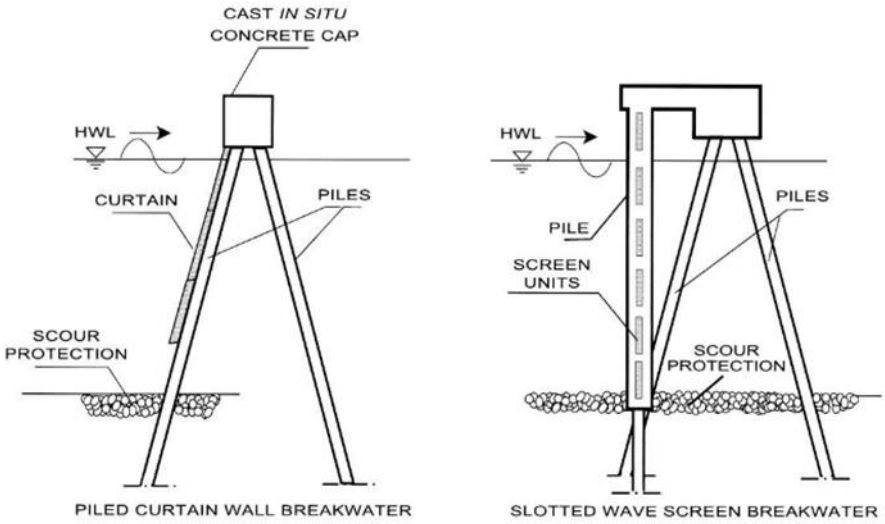


Figure I-5-digue avec écran et pieux

I.5.1.1.5 Digue flottante

Digue flottante de grandes dimensions sont envisageable mais sont couteuses. Elles permettent de préserver les fonds marins et de palier à des conditions géotechniques difficiles.

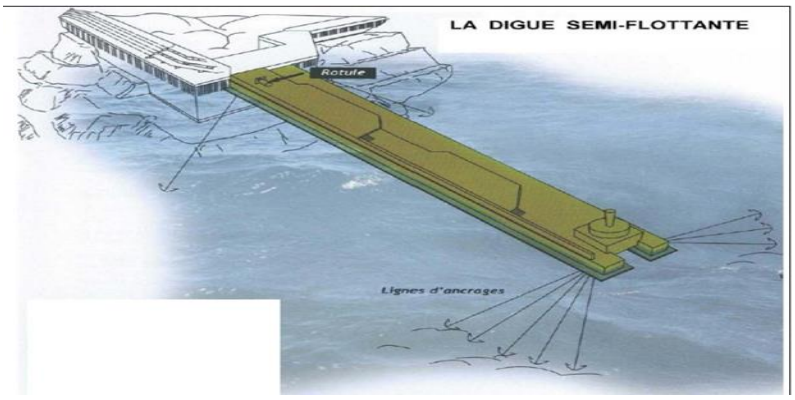


Figure I-6-digue flottante

Tableau I-2 Les critères de choix entre une digue à talus et une digue en caisson

adaptation au grande profondeur		
emprise au sol		
matériaux		
sensibilité géotechnqiue		
adaptation au forte houle		
sensibilité au vague exceptionnelle		
coefficient de réflexion		
ouverture de la passe		
accostabilité		
moyens de construction		

I.5.1.1.6 Les échelles du projet

Une échelle du projet est définie en termes de quantité de matériaux, notamment d'enrochement.
On distingue trois échelles différentes :

- Petite échelle projet local < 50 000 t d'enrochement.
- Moyenne échelle projet régional de 50 000 à 500 000 t d'enrochement.
- Grande projet national et international > 500 000 t.

Plus l'échelle du projet augmente, plus il est important de localiser une source acceptable de matériaux visant à minimiser la distance au site du projet.
Pour des projets de grande envergure, qui nécessite des volumes exceptionnels de matériaux, l'ouverture d'une carrière près du site est la solution la plus économique.

I.5.1.1.7 Les matériaux

Les principaux aspects à prendre en compte lors d'un projet de construction en enrochement sont les échelles d'un projet et la disponibilité de la qualité des matériaux.

I.5.1.1.7.1 Qualité des matériaux

L'enrochement naturel est composé de blocs de différentes masses et est caractérisé par une granulométrie aussi appelée **« blocomètrie »**.

Dans la norme européenne EN 13383, une blocométrie est désigné par **une limite nominale inférieure (NLL)** et **une limite nominale supérieure (NUL).** Par exemple : 1 – 3 tonnes.

Les formules de prédimensionnement donnent la **masse médiane M_{50}** à mettre en œuvre.

La norme européenne EN 13383 sur le produit enrochement donne également les caractéristiques que doit avoir un enrochement pour être commercialisé et récence les essais à mettre en œuvre pour les vérifier :

- **Caractéristiques géométriques :** classe granulaire, forme, proportion des forme cassées.
- **Caractéristiques physiques et mécaniques :** masse volumique, résistance à la fragmentation, résistance à l'usure, caractéristiques associées au scellement, couleur.
- **Caractéristiques chimiques :** impuretés, constituants solubles à l'eau.
- **Caractéristiques de durabilité :** absorption d'eau, résistance au gel-dégel, résistance à la cristallisation des sels, coup de soleil.

Blocométrie	ELL	NLL	NUL	EUL	M_{m}		M_{50}	
	< 5 %	< 10 %	> 70 %	> 97 %	limite inf.	limite sup.	limite inf.	limite sup.
10 000-15 000	6 500	10 000	15 000	22 500	12 000	13 000	12 000	13 000
6 000-10 000	4 000	6 000	10 000	15 000	7 500	8 500	7 680	8 710
3 000-6 000	2 000	3 000	6 000	9 000	4 200	4 800	4 430	5 060
1 000-3 000	700	1 000	3 000	4 500	1 700	2 100	1 870	2 310
300-1 000	200	300	1 000	1 500	540	690	628	802
60-300	30	60	300	450	130	190	162	236

en kilogrammes

I.5.1.1.7.2 Les différents types d'enrochements artificiels

- **Blocs cubiques :** 
- Premier bloc développé de forme simple, correspond à l'enrochement naturel
- Placé en double couche
- Stabilité : masse
- Encore mise en œuvre aujourd'hui



Figure I-7 les blocs cubiques



- **Cube Antifer (BCR) :**
  création pour la digue d'Antifer (port pétrolier près de Havre 1973)
- Blocs très répandus, robustes et facile à fabriquer
- Franchissement important surtout lorsqu'ils sont mis en pavage.
- Consommation de béton importante



Figure I-8 les blocs cube Antifer (BCR)



- **Tétrapodes :**
- Premier bloc de forme spéciale (France 1950)
- Très répandu, surtout au Japon
- Carapace perméable, bon comportement au franchissement
- Quelques usures et fractures sur des gros blocs par balancement



Figure I-9 les bloc Tétrapodes



- **Accropode :**
- Premier bloc à se poser en une seule couche (France 1980)
- Coefficient de stabilité élevé, robustesse et facile à fabriquer
- Franchissement relativement important
- Premier bloc à se poser en une seule couche

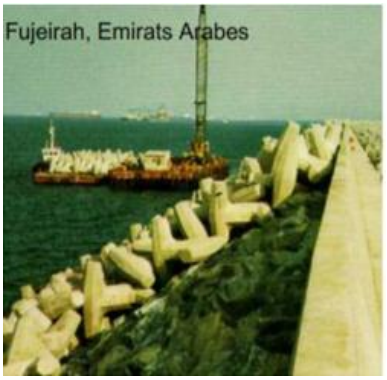


Figure I-10 les blocs Accropodes



- **Dolos :**
- Premier bloc à forte imbrication (1963)
- Désastre de Sines (Portugal) a montré sa fragilité





Figure I-11 les blocs dolos



- **Core-loc :**

- Développé par l'USACE (1996) pour réparer les carapaces en Dolos à partir de la forme de l'Accropode
- Il est plus stable que l'Accropode et le franchissement est réduit mais il pourrait être moins robuste
- Pour l'instant, seuls des blocs inférieurs à 15m^3 ont été mis en œuvre



Figure I-12 les blocs Core-loc

X-bloc :

- Développé en 2003 (Pays-Bas)
- Quelques applications (port Oriel, Irlande, blocs de 4m^3)
- Aussi robuste et stable que l'Accropode
- Plus facile à poser car il ne requiert pas une orientation spécifique



Figure I-13 les blocs X-bloc

I.5.1.1.8 La méthodologie de la construction des digues

- **Les digues à talus :** Il existe deux méthodes :
  - **Par voie terrestre :**

1. Déversement du noyau par camion
2. Ajout de matériau de noyau à la pelle (voir figure I-14)
3. Mise en place de la protection anti-affouillement
4. Mise en place de la sous-couche à la pelle ou à la grue
5. Mise en place de la butée de pied à la pelle ou à la grue
6. Pose de la carapace à la grue ou à la pelle
7. Coulage du mur de couronnement

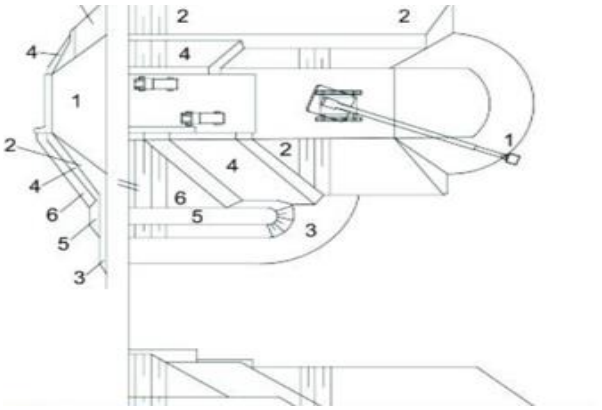




Figure I-14 Mise en place du noyau à la pelle

Figure I-15 Schéma de la construction d'une digue à talus par voie terrestre.

- **Par voie maritime :**

1. Dépôt de la protection anti-affouillement par un navire à déversement latérale
2. Déversement du noyau par barges à clapet (reprise des talus par pelle flottante)
3. Pose de la sous-couche par pelle ou grue flottante
4. Placement de la butée de pied par navire à déversement latérale ou pelle flottante
5. Pose de la carapace par grue flottante

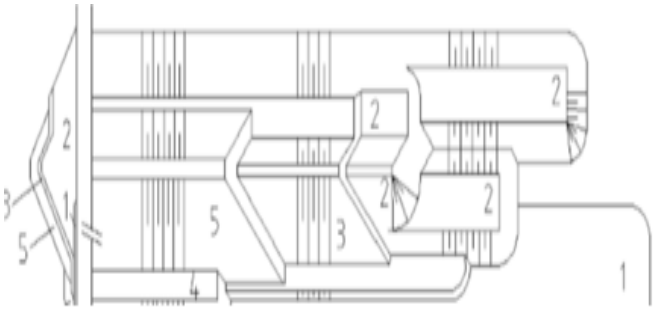




Figure I-16 schéma de construction d'une digue à talus par voie maritime

- **Construction des digues verticale :**

1. Construction des caissons à sec dans une forme



Figure I-17 Construction des caissons

2. Mise en flottaison dans la forme et remorquage



Figure I-18 mise en flottaison dans la forme et remorquage du caisson

3. La mise à l'eau de caisson



Figure I-19 la mise à l'eau de caisson

4. Echouage et ballastage



Figure I-20 échouage et ballastage

I.5.2 Les ouvrages intérieurs d'un port

I.5.2.1 Ouvrages d'accostage

I.5.2.1.1 Rôle et description générale des quais et appontements

Les quais et appontement ont pour rôle l'accostage et l'amarrage des navires et permettent le transbordement des passagers et marchandises.
La longueur de ces ouvrages dépend de la longueur du plus grand navire. Ils sont conçus en fonction du trafic à desservir.
Leur premier rôle est d'offrir un appui aux navires pour accoster, procéder aux opérations commerciales, armement ou réparation et appareiller.
Ils doivent donc remplir un triple rôle :

- Fournir le dispositif d'appui,
- Assurer la liaison navire/terre,
- Soutenir les terres à la limite du plan d'eau.

La fonction d'appui du navire est toujours assurée par l'ouvrage, l'amarrage peut être effectué sur des points distincts, la liaison avec la terre est assurée soit par l'ouvrage soit par le terre-

plein situé directement derrière lui. Le soutien des terres peut être assuré soit par l'ouvrage soit par un ouvrage accessoire (talus d'enrochement).

- Un quai est un ouvrage remplissant les trois fonctions.
- Un appontement remplit les deux premières fonctions,
- Les Ducs d'Albe remplissent seulement la fonction d'amarrage.

Ce sont les types d'ouvrages que l'on trouve traditionnellement dans les ports, mais la taille des navires ont fait qu'il peut être nécessaire de créer des postes en « eau profonde » notamment pour le pétrole et le minerai. Si dans le second cas il est construit un appontement (transport du minerai par bande transporteuse) dans le second les navires citernes s'amarrent à une tour ou une bouée permettant à la fois la connexion du navire, l'amarrage et l'évitage autour de l'installation. Néanmoins les navires ne disposent pas de protection particulière.

I.5.2.1.2 Différents types de conception des ouvrages d'accostages

I.5.2.1.2.1 Quai en bloc et en caisson

Ces ouvrages quais en bloc et caisson qui sont réalisés sous forme d'ouvrages massifs capable de résister aux efforts horizontaux, sont conçus lorsque le sol offre une bonne résistance (sol rocheux, galets, sable compact etc...)

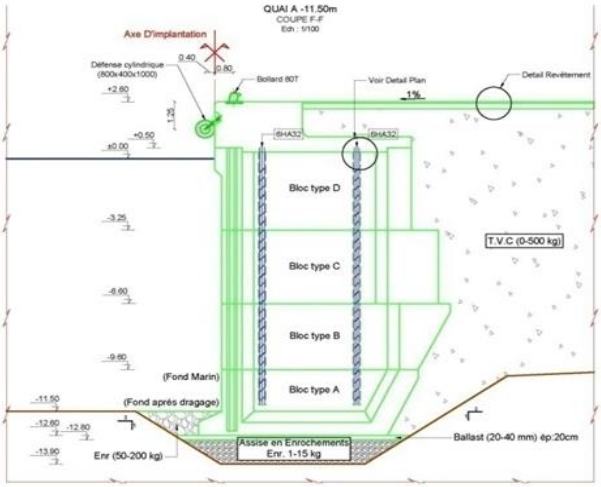


Figure I-21 quai en bloc

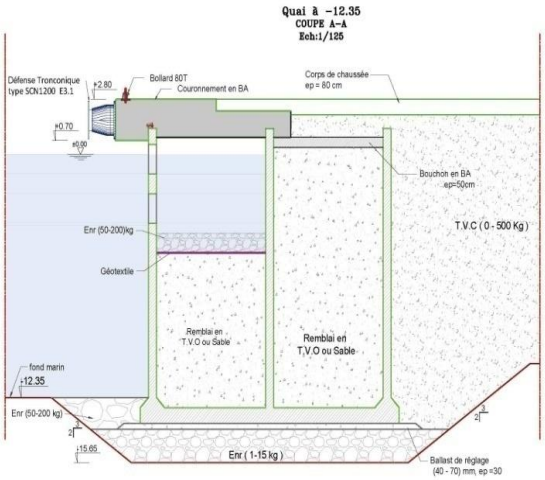


Figure I-22 quai en caisson

I.5.2.1.2.2 Quai sur pieux

Les quais sur pieux sont utilisés quand le terrain naturel est constitué d'une couche mauvaise qualité sous laquelle existe une couche de terrain de portance suffisante à une profondeur pas trop importante. Des pieux inclinés est la butée offerte par la partie supérieure du remblai permette de mobiliser une force horizontale suffisante pour équilibrer l'effort engendré par l'accostage et l'amarrage des navires.

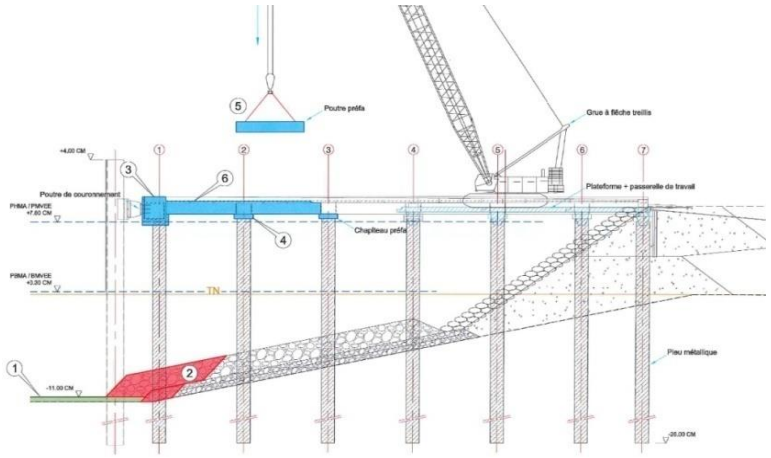


Figure I-23 quai sur pieux avec écran

I.5.2.1.2.3 Quai en palplanches

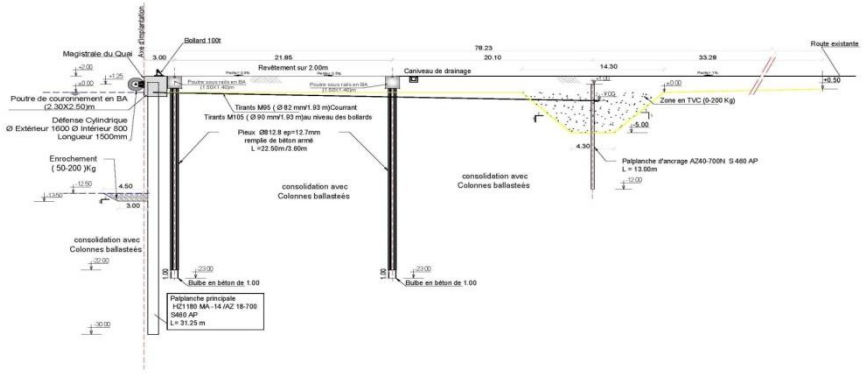


Figure I-24 quai en palplanches

I.5.2.1.2.4 Quai constitué par une paroi moulée

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

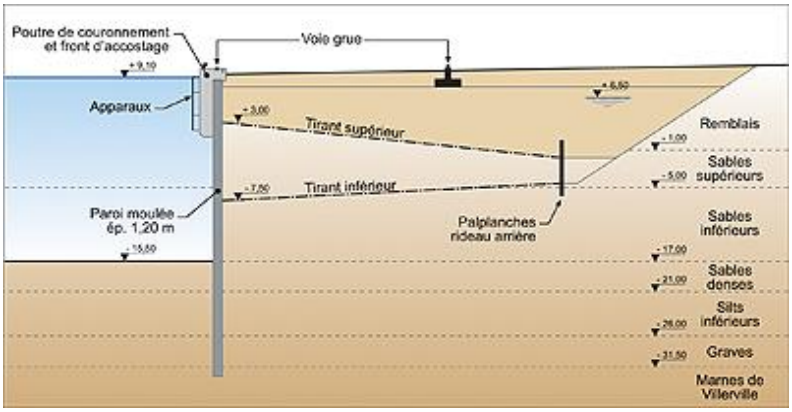


Figure I-25 quai constitué par une paroi moulée

I.5.2.2 Ouvrages pour la réparation des navires

I.5.2.2.1 Forme de radoub pour réparation des navires

Une forme de radoub est un bassin qui permet l'accueil des navires et leur mise à sec pour leur entretien, leur carénage (ou **radoub** : réparation de la coque d'un navire, nettoyage, peinture…), leur construction, voire parfois leur démantèlement.



Figure I-26 forme de radoub

I.5.2.2.2 Cale de halage ou slipway en anglais

Plan incliné destiné à mettre à l'eau ou haler à sec les bateaux dans le cadre de la réparation navale.



FigureI-27 Cale de halage

I.5.2.3 Typologie des terminaux

Les postes à quais ou terminaux sont conçus en fonction du trafic à desservir :

- Poste pour navire roulier,
- Poste pour marchandises diverses
- Poste à conteneurs
- Poste céréales en vrac
- Poste pour le minerai
- Poste pour hydrocarbures et gaz liquéfiés,
- Poste de pêche et poste de plaisance.

- Poste pour navire roulier : Les navires peuvent embarquer des véhicules routiers complets ou de semi-remorques ou des caisses mobiles chargées à bord du navire sur des « remorques esclaves » assurant une complète mécanisation de la manutention.

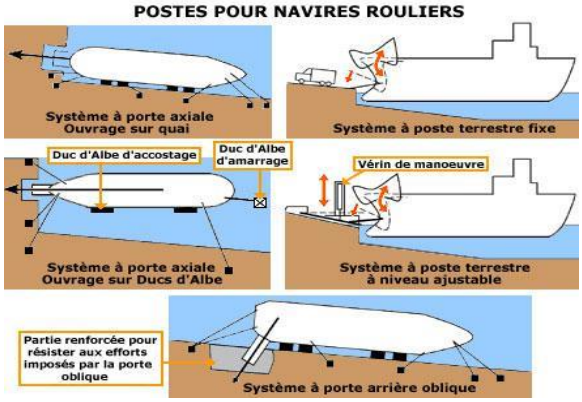


Figure I-28 Schéma d'un poste pour navires rouliers

- Poste pour marchandises divers

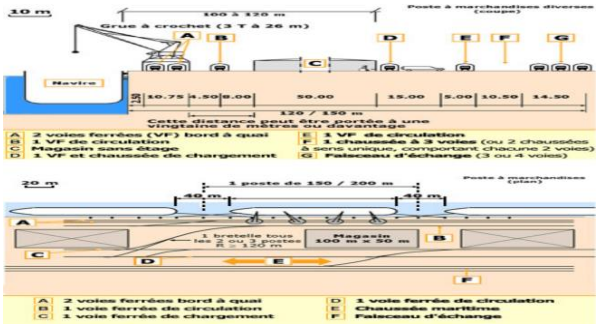
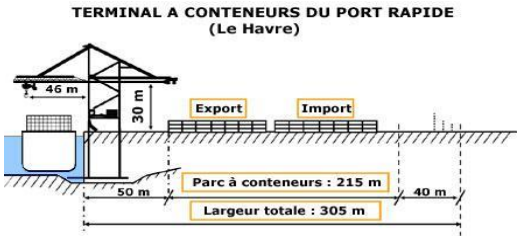


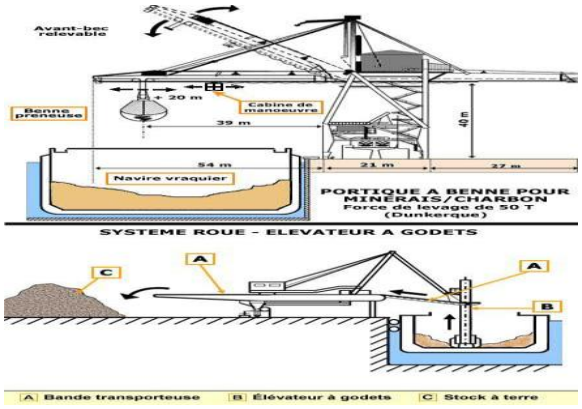
Figure I-29 Schéma d'un poste pour marchandises divers

- Poste à conteneurs : Leur conception et leur équipement doivent permettre d'opérer très rapidement le navire afin de réduire la durée de son escale.



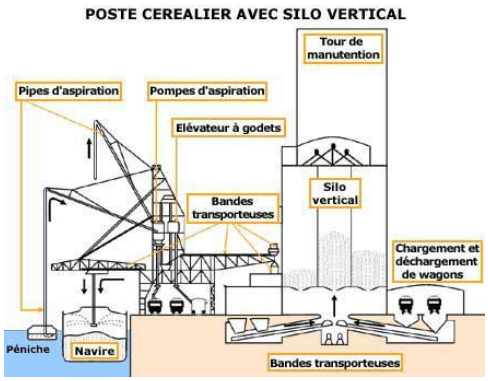
FigureI-30 Schéma d'un terminal à conteneurs

- Poste céréales en vrac



FigureI-31 schéma d'un poste céréales en vrac

- Poste pour minerais, charbon et engrais



FigureI-32Schéma d'un poste pour minerais, charbon et engrais

- Poste pétrolier :

Les marchandises liquides transportées en vrac sont essentiellement du pétrole brut ou des produits de la distillation du pétrole, ou des gaz liquéfiés

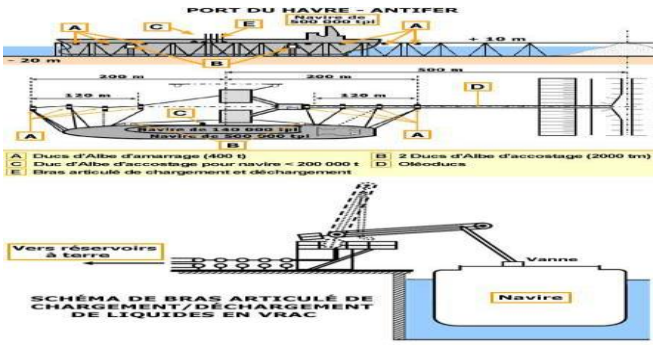


Figure I-33 Schéma d'un poste pétrolier

I.6 La signalisation maritime

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

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

Ces dispositifs peuvent être visuels, sonores ou radioélectriques ; ce sont les phares, les balises, le GPS, le loran C…etc.

I.6.1 Les dispositifs d'aide à la navigation

Dispositifs d'aide à la navigation sont constitué principalement de :

- **Les phares et les feux :** visibles à grande distance de nuit, ils sont classés en trois catégories :
  - Les phares et feux de grand atterrissage marquent les tournants des routes de navigation.
  - Les phares et feux d'atterrissage secondaire ou jalonnement précisent le tracé d'une route très fréquentée.

- Les phares et feux d'entrée de port guident les navires à l'approche des estuaires et les ports.

- **Le balisage :** le balisage est constitué des tourelles fixes situées à terre ou en mer et bouées flottantes. Ces balises indiquent les dangers en mer et délimitent les chenaux d'accès aux ports.

Les tourelles et les bouées peuvent émette un signal lumineux de nuit, de portée réduite, permettant leur identification.

Les balises, comme les feux et les phares, peuvent être équipées d'émetteurs sonores pour permettre leur localisation par temps de brume.

- **Les aides de navigation radioélectrique :** permettent à l'aide d'un récepteur dédié installé dans le navire de capter les signaux de plusieurs stations émettrices (stations terrestre ou satellites). La position du navire est déduite automatiquement en exploitant les relèvements et/ou distances des différents émetteurs. Les systèmes en usage aujourd'hui sont : **le GPS et DGPS**, **le système LORAN C, les bouées répondeuses Racon.**

I.7 Conclusion

À travers ce chapitre, nous avons passé en revue et décrit les différents ouvrages et aménagements qui font les ports aujourd'hui. Dans le chapitre suivant, nous aborderons les différents outils et paramètres à prendre en considération pour la conception et le dimensionnement d'un ouvrage maritime.

CHAPITRE II CARACTERISATION DU SITE ET COLLECTE DES DONNEES

II.1 Introduction

Le présent chapitre traite sur les conditions hydrauliques et géotechniques nécessaires au dimensionnement et comment mené la collecte des données. Il présente les différentes méthodologies des investigations hydrographiques et les définitions des données océanographiques ainsi que les principaux essais in-situ et en laboratoire à entreprendre pour l'étude d'un projet.

II.2 Bathymétrie et morphologie du site

Il est fondamental de connaitre la bathymétrie et la morphologie du fond marin pour dimensionner les ouvrages. De fait que le fond de la mer soit en équilibre dynamique ou instable sur le fond morphologique, l'amplitude des variations du niveau du fond à prendre en compte dans le dimensionnement doit être identifier.

Pour se faire il y a lieu d'entreprendre les investigations suivantes :

- Levé topographique
- Levé bathymétrique
- Les images satellites

Ces données permettent d'identifier la topographie des zones immergées et émergées, l'ancien cours d'eau d'une rivière ou l'alignement des dunes et donnent des renseignements sur la morphologie de la zone.

- Des prélèvements d'échantillons des matériaux constitutifs du fond Ils donneront des informations sur le type de sédiment et sur la distribution granulométrique.
- Des sondages à la lance pour déterminer si le sol et meuble ou cohésif.

II.2.1 Méthodologie d'un levé topographie

La topographie est la science qui permet la mesure puis la représentation sur un plan ou une carte des formes et détails visibles sur le terrain. Son objectif est de déterminer la position et l'altitude de n'importe quel point situé dans une zone donnée. Le levé est réalisé par deux topographes chacun des deux topographes de terrain est équipé d'un sac à dos contenant un récepteur GPS sur lequel sont fixés les mâts des antennes GPS. L'acquisition et la gestion du levé sont réalisées à l'aide du terminal de terrain TSC 2 qui est interfacé avec le récepteur GPS.



Figure II-1 Opération d'un levé topographique

II.2.2 Méthodologie d'un levé bathymétrique

Le levé bathymétrique consiste à déterminer les coordonnées tridimensionnelles des points du fond marin dans un système géodésique, à l'aide d'un récepteur GPS et d'un échosondeur. Le récepteur GPS cinématique en temps réel (RTK) permet de mesurer un point à quelques centimètres prés. Cette précision verticale permet de déterminer les corrections du niveau de l'eau (corrections des marées).

Donc pour la réalisation de cette tâche par GPS, il a été procédé à la mise en place du système suivant :

- Une antenne GPS, qui reçoit les données des satellites, est fixée sur le point de référence. Le récepteur 5700 émet ces données par liaison radio au récepteur mobile à l'aide d'un modem externe PACIFIC CREST et une antenne UHF.
- Le récepteur mobile placé à bord de l'embarcation fonctionne en mode RTK (Real Time Kinematic). Il reçoit les données des satellites de la station de référence et fournit instantanément la position tridimensionnelle de l'antenne GPS.
- L'embarcation est équipée d'une caisse métallique et d'un support vertical fixé sur le côté, qui maintient à la base le transducteur de l'échosondeur et en tête l'antenne GPS.

Ce dispositif est interfacé par un micro-ordinateur et le logiciel de navigation et d'acquisition de données « HYPACK ». Le logiciel reçoit du récepteur GPS les coordonnées du point au niveau du plan d'eau, l'échosondeur calcule la profondeur à partir des mesures effectuées par le transducteur, le résultat de ces deux opérations aboutit à la connaissance des coordonnées du point bathymétrique mesuré (sondes).



FigureII-2 opération d'un levé bathymétrique

II.2.3 Image satellite

Une image satellite ou image satellitaire, est une prise de vue transmise d'un satellite artificiel en orbite. Il s'agit bien d'imagerie et non photographie, elle permet d'obtenir des informations comme la surveillance des pays ennemis pour les militaires, prévisions météorologiques, ou tout simplement pour les recherches sur l'univers.

II.2.4 Sondages à la lance

L'embarcation est positionnée sur l'emplacement des points de sondages à l'aide du GPS de poche GARMIN, suivant des coordonnées prédéfinies.

Les sondages sont réalisés par plongeurs, qui utilisent une lance (tube galvanisé) de 3 mètres de long, graduée en centimètres et reliée par un flexible à une bouteille de plongée. Sous l'effet

de l'air comprimé, injecté par forte pression, les particules fines sont dégagées, permettant ainsi l'enfoncement de la lance jusqu'au refus.

La lecture de la graduation correspondant à la partie enfoncée de la lance dans le fond marin renseigne sur l'épaisseur de la couche de matériaux meubles en place.

Les résultats des sondages sont donnés dans le tableau de quatre colonnes donnant respectivement le numéro de point, la profondeur, la pénétration et la nature du matériau

II.2.5 Prélèvements d'échantillons

Le positionnement sur les stations de prélèvements d'échantillons est réalisé à l'aide du GPS de poche GARMIN, suivant des coordonnées prédéfinies.

Les prélèvements sont réalisés par plongeur et stockés dans des petits sacs en plastique, étiquetés et numérotés et seront transférés au laboratoire pour déterminer la distribution granulométrique.

II.3 Hydraulique maritime

II.3.1 Les données météorologiques

La météorologie est une science qui a pour objet l'étude des phénomènes atmosphériques tels que les nuages, les précipitations ou le vent dans le but de comprendre comment ils se forment et évoluent en fonction des paramètres mesuré tels que la pression, la température et l'humidité. La météorologie moderne permet d'établir des prévisions de l'évolution du temps en s'appuyant sur des modèles mathématiques à court comme à long terme qui assimilent des données de nombreuses sources dont les stations, satellites et les radars météorologiques.

II.3.1.1 Le vent

Le vent présente un intérêt direct lors de la détermination des limites de fonctionnement de sécurité des ouvrages maritimes et de l'accès des zones exposées à un franchissement. Le vent est la cause sous-jacente à la majorité des sources de risque de submersion marine mais les données relatives au vent sont rarement utilisées directement dans le dimensionnement de l'ouvrage. Les vitesses des vents en mer sont obtenues à partir d'observation effectuées depuis des bateaux ou d'archives climatiques.

Les données relatives au régime des vents peuvent être simplement décrites sous la forme d'une rose des vents (voir figure II-3) ou résumés dans un tableau d'occurrence des vitesses des vents par rapport à la direction (voir tableau II-1). Les vitesses des vents sont réparties selon l'échelle de Beaufort et en classe de direction de 30°.



FigureII-3 Rose des vents

Tableau II-1 exemple du tableau d'occurrence de la vitesse/la direction du vent

		Année												
Calme														6.1
1-3	0.52-1.55													17.2
4-6	2.06-3.09	0.6	1.2	1.7	2.0	2.3	1.6	1.5	1.4	1.9	2.0	1.7	1.3	19.2
7-10	3.61-5.15	0.4	1.3	2.1	1.8	1.9	1.9	2.5	2.5	3.6	2.9	2.8	1.4	25.1
11-16	5.67-8.24	0.2	0.7	1.7	1.3	1.2	1.4	2.6	2.6	3.7	2.9	2.5	0.8	21.6
17-21	8.76-10.82	0+	0.1	0.4	0.4	0.4	0.3	0.7	0.8	1.1	1.1	0.6	0.1	6.0
22-27	11.33-13.91	0+	0+	0.1	0.2	0.1	0.1	0.1	0.3	0.6	0.5	0.2	0.1	2.3
28-33	14.42-17.00				0+	0+	0+	0+	0+	0.1	0.1	0+	0+	0.2
34-40	17.51-20.60						0+	0+	0+	0+	0+	0+	0+	0+
41-47	21.12-24.21									0+	0+			0+
48-55	24.72-28.33													
56-63	28.84-32.45													
> 63	> 32.45													
Total		1.2	3.3	6.0	5.7	5.9	5.3	7.4	7.6	11.0	9.5	7.8	3.7	97.7
		Pourcentage non mesuré												2.3

II.3.2 La marée et la variation du niveau marin

II.3.2.1 Définition

La marée est le mouvement périodique qui affecte le niveau général des mers et des océans ou la manifestation est la plus fréquente. C'est une oscillation due à l'attraction des astres sur les molécules liquides dont l'amplitude est très variable (de 0.3 à 15 m) et dont l'ordre de grandeur de la période est d'une demi-journée ou d'une journée.

On appelle « marnage » l'amplitude totale de variation du plan d'eau entre la basse mer et la pleine mer suivante ; la période au cours de laquelle la marée monte est dite « le montant » ; le niveau baisse pendant « le perdant ». La variation du niveau de l'eau est accompagnée de courant de même période appelé « courants de marée » qui transportent les énormes masses d'eau déplacé par la marée.

Le coefficient d'une marée est un indice sans unité qui s'établit entre 20 et 120 avec différentes dénominations selon le coefficient.

Tableau II-2 valeurs des coefficients de marée

Coefficient	Dénomination
20	Marées de morte-eau les plus faibles
45	Marées morte-eau moyennes
70	Limite morte-eau/vive-eau – marées moyenne
95	Marée vive-eau moyenne
120	Marées extraordinaires de vive-eau d'équinoxe

Le coefficient de marée est donné par une relation mathématique qui est la suivante :

$$C = \frac{H - N_0}{U}$$

Où :

- C : est le coefficient de marée.
- H : est la hauteur d'eau à l'instant de la pleine mer.
- N_0 : est le niveau moyen de l'eau.
- U : est la hauteur moyenne du marnage pendant les vives eaux d'équinoxe.

II.3.2.2 Courants de marées

Les courants de marrée aussi dits « courants gravitationnels », sont des courants dont l'origine est la force génératrice des marées, ils sont tout comme cette dernière, liés principalement à l'attraction newtonienne entre la terre, la lune et le soleil. Ils affectent pratiquement toute la profondeur d'eau avec la même intensité.

II.3.2.3 L'élévation du niveau de la mer

Le niveau de la mer, lorsque la dynamique atmosphérique peut-être négligés, est régi par les marées. C'est le facteur le plus important de l'élévation du niveau de la mer. L'instant le plus favorable aux submersions est donc la marée haute conjuguée à un fort coefficient.

Le deuxième facteur important est la météo au sens premier du terme. Pour information, la pression atmosphérique moyenne se situe près de 1013 hPa. Le passage de dépression fait surélever le niveau de la mer, de l'ordre d'un centimètre par hPa en dessous de 1013 hPa. Ainsi, une dépression dont le centre a une pression égale à 970 hPa fera surélever le niveau de la mer d'environ 40 cm.

Parallèlement à cela lesdites dépressions ne sont pas anodines car les plus creuses sont accompagnées des vents les plus violents. Ces mêmes vents à l'origine de la forte houle qui vient déferler sur les côtes. De plus, le vent et la houle conjugués provoquent une accumulation d'eau sur le littoral.

Tous ces éléments font que le niveau d'eau est anormalement élevé et les littoraux les plus exposés peuvent se retrouver submergé. Ce phénomène concerne aussi bien les océans que les mers comme la méditerrané, où le marnage n'excède pas le mètre mais les autres facteurs peuvent s'avérer suffisants.

II.3.3 La houle au large

II.3.3.1 Définition de La houle

La surface de la mer présente généralement une suite indéfinie d'ondulations parallèles presque identiques, qui se propagent de façon sensiblement uniforme vers le rivage. Ces ondulations produites par l'action du vent sont appelées lames ou vagues et leur ensemble définit la houle. La période de cette dernière varie de 3 à 25 secondes et sa hauteur peut atteindre les 30 mètres. [1]

II.3.3.2 Caractéristiques de la houle

La houle est caractérisée par :

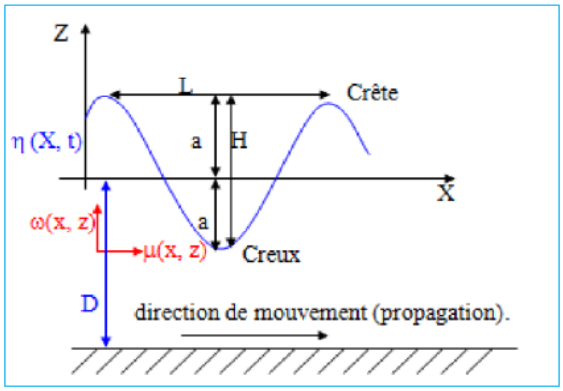


Figure II-4 Les caractéristiques de la houle.

- La hauteur de la houle H : la dénivellation maximale entre un creux et une crête,
- La longueur d'onde L : la distance entre le sommet de deux crêtes (ou creux) successives,

$$L = \frac{GT^2}{2\pi}\tanh[\frac{2\pi d}{L}]$$

- Une période T : l'intervalle de temps séparant le passage de deux crêtes (ou creux) successives par un point,
- Une amplitude a : la dénivellation de la crête (ou du creux) par rapport au niveau de la mer, a=H/2,
- Une célérité C : la vitesse de propagation de la houle : $C = \frac{L}{T} = \frac{GT}{2\pi}\tan h[\frac{2\pi d}{L}]$
- Une cambrure δ : $\delta = \frac{H}{L}$

II.3.3.3 Théorie statique de la houle

Les fondements de la théorie statique de la houle consistent à supposer l'agitation de la mer, en dehors de la zone de génération de la houle, comme résultats de la superposition d'ondes de hauteurs, périodes, phases et directions aléatoires.

Les hypothèses précédentes permettent d'exprimer la densité de probabilité du niveau de la mer à la cote H par :

$$p(H) = \frac{H}{4m_0}\exp(-\frac{H^2}{8m_0})$$

Le moment d'ordre zéro m_0 étant relié à l'énergie totale E_S de la houle aléatoire considérée, par unité de surface de la mer, par $m = E_S/\rho g$.

On détermine donc successivement les valeurs suivantes :

- **La hauteur moyenne** : c'est la hauteur moyenne de la distribution des hauteurs soit :

$$H_m = \sqrt{2\pi m_0}$$

- **La hauteur significative :** c'est la valeur moyenne du tiers des vagues. Autrement dit, on cherche d'abord une hauteur H_0 qui est dépassée en moyenne une fois sur trois, puis l'on cherche la valeur moyenne noté ''H_S'' de toutes ces vagues qui dépassent H_0 .

$$H_s = 4\sqrt{m_0}$$

- **La houle du projet :** l'étude de la probabilité d'apparition d'une houle ou d'une tempête de caractéristiques données permet tout naturellement de déterminer la probabilité de ruine d'un ouvrage, c'est-à-dire la probabilité d'apparition d'une lame ou d'une tempête de caractéristiques données dépassant celles prises en compte pour le dimensionnement et entraînant la ruine de l'ouvrage. Pour des ouvrages verticaux et rigides une seule vague dépassant le seuil critique peut entrainer la ruine, par contre pour les ouvrages en enrochements la désorganisation sera progressive et la durée de la tempête a une grande importance.
- **La houle réelle :** la houle réelle n'est pas le phénomène ondulatoire simple décrit par les théories élémentaires ; la houle pure n'existe que très rarement. On rencontre en générale des ensembles de houles complexes constituants des trains de vagues, dont l'étude est un problème statique.[1]

II.3.3.4 Déformation de la houle au cours de sa propagation

- Lorsque la houle se propage dans un milieu à profondeur variable, sa célérité varie. La vitesse n'est pas la même tout le long du front de la houle, les crêtes se déforment en plan : la houle réfracte.
- Lorsqu'un ouvrage n'arrête qu'une partie du front de la houle, des oscillations se manifestent derrière l'ouvrage ; la houle contourne l'obstacle : elle difracte.
- La hauteur de la houle ne peut pas prendre une valeur trop élevée, car les vagues ne sont plus stables lorsque leur cambrure atteint une valeur limite. Cette valeur critique peut être atteinte soit par accroissement local du creux, soit par réduction de la longueur d'onde par suite de la diminution de la profondeur. Alors, la vague partiellement ou totalement détruite : la houle déferle.
- Lorsque la houle aborde une paroi imperméable, elle se réfléchit partiellement. La houle réfléchie en se combinant à la houle incidente donne naissance à des oscillations stationnaires appelées clapotis.[1]

- **La réfraction de la houle :**

Lorsque la houle cylindrique se propage par des profondeurs variables, sa longueur d'onde, son amplitude et sa direction subissent des modifications, alors que sa période reste constante ; c'est le phénomène de réfraction. Si la propagation s'effectue vers une cote faiblement inclinée, dont les lignes de niveau sont sensiblement parallèles aux crêtes de la houle, on constate une diminution de la longueur d'onde et en générale de l'amplitude ; les vagues se déforment avec une augmentation de la cambrure au fur et à mesure que la profondeur diminue. Si les lignes de niveau du fond ne sont pas parallèles aux crêtes, les vagues subissent une rotation qui tend à les rendre parallèle aux lignes de fond. C'est ainsi que la houle subie des concentrations au voisinage d'une pointe ou d'une ile, pouvant augmenter considérablement son amplitude ; au contraire la propagation dans une baie provoque un épanouissement des crêtes avec diminution de l'amplitude. [1]

- **La diffraction de la houle :**

Correspond à la modification des caractéristiques de direction de propagation et amplitude de la houle due à la présence d'un obstacle.

C'est le phénomène qui apparait lorsque la houle se propage suivant une ligne non droite ou irrégulière, par exemple au contact d'un ouvrage à l'approche du quel une partie du front d'onde est seulement arrêté, dès lors des oscillations se manifestent derrière l'extrémité de l'ouvrage en le contournant.

Si la profondeur est constante la longueur d'onde est la même partout, l'obstacle a pour effet de modifier la direction de propagation et l'amplitude.[1]

- **La réflexion de la houle :**

La réflexion est le phénomène qui se produit quand la houle rencontre un obstacle vertical ou incliné, ce phénomène induit à l'apparition du clapotis, qui est un mouvement d'eau résultant de la rencontre de deux houles se propageant en sens opposés.

Lorsque la houle atteint une paroi verticale, elle se réfléchit en formant un système d'ondes stationnaires, l'amplitude de ces ondes est sensiblement le double de celle de la houle incidente, leur longueur d'onde et leur période restant de celle de la houle incidente. Si la houle aborde l'écran sous un certain angle, la réflexion s'effectue de la même façon que pour les ondes lumineuses ; la composition de la houle incidente et de la houle réfléchie donne aux abords de l'obstacle un phénomène stationnaire compliqué appelé « gaufrage ».[1]

- **Le déferlement de la houle :**

Le déferlement est le phénomène qui se produit lorsque la houle atteint une certaine cambrure, au-delà de laquelle le profil devient instable, il se produit dès lors d'une brisure de la partie haute de la houle.

Lorsque la houle atteint une côte inclinée, la cambrure des lames augmente jusqu'au déferlement qui se traduit par un effondrement de la vague avec formation d'un bouillonnement (écume) sur la surface antérieure ; sur un fond à faible pente, les lames déferlantes progressent sans perdre beaucoup de leur symétrie. Dans ce cas la seule caractéristique de la houle qui reste constante est la période.[1]

On distingue trois types de déferlement :

- Un déferlement gonflant (dans le cas de faible pente).
- Un déferlement plongeant.
- Un déferlement glissant (dans le cas de pentes fortes). (Voire figure II-5)

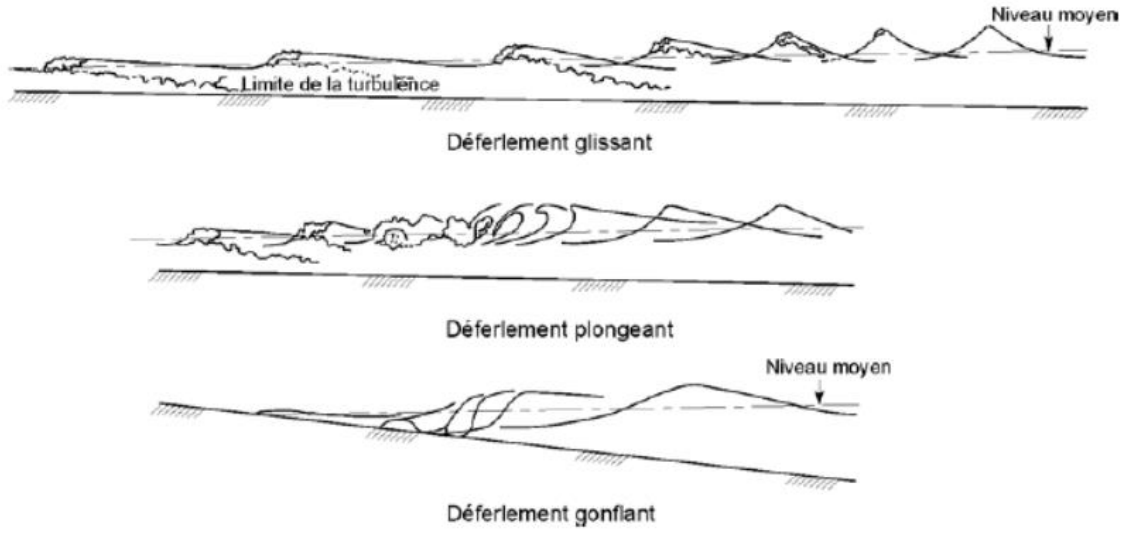


Figure II-5 types de déferlement de la houle en eau peu profonde

II.3.3.5 Les courants de houle

Ils sont alternatifs et très forts lors des tempêtes (plusieurs mètres par seconde). Ils affectent surtout la tranche d'eau située près de la surface (de 5 à 10 mètres d'épaisseur). Leur importance décroit avec la profondeur. Ils se dressent en trois catégories :

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

II.4 Les données géotechniques

La détermination des caractéristiques d'un sol nécessite la réalisation d'essais. Certains essais (relatifs au comportement à court terme), peuvent être effectués de deux façons :

- Au laboratoire après prélèvement d'échantillons intacts (ou non remaniés) ;
- Au sein du massif de sol, par un essai en place ou in situ.

Les essais permettant la détermination des caractéristiques à long terme sont réalisés au laboratoire sur des échantillons de sol intacts.

II.4.1 Sondage et prélèvement d'échantillon

Un sondage consiste à forer un trou dans le sol, les échantillons peuvent être extraits de deux façons :

- Sans précaution : dans ce cas, le forage du trou se fait à l'aide d'une tarière : un tube cylindrique avec une paroi extérieure hélicoïdale lorsqu'on opère avec un camion de sondage, il existe aussi la tarière manuelle dont l'utilisation est limitée à 3m. Les échantillons sont dits remaniés, ils servent pour réaliser des essais d'identification du sol.
- Avec précaution : le forage du trou est réalisé avec une sondeuse munie d'un carottier à prise d'échantillons, le carottage est fait d'une manière continue. Les échantillons

obtenus sont dits intacts, ils servent le plus souvent à faire des essais de résistance, comme ils peuvent servir pour faire des essais d'identification.

II.4.2 Les essais in situ

Il y en a plusieurs, les plus utilisé en pratique sont les essais de pénétration. Le principe consiste à enfoncer dans le sol un train de tiges muni d'une pointe ou d'une trousse coupante à son extrémité et de mesure de la résistance du sol à l'effort de pénétration.
Les types de pénétromètres les plus utilisés sont :

- Pénétromètre dynamique.
- Pénétromètre statique.
- Le standard pénétromètre test ou SPT.

II.4.3 Les essais en laboratoire

Les essais réalisés en laboratoire sont résumé dans le tableau II-3.

Tableau II-3 les différents essais en laboratoire

Les essais physiques et chimiques	Les essais mécaniques
➢ Analyse granulométrique (tamisage à sec et sédimentation) ➢ La teneur en eau naturelle ➢ Masse volumique des sols fins ➢ Limites d'Atterberg ➢ Teneur de l'ahnydrique sulfurique (SO_3) ➢ Teneur en matière organique ➢ Teneur en carbonates ($CaCO_3$)	➢ L'essai œdométrique ➢ Essai de cisaillement à la boite rectiligne type CU ➢ Essai de compression simple

II.4.4 La géophysique marine

Les différentes techniques géophysiques marine sont couramment utilisées pour déterminer la topographie du sol de la mer, obtenir des imageries acoustiques, avoir une caractérisation à haute résolution des sédiments et le toit du substratum rocheux.

Principales techniques de géophysique marine :

- Levé au sonar à balayage latéral.
- Essai sismique réflexion

II.4.4.1 Principe et description de la sismique réflexion

Le principe fondamental de la sismique réflexion consiste à mesurer le temps séparant l'émission d'un signal acoustique dans le sol, de son retour sous forme d'échos.

Du fait du comportement des ondes élastiques dans le sous-sol, chaque écho correspond à une discontinuité acoustique qui peut être interprété du point de vue géologique par limite de couche ou variation lithologique.



Figure II-6 le sondeur EDGETECH SB216



Figure II-7 transducteur en opération de tractage

L'ensemble CHIRP est constitué de deux parties :

- Un ensemble émission réception
- Un ensemble acquisition et traitement

Le logiciel informatique (**DELPH Sismic**) permet le traitement des données.

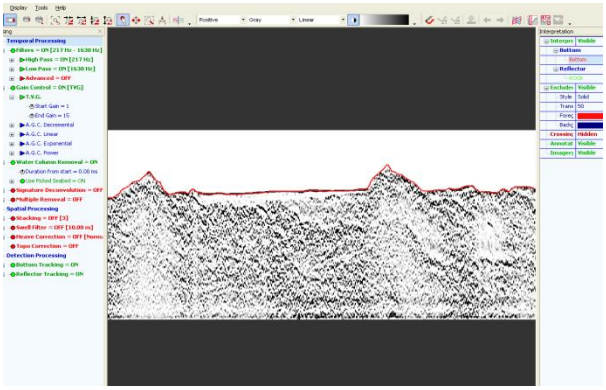


Figure II-8 Traitement des données sismique

II.4.4.2 Le sonar latéral (Poisson C-MAX 2)

Le sonar latéral est un émetteur-récepteur d'ondes acoustiques qui permet d'obtenir des informations sur la morphologie et la nature texturale du fond marin.



Figure II-9 Système d'acquisition et traitement latéral.

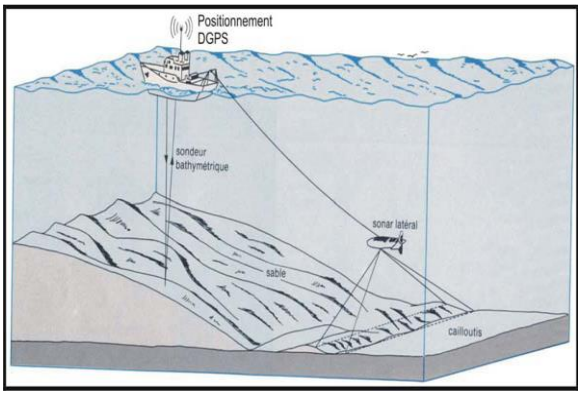


Figure II-10 Opération d'un levé au sonar

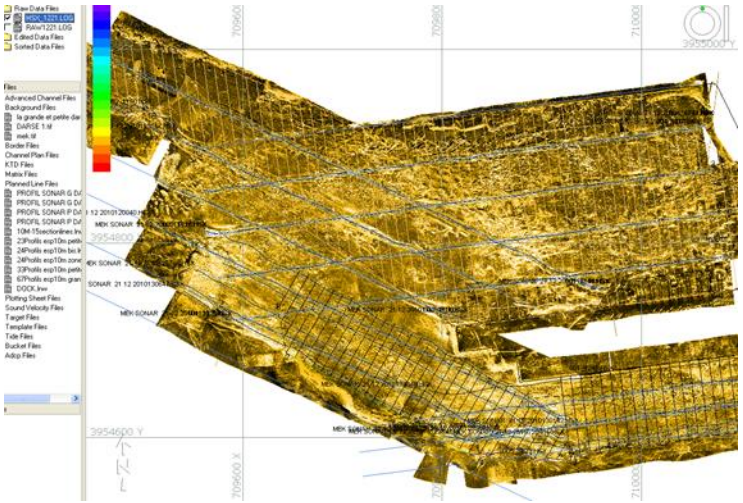


Figure II-11 Création de la mosaïque

II.5 CONCLUSION

A travers ce chapitre nous avons décrit les principaux éléments à retenir pour l'étude de notre projet, mais il est à signalé que pour un projet complexe ça nécessite beaucoup plus d'investigations et une collecte de données plus élargie que celle que nous avons établie pour les besoins de notre projet.

CHAPITRE III BIBLIOGRAPHIE RELATIVE AUX PHENOMENES PHYSIQUES ET OUTILS DE DIMENSIONNEMENT

III.1 Introduction

Ce chapitre présente les phénomènes physiques qui déterminent la performance hydraulique et la réponse structurelle des ouvrages en enrochements. Ces deux derniers sont souvent représentés par des formules semi-empiriques qui sont des outils adéquats pour les études préliminaires.

Pour évaluer les données relatives à la performance hydraulique et à la réponse structurelle, on a recours à des paramètres hydrauliques, géotechniques et structurels.

Nous allons présenter les diverses recherches et travaux effectués par différents chercheurs et auteurs sur la stabilité hydraulique des digues à talus en enrochement.

III.2 Paramètres hydrauliques

III.2.1 Définition

Du point de vue du concepteur, les principales interactions hydrauliques entre la houle et les ouvrages hydrauliques sont : le Run-up, le Run-down, le franchissement, la transmission et la réflexion de la houle.

III.2.2 Définition des paramètres dimensionnant

Avant d'entamer l'interaction houle-structures, on doit tout d'abord passer par des définitions de paramètres extrêmement importants.

Les conditions de la houle sont principalement représentées par :

- La hauteur de la houle incidente H_i (m), généralement exprimé par la hauteur significative de houle H_s (m) ; en période énergétique moyenne (ou période spectrale) H_{m0} ;
- La période de la houle exprimée en période moyenne T_m (s), en période énergétique moyenne (ou période spectrale) $T_{m-1,0}$ (s), ou en période de pic T_p (s) ;
- L'angle d'incidence de la houle par rapport à l'ouvrage β (°) ;
- La hauteur d'eau locale h (m) ;

- **Spectre et période de la houle**

En règle générale, un champ de houle observé peut être décomposé en un certain nombre de composantes sinusoïdales individuelles, chacune avec leur propre hauteur (H), fréquence (f), et direction (θ). On obtient une estimation du spectre de densité de l'énergie de la houle à partir d'un enregistrement des fluctuations de l'élévation de la surface de la mer par des transformées de Fourrier. Goda (2000) et Tucker et Pitt (2001).[5]

A partir de ce spectre on pourra calculer plusieurs paramètres de la houle représentatifs (on citera pour exemple T_p, T_m, et H_m).

Ces paramètres sont représentés dans le tableau suivant tiré du Chapitre 4 du Rock manuel (CETMEF, 2009).[4]

Tableau III-1les paramètres caractéristiques de la houle.

Paramètre caractéristique de la houle	Définition
Variance m_0	$m_0 = \int_{f_{min}}^{f_{max}} E(f)\,df$
Moments d'ordre n du spectre m_n	$m_n = \int_{f_{min}}^{f_{max}} f^n\,E(f)\,df$
Hauteur significative de la houle calculée à partir du spectre H_{m0}	$H_{m0} = 4\sqrt{m_0}$
Hauteur moyenne énergétique de la houle H_E	$H_E = \sqrt{8\,m_0}$
Période moyenne de la houle $T_{m01} = T_{01}$	$T_{01} = 1/f_{01} = m_0/m_1$
Période moyenne de la houle $T_{m02} = T_{02}$	$T_{02} = 1/f_{02} = \sqrt{m_0/m_2}$
Période moyenne énergétique $T_E = T_{m-1,0} = T_{-10}$	$T_E = T_{m-1,0} = T_{-10} = 1/f_{-10} = m_{-1}/m_0$

- **Cambrure et déferlement**

L'influence de la période de la houle est souvent exprimée en utilisant la **cambrure nominale** de la houle s_0, calculé à partir de la hauteur de la houle locale H (m), et de la longueur d'onde théorique de la houle au large L_0 (m), ou de la période de la houle T(s).

$$\boldsymbol{s_0 = \frac{H}{L_0} = \frac{2\pi}{g}\frac{H}{T^2}} \qquad \text{(III-1)}$$

Le paramètre le plus utile pour décrire l'action de la houle sur un talus, ainsi que certain de ses effets est le paramètre de déferlement ξ, également connu sous le nom de **nombre d'Irribaren**

$$\boldsymbol{\xi = \frac{\tan\alpha}{\sqrt{s_0}}} \text{ III-2)}$$

Où α est l'ange de talus de l'ouvrage (°).

Remarque :

Dans les différents ouvrages, plusieurs versions du paramètre de déferlement sont utilisées. La cambrure et le nombre d'Irribaren comporteront ainsi des indices indiquant quelle période et quelle hauteur de la houle ont été utilisés.

Le tableau suivant comporte la plupart des combinaisons et possibilités pour ces paramètres.[5]

Tableau III-2 les différentes utilisations de S_0 et ξ.

Indice de S0 et ξ_0	Paramètres utilisés
ξ_m et S_{0m}	Hs (s) : d'après un enregistrement de houle Tm (s) : période moyenne
ξ_p et S_{0p}	Hs (s) : d'après un enregistrement de houle Tp (s) : période de pic
$S_{m-1.0}$ et $\xi_{m-1,0}$	Hm0 (s) : à partir du spectre de la houle Tm-1,0 (s) : à partir du spectre de la houle

$S_{s-1.0}$ et $\xi_{s-1,0}$	Hs (s) : d'après un enregistrement de houle Tm-1,0 (s) : période moyenne énergétique
S_p	Hs (s) : d'après un enregistrement de houle Tp et Lp : période moyenne

- **Notion de faible profondeur d'eau :**

On parle de faible profondeur (shallow water) quand la profondeur d'eau n'est pas suffisamment importante pour que la surface da la vague ne soit affectée par la topographie du fond.

Généralement la faible profondeur d'eau répond aux critères suivants :

Si 3 $H_{s\ ouvrage} > D_p$, l'ouvrage est en faible profondeur d'eau.

Si 3 $H_{s\ ouvrage} < D_p$, l'ouvrage est en forte profondeur d'eau.

Où D_p est la profondeur en pied de l'ouvrage. [5]

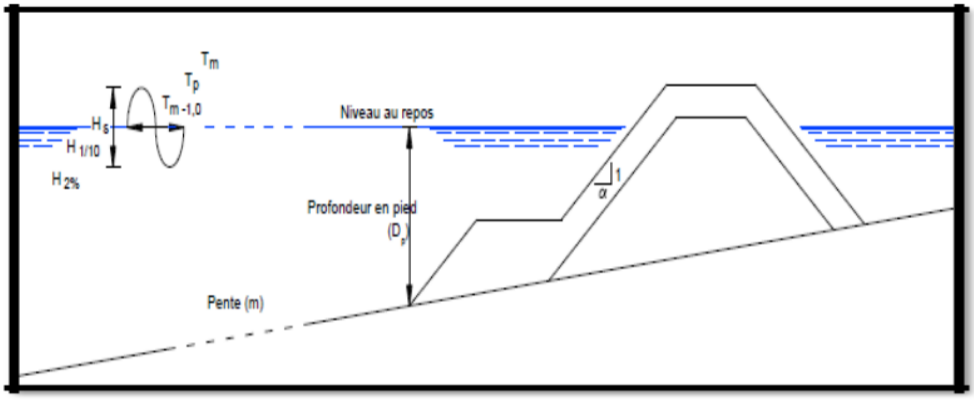


Figure III-1 Illustration aidant à la compréhension de la notion de la faible profondeur d'eau (Prevot.G EDF, 2013)

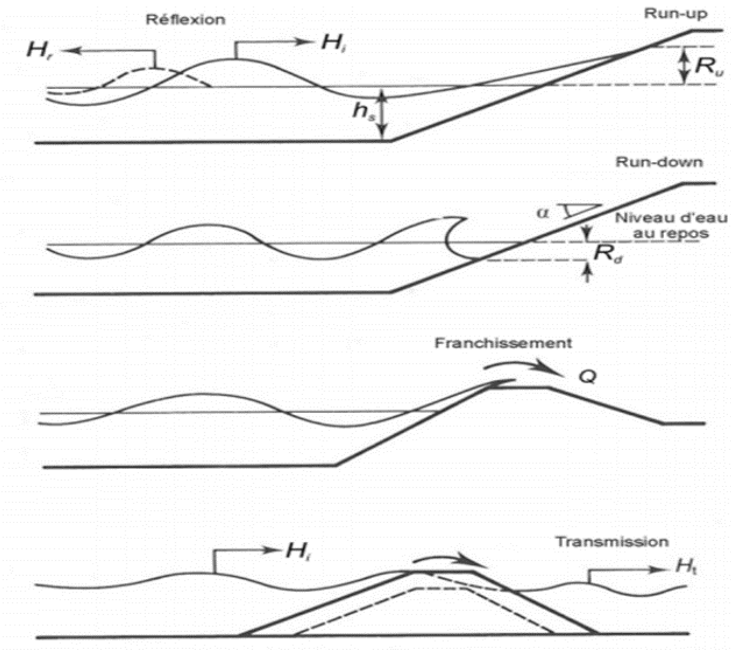


Figure III-2 Interactions liés à la houle et paramètres dimensionnant.

III.2.3 Le Run-up de la houle

III.2.3.1 Définition

Lorsque la vague arrive au contact de l'ouvrage, celle-ci va s'étendre verticalement ce qui va augmenter la surface libre par rapport à la houle incidente. La houle vient alors se déferler sur l'ouvrage ce qui va entraîner une remontée de l'eau sur ce dernier. Les niveaux maximum et minimum de remontée sont appelés respectivement **Run-up** et **Run-down** ; termes français équivalents **ascension** et **descente**.

La connaissance de ces deux paramètres est importante pour le dimensionnement de la crête de l'ouvrage : la limite supérieure de l'ouvrage définissant le degré de protection contre la houle.

Cette ascension des lames sur le talus dépend d'un certain nombre de paramètres parmi lesquels on trouve la pente et la rugosité du talus, la profondeur d'eau au pied de l'ouvrage, la hauteur de la structure au-dessus du niveau de repos et les caractéristiques de la houle incidente. L'estimation du Run-up $\mathbf{R_u}$, peut reposer sur des équations empiriques simples obtenues à partir des résultats d'essais effectuées sur des modèles physiques ou numériques d'interaction houle/ouvrage. [11]

III.2.3.2 Estimation du Run-up

III.2.3.2.1 Approche fondamentale

La plupart des concepts actuels de run-up utilisent une fonction basique, simple et linéaire du paramètre de déferlement (ξ) [5] :

$$\boldsymbol{R_{u\,2\%}/_{H_s} = A\xi + B} \quad \text{III-3)}$$

Où A et B sont des coefficients d'ajustement.

En houle aléatoire, le run-up varie en fonction de la hauteur et de la langueur d'onde de la houle. En règle générale, la forme de la distribution de probabilité des run-up n'est pas bien établie. Il est possible de considérer une distribution de Rayleigh pour le run-up (source : rock manuel, CETMEF 2009).[4]

La plupart des données disponibles sur le run-up concernant seulement les talus imperméables et essentiellement lisses. D'un autre côté, dans certains cas, les méthodes élaborées pour les talus lisses peuvent servir pour les talus rugueux en appliquant des facteurs de correction de rugosité. Ces derniers nous intéresserons du moment où notre sujet traite les talus en enrochements.

D'autres coefficients peuvent intervenir pour des situations plus complexes (houle oblique, eau peu profonde, talus à berme).

A la place de ces facteurs expérimentaux, quelque formules explicites ont été mise au point pour les conditions particulières. Selon le CETMEF, le schéma de calcul de run-up peut être résumé comme suite.[5]

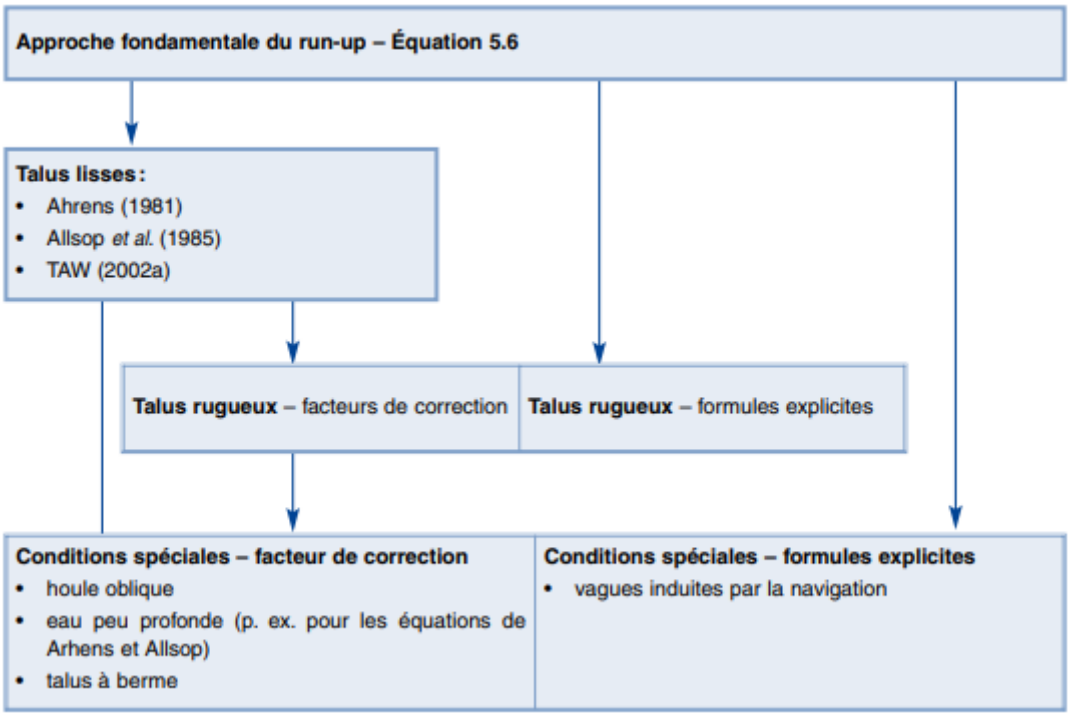


Figure III-3 Méthode de calcul du run-up de la houle (Rock Manual, CETMEF2009, chapitre 5).

III.2.3.2.2Talus lisse

En se basant sur des mesures, Ahrens (1981) a élaboré une courbe d'estimation se basant sur l'équation pour (III-3) $R_{u\,2\%}$ en utilisant le paramètre de déferlement en période de pic ξ_p définit avec les coefficients [5] :

$\xi p < 2.5$ A=1.6 et B=0

$\xi p > 2.5$ A=-0.2 et B=4.5

Allsop et al (1985) ont aussi mis au point une courbe d'estimation se basant sur l'équation (III-3). Cette courbe n'est valable que pour ξp compris entre 2.85 et 6. Les coefficients utilisés sont A=-0.21 et B=4.5 sans prendre en considération une marge de sécurité. [5]

Les courbes de prédiction d'Ahrens et Allsop peuvent prendre en considération l'influence de certains paramètres, en introduisant des facteurs de correction. Ces paramètres en question sont l'influence de bermes γ_b, la rugosité du talus γ_f, l'obliquité de la houle γ_β et le cas d'une eau peu profonde γ_h.

La formule (III-4) prend en compte ces facteurs. On en conclue qu'en eau peu profonde et une houle perpendiculaire à l'ouvrage en présence d'un talus lisse, ces facteurs sont égaux à 1.[4]

$$\frac{R_{u\,2\%}}{H_s} = \gamma_f \gamma_h \gamma_b \gamma_\beta (A\xi p + B) \qquad \text{III-4)}$$

Une courbe d'estimation a aussi vu le jour au Pays-Bas dans un rapport de TAW intitulé Technical Report on Wave Run-up and Overtopping at Dikes, (TAW, 2002a). Ce rapport utilise le paramètre de déferlement $\xi_{m-1,0}$. Cette initiative trouve son utilité dans la mesure où la période moyenne énergétique $T_{m-1,0}$ prend en considération la forme du spectre et la hauteur d'eau pour des eaux peu profondes.

Les formules du TAW pour le run-up sont exposées dans les équations (III-5) et (III-6).

$$R_{u\,2\%}/H_{m0} = A\,\gamma_b\gamma_f\gamma_\beta\,\xi m - 1,0 \qquad \text{(III-5)}$$

Pour une limite maximale pour les valeurs de ξm-1, 0 :

$$R_{u\,2\%}/H_{m0} = \gamma_f\gamma_\beta\left(B - \frac{C}{\sqrt{\xi m-1,0}}\right) \qquad \text{(III-6)}$$

Le tableau suivant présente pour chacun des coefficients A, B et C deux valeurs obtenues des calculs probabilistes et déterministes. Ces coefficients ont été obtenus par les expériences conduites par Taw (2002a).[5]

Tableau *III-3* . Les valeurs des coefficients A, B et C obtenues de calculs probabilistes et déterministes

Coefficients (équations 5 et 6)	Valeurs avec marge de sécurité (μ-σ) - calculs déterministes	Valeurs sans marge de sécurité (tendance moyenne) - calculs probabilistes
A	1.75	1.65
B	4.3	4.0
C	1.6	1.5

III.2.3.2.3Talus rugueux

Pour calculer le run-up sur les talus rugueux, il est possible d'introduire des facteurs de correction de la rugosité soit des formules explicitement calculées.

III.2.3.2.3.1 Talus rugueux- facteurs de correction

Pour estimer le run-up sur des talus imperméables, il y a moyen d'exploiter les formules propres aux talus lisses énoncées ci-dessus en appliquant un facteur de réduction, qui vient multiplier le run-up obtenu pour un talus lisse.

Les limites d'utilisation de ce facteur différent pour les formules d'Ahrens et Allsop, qui utilise l'équation (III-4) et qui ne prenne compte que pour les ξp inférieur à 4, étant donné qu'il n'y a pas de données pour des valeurs de paramètre de déferlement plus grand. Dans la méthode du TAW, qui utilise les formules (III-5)et (III-6),le coefficient de rugosité γ_f n'est applicable que pour $\gamma_b\,\xi m\text{-}1,0 < 1.8$. Pour des valeurs plus grandes, le coefficient augmente de façon linéaire jusqu'à 1 pour, $\gamma_b\,\xi m\text{-}1,0 = 10$ et reste égale à 1 pour des valeurs plus grandes.[5]

Tableau III-4 Valeurs de coefficients de réduction de rugosité γf pour les ouvrages perméables (TAW2002a) – rock manuel

Type d'ouvrage	γ_f
Béton, bitume et herbe	1.0
Enrochements appareillés	0.8-0.95
Enrochement naturel- couche unique sur une base imperméable	0.70
Enrochement naturel- deux couches sur une base imperméable	0.55

III.2.3.2.3.2 Talus rugueux-formules explicites

Plutôt que d'utiliser les facteurs de correction de rugosité, des formules explicites ont été établies à partir d'essais sur talus rugueux en enrochement avec des noyaux perméables et imperméables.

Pour la plupart des conditions de houle et des pentes d'ouvrage, un talus en enrochement dissipe bien l'énergie de la houle qu'un talus équivalent lisse ou imperméable. En règle générale, le run-un est donc réduit. Cette réduction dépend de la perméabilité de la carapace, du filtre et des sous-couches ainsi la cambrure de la houle s_0. Pour obtenir une variante à l'utilisation d'un facteur de rugosité, le run-up a été mesuré sur des talus recouverts d'enrochements naturels lors d'essais en laboratoire. [5]

L'analyse des résultats des essais effectuée par Van Der Meer et Stam (1992) a permis de déterminer des formules d'estimation (équations III-7 et III-8) pour des talus à carapace en enrochement naturel avec un noyau imperméable caractérise par un coefficient de perméabilité nominale **P**=0.1. [5]

$$\boldsymbol{R_{un\,\%}/H_s = a\,\xi_m} \quad \text{(III-7)} \quad \text{Pour } \xi_m \leq 1.5$$

$$\boldsymbol{R_{un\,\%}/H_s = b\,\xi_m{}^{c}} \quad \text{(III-8)} \quad \text{Pour } \xi_m > 1.5$$

Le run-up pour des ouvrages perméables (P>0.4) est limité à un maximum, donné par l'équation (III-9) [5] :

$$\boldsymbol{R_{un\,\%}/H_s = d} \qquad \text{III-9)}$$

Les valeurs des coefficients a , b, c et d des équations **(III-7,8,9)** ont été déterminées pour différents niveaux de dépassement du run-up. Elles sont présentées au tableau ci-dessous. La dispersion expérimentale d est de l'ordre de 0.07. [5]

Tableau III-5 coefficient des équations III-7,8,9

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

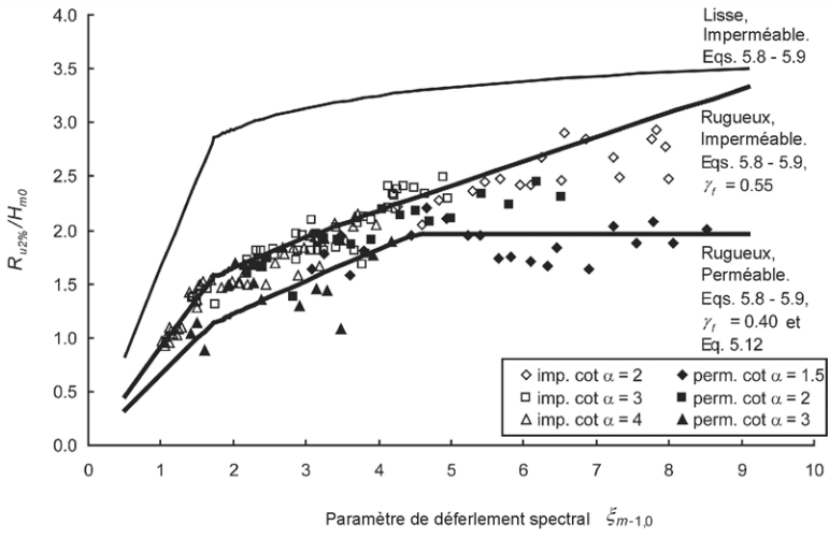


Figure III-4 Run-up relatif sur des talus en enrochement en fonction de la perméabilité du noyau, déterminé à l'aide du paramètre de déferlement calculé à partir des valeurs spectrales de la houle ξm-1,0 et des équation *(III*-5,6,7,8,9)

III.2.3.2.4Conditions particulières

Les effets de la houle oblique, de l'eau peu profonde, des talus à berme et des vagues induites par la navigation doivent être prise en compte pour le calcul du run-up.

III.2.3.2.4.1 Houle oblique

En cas de houle oblique, l'angle d'incidence de la houle β, est défini comme l'angle formé par la direction de propagation de la houle et l'axe perpendiculaire de l'ouvrage (pour une houle normale, β=0°).

La plupart de recherches effectuées sur l'influence de l'incidence de la houle concerne des cas de houle longue qui n'a pas une distribution directionnelle. Toutefois, dans la nature, la houle est courte (seule la houle océanique peut être considérer comme longue), ce qui signifie que les crêtes des vagues ont une longueur finie et que la houle a une direction d'incidence moyenne. Cette dispersion directionnelle de la houle courte affecte le run-up et les franchissements.[5]

Les conclusions concernant la prise en compte de la houle oblique dans le calcul de run-up applicables à toutes les méthodes présentées sont les suivantes [5] :

- Le run-up de la houle courte est maximale pour une incidence normale de la houle.
- Le coefficient de réduction du run-up pour des angles d'incidence importants de la houle courte n'est pas inférieur à 0.8 par rapport à un angle d'incidence nul.

L'équation (III-10) donne le facteur de correction γ_β pour les différentes méthodes de calcul du run-up d'une houle courte oblique :

$$\boldsymbol{\gamma_\beta = 1 - 0.0022|\beta|} \qquad \text{Pour } 0° \leq \beta \leq 80° \qquad \text{III-10)}$$

III.2.3.2.4.2 Eau peu profonde

En eau peu profonde, généralement définie par $h/H_{s\text{-en pied}} < 3$, où h est la profondeur d'eau au pied de l'ouvrage (m), la distribution des hauteurs de la houle et le spectre énergétique de la houle changent. L'influence de changement de distribution de la hauteur des vagues sur le run-up peut être exprimée par un coefficient de réduction de profondeur γ_h, calculé à partir de $H_{2\%}$ et H_s au pied de l'ouvrage selon l'équation (III-11) [5] :

$$\gamma_h = ({}^{H_{2\%}}/_{H_s}) / 1.4 \qquad \text{(III-11)}$$

La valeur de coefficient de réduction de profondeur γ_h=1 en eau profonde pour un $h/H_{s\text{-en pied}} \geq 4$

III.2.3.2.4.3 Talus à berme

Le TAW (2002a) propose une méthode pour prendre en compte l'influence des talus à berme sur le run-up (et le franchissement) de la houle. Cette méthode est divisée en deux étapes [5] :

1. Calcul de l'angle de talus représentatif α, afin de déterminer le paramètre de déferlement ξ.
2. Calcul de facteur de correction en présence d'une berme γ_b.

La figure (III-5) et l'équation (III-12) ci-dessous montrent comment obtenir l'angle de talus représentatif α, qui est utilisé dans le calcul de paramètre de déferlement et le run up.

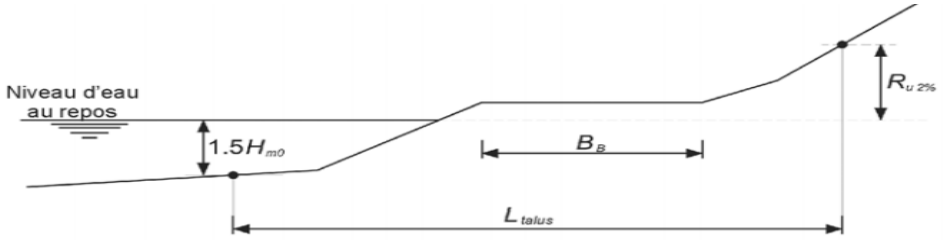


Figure III-5 Définition d'un angle de talus représentatif, désigné par tanα

$$\tan\alpha = {}^{(1.5H_{m0} + R_{u\,2\%})}/_{(L_{talus} - B_B)} \qquad \text{III-12)}$$

Pour le $R_{u\,2\%}$ qui est inconnu à ce stade, cette valeur doit être déterminée à l'aide d'une approche itérative. La procédure standard est de commencer par une valeur de $R_{u\,2\%}$ égale à $1.5H_{m0}$ ou $2H_{m0}$. Après avoir déterminé le paramètre de déferlement ξ, on peut déterminer le facteur de correction en présence d'une berme par la méthode propose par le TAW (2002a). Ce facteur de correction est composé de deux coefficients, l'un pour l'influence de la largeur de la berme K_b et l'autre pour la position du milieu de la berme par rapport au niveau de l'eau au repos K_h.[5]

$$\gamma_b = 1 - k_b(1 - k_h) \quad \text{Avec } 0.6 \leq \gamma_b \leq 1 \quad \text{(III-13)}$$

Cette méthode est valable pour les bermes dont la largeur reste inférieure au quart de la longueur d'onde de la houle au large L_0 et pour le calcul de l'influence des bermes dont la pente est inférieure à 15/1. Pour et les bermes inclinées dans cet ordre de grandeur doivent être définis comme équivalente à une berme horizontale ($B_{aprés}$= B_B), tel que présenté dans la figure (III-6) et l'équation (III-14).[5]

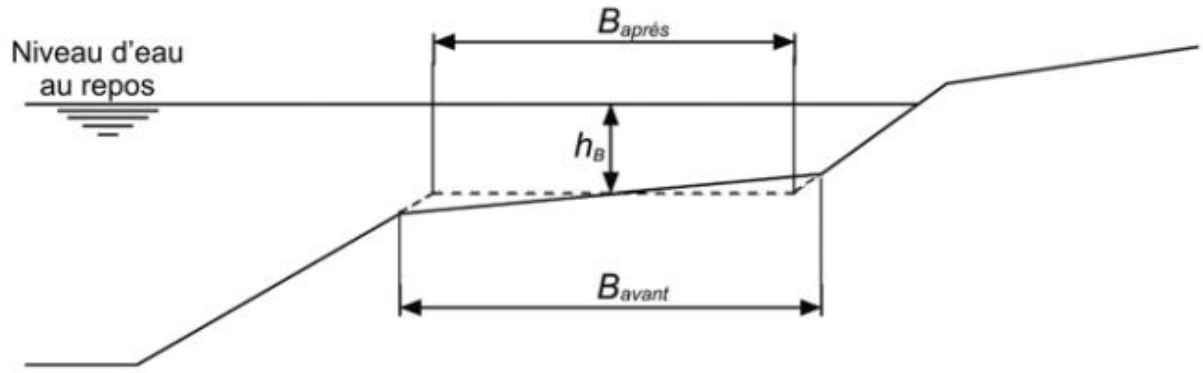


Figure III-6 Définition de la largeur de berme B utilisé dans l'équation 14 et de la hauteur d'eau au-dessus de la berme h_b

Si la pente de la berme est supérieure à 15/1, il est suggéré de calculer le run-up (et le franchissement) de la houle par interpolation entre la berme la plus raide (15/1) et un talus régulier (8/1), ou par interpolation entre les résultats pour une berme la plus longue possible (L0/4) et les résultats prenant en compte une eau peu profonde.[5]

Le facteur d'influence de la largeur de berme K_b est calculé à l'aide de l'équation (III-14), la longueur de la berme L_{berme} est montré dans la figure (III-7).[5]

$$k_b = 1 - \frac{2H_{m0}/L_{berme}}{2H_{m0}/(L_{berme}-B_B)} = \frac{B_B}{L_{berme}} \qquad \text{(III-14)}$$

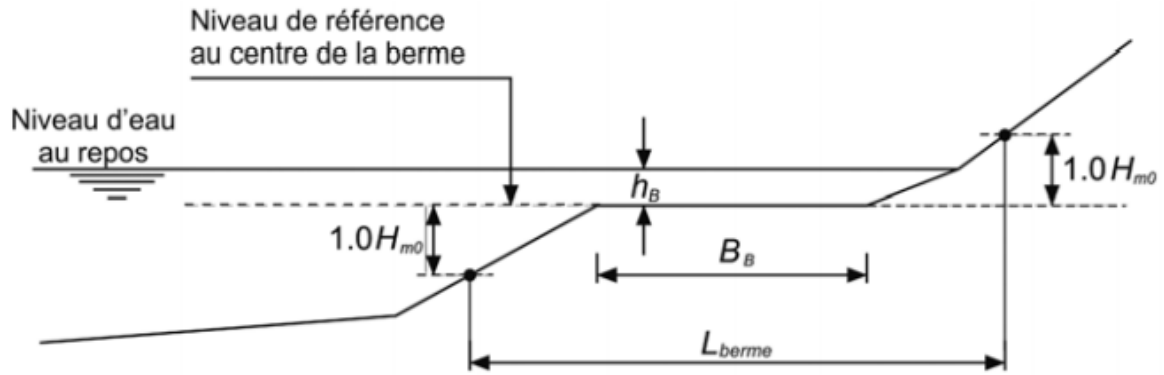


Figure III-7 Talus à berme

Avec l'approche du TAW (2002a), une berme positionnée au niveau de l'eau au repos est particulièrement efficace. L'influence de la berme disparait lorsqu'elle située au-dessus du run-up $R_{u2\%}$, ou lorsqu'elle se trouve à plus de $2H_{m0}$ en dessous de niveau de l'eau au repos. L'influence de la position de la berme peut être déterminée au moyen d'une fonction cosinus donnée en radians, par l'équation (III-15) [5] :

$$k_h = 0.5 - 0.5\cos(\pi\frac{h_b}{x}) \qquad \text{(III-15)}$$

Où :

X= $R_{u\,2\%}$ si la berme est au-dessus du niveau de l'eau au repos, $0 < h_b < R_{u\,2\%}$;

X= $2H_{m0}$ si la berme est en dessous du niveau de l'eau au repos, $0 \leq h_b < 2H_{m0}$;

K_h=1 si la berme est en dehors de la zone d'influence, soit $h_b \geq -R_{u2\%}$ ou $h_b \geq 2H_{m0}$;

Dans le cas où une berme se trouve au-dessus du niveau de l'eau au repos, il faut adopter une approche itérative pour le calcul de la valeur finale de run-up, étant donné que ce paramètre fait partie de l'équation (III-13), à travers l'équation *(III-15)* pour déterminer le coefficient de réduction en présence d'une berme γ_b.

III.2.3.2.4.4 Vague induite pat la navigation

L'ensemble des relations empiriques suivantes a été élaboré pour le run-up des vagues induites par la navigation. Les formules ont été calibrées pour des navires traditionnels circulants sur les voies navigables intérieurs néerlandaises et doivent être considérées comme spécifiques à ce cas particulier (voir AIPCN1987). Des paramètres pour les vagues induites par la navigation similaires à ceux de la houle soulevée par le vent ont été utilisés. Le run-up des vagues induites par la navigation R_u' est exprimé en fonction du paramètre de déferlement ξ par les équations suivantes [5] :

$$\boldsymbol{R'_u/_H = \xi} \qquad \text{Pour } \xi \leq 2.6 \quad \text{III-16)}$$

$$\boldsymbol{R'_u/_H = 6.5 - 1.5\xi} \quad \text{Pour } 2.6 < \xi < 3 \qquad \text{(III-17)}$$

$$\boldsymbol{R'_u/_H = 2} \quad \text{Pour } \xi > 3 \quad \text{(III-18)}$$

Où $\boldsymbol{\xi = \frac{\tan\alpha}{\sqrt{H_i/_{L_i}}}}$ et L_i est la longueur d'onde (m).

Etant donné le caractère spécifique des formules ci-dessus, leur fiabilité pour un cas arbitraire peut être limitée.

Le run-up est maximale pour les crêtes d'interférences ou les ondes secondaires induites par la navigation avec angle d'incidence β. Il peut être estimé à l'aide de l'équation suivante [5] :

$$\boldsymbol{R'_u/_H = 2\xi\sqrt{cos\,\beta}} \qquad \text{(III-19)}$$

Cette équation est valable pour les talus lisse de pente constante. Ainsi, pour obtenir le run-up réel, il faut multiplier par un coefficient de correction de rugosité γ_f et le cas échéant par un coefficient de réduction en présence d'une berme γ_b.

III.2.4 Le franchissement

III.2.4.1 Définition

Si les niveaux extremums de Run-up dépassent le niveau de crête, l'ouvrage va être franchi. Ceci peut se produire pour un nombre relativement faible de vague pendant la tempête de dimensionnement et un faible taux de franchissement peut souvent être accepté sans que cela n'entraîne de graves conséquences pour l'ouvrage ou pour la zone protégée. Lors de la conception d'un ouvrage hydraulique, le franchissement sert souvent à déterminer le niveau de crête et la géométrie de la section en garantissant que le débit franchissant moyen spécifique **Q** (m^3/s par mètre linéaire de crête), reste inférieur à des limites acceptables dans les conditions de dimensionnement. On utilise également souvent le volume franchissant maximum $\mathbf{V_{max}}$ (m^3 par mètre linéaire) comme paramètre de dimensionnement.[5]

Tableau III-6 valeurs des débits franchissant moyen- source Rock Manual

	Débit franchissant moyen Q (m^3/s par m)
Digue à talus	
Aucun dégât	$Q< 2.10^{-3}$
Dégâts si la crête n'est pas protégée	$2.10^{-3}<Q<0.02$
Dégâts si le talus arrière n'est pas protégé	$0.02<Q<0.05$
Dégâts même si la protection est complète	$Q>0.05$
Revêtement de haut de plage, protection de terre-plein	
Aucun dégât	$Q<0.05$
Dégâts si l'arase n'est pas protégée	$0.05<Q<0.2$
Dégâts même si l'arase est protégée	$Q>0.2$

III.2.4.2 Estimation de franchissement

III.2.4.2.1Approche fondamentale

Les méthodes de calcul du franchissement de la houle reposent généralement sur des formules de type exponentiel dans lesquelles le débit franchissant spécifique moyen Q (m^3/s par m) est donné par l'équation suivante [5] :

$$\boldsymbol{Q = A\, exp(B\, R_c)} \qquad \text{III-20)}$$

Dans cette équation, les coefficients A et B dépendent selon la méthode utilisée, de paramètres qui se rapportent à l'ouvrage, tel que l'angle de talus, la largeur de la berme…etc.

Comme pour le run-up de la houle, il existe différentes méthodes pour prédire le franchissement en fonction de type d'ouvrage hydraulique (la rugosité, la perméabilité…etc.). Il est également possible de prendre en compte des situations plus complexes telle qu'une houle oblique, une eau peu profonde ou une berme dans le talus, soit en utilisant des facteurs de correction soit par le biais des formules explicites.

Les méthodes principalement utilisé pour le calcul du franchissement sont liées comme indique la figure ci-dessous [5]:

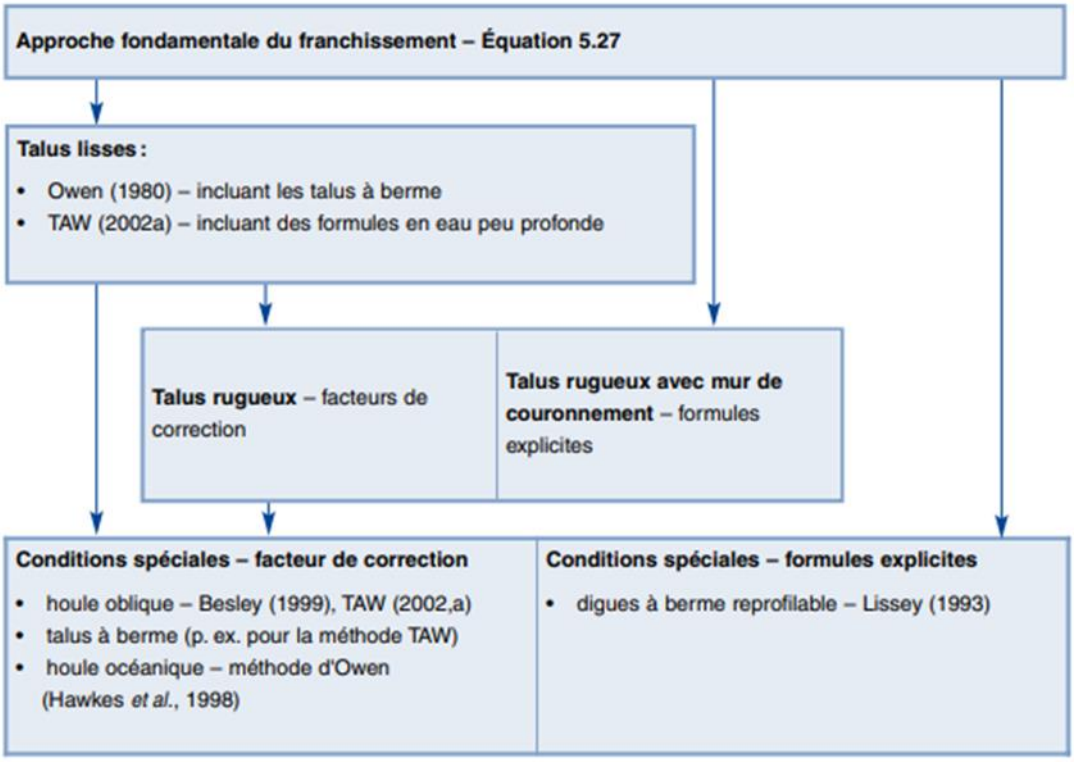


Figure III-8 Méthode de calcul de franchissement de la houle- Rock manuel- chapitre5

III.2.4.2.2Talus lisses

Pour calculer le franchissement de talus lisses et imperméables, deux méthodes d'estimation ont été exposé : la méthode proposée par Owen (1980) et la méthode de Van Der Meer exposés dans le rapport du TAW (2002a). La principale différence entre ces deux méthodes réside dans le domaine de validité relatif à la cambrure de la houle et le paramètre de déferlement.

III.2.4.2.2.1 Méthode d'Owen (1980)

Pour calculer le débit franchissant sur le temps pour un talus lisse, la revanche adimensionnelle R* et le débit franchissant adimensionnel Q* ont été déterminés par Owen grâce aux équations [5] :

$$R* = \frac{R_c}{T_m\sqrt{gH_s}} = \frac{R_c}{H_s\sqrt{s_{0m}/2\pi}} \quad \text{(III-21)}$$

$$Q* = \frac{q}{T_m g H_s} \quad \text{(III-22)}$$

Où R_c représente la revanche c'est-à-dire la hauteur de la crête par rapport au niveau de l'eau au repos (m), s_{0m} est la cambrure nominale de la houle et q le débit franchissant spécifique moyen (m^3/s par m).

L'équation suivante donne la relation entre les paramètres adimensionnels définis dans les équations précédente [5] :

$$Q* = a\,exp(-bR*/\gamma_f) \quad \text{(III-23)}$$

Où a et b sont des coefficients calculés de manière empirique qui dépendent de la section de l'ouvrage et γ_f est un facteur de correction de rugosité, similaire à celui utilisé pour le calcul du run-up de la houle.

L'influence d'une berme et d'une houle oblique n'est prise en compte en utilisant un facteur de correction comme cela est le cas pour le run-up. L'introduction d'un facteur de correction $\gamma_f \leq 1$, implique dans la pratique une réduction de la revanche requise R_c. Pour les talus lisses soumis à une incidence normale de houle et en eau profonde le facteur de correction γ_f est égale à 1.[5]

Les valeurs de a et b à utiliser dans l'équation (III-23) [5] :

Tableau III-7 valeur des coefficients a et b dans l'équation III-23 pour les talus lisses et de pente constante.

Pente	a	B
1/1	$7.94 .10^{-3}$	20.1
3/2	$8.84 .10^{-3}$	19.9
2/1	$9.39 .10^{-3}$	21.6
5/2	$1.03 .10^{-2}$	24.5
3/1	$1.09 .10^{-2}$	28.7
7/2	$1.12 .10^{-2}$	38.1
4/1	$1.16 .10^{-2}$	41.0
9/2	$1.20 .10^{-2}$	47.7
5/1	$1.31 .10^{-2}$	55.6
6/1 *	$1.0 .10^{-2}$	65
8/1 *	$1.0 .10^{-2}$	86
10/1 *	$1.0 .10^{-2}$	108
15/1 *	$1.0 .10^{-2}$	162

Note : les valeurs signalées par * présentent un degré d'incertitude supérieure à celui des autres. Le Fur et al (2005).

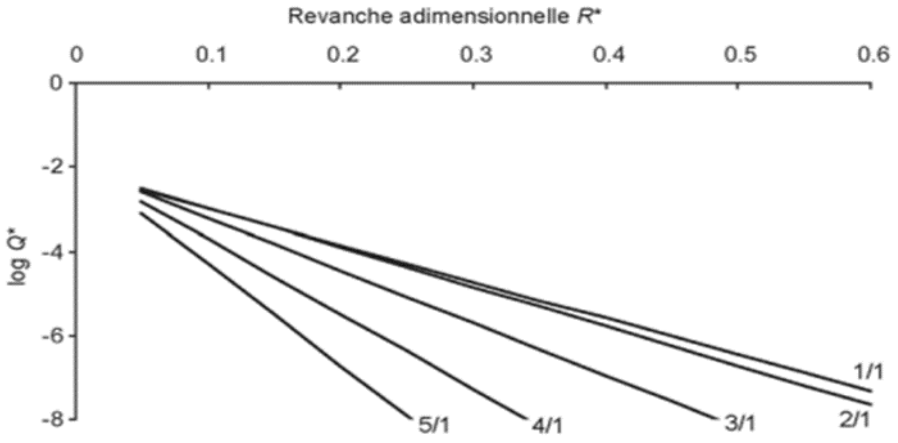


Figure III-9 Débits franchissant pour des talus lisses et de pente constante en fonction de Q* et R*.

Pour les talus lisses à berme, le tableau présente les valeurs correspondantes de a et de b pour une série de combinaisons de pentes, de hauteurs d'eau au-dessus de la berme h_B et de la largeur de la berme B_B. [5]

Tableau III-8 valeurs des coefficients a et b pour les talus lisses à bermes

Pente	h_B	B_b	a	b
1/1	-4.0	10	$6.40.10^{-3}$	19.50
2/1			$9.11.10^{-3}$	21.50
4/1			$1.45.10^{-2}$	41.10
1/1	-2.0	5	$3.40.10^{-3}$	16.52
2/1			$9.80.10^{-3}$	23.98
4/1			$1.59.10^{-3}$	46.63
1/1	-2.0	10	$1.63.10^{-3}$	14.85
2/1			$2.14.10^{-3}$	18.03
4/1			$3.93.10^{-3}$	41.92
1/1	-2.0	20	$8.80.10^{-4}$	14.76
2/1			$2.00.10^{-3}$	24.81
4/1			$8.50.10^{-3}$	50.40
1/1	-2.0	40	$3.80.10^{-4}$	22.65
2/1			$5.0.10^{-4}$	25.93
4/1			$4.70.10^{-3}$	51.23
1/1	-2.0	80	$2.40.10^{-4}$	25.90
2/1			$3.80.10^{-4}$	25.76
4/1			$8.80.10^{-3}$	58.24

Pente	h_b	B_b	a	B
1/1	-1.0	5	$1.55.10^{-2}$	32.68
2/1			$1.90.10^{-2}$	37.27
4/1			$5.0.10^{-2}$	70.32
1/1	-1.0	10	$9.25.10^{-3}$	38.90
2/1			$3.39.10^{-2}$	53.30
4/1			$3.03.10^{-2}$	79.60
1/1	-1.0	20	$7.50.10^{-3}$	45.61
2/1			$3.40.10^{-3}$	49.79
4/1			$3.90.10^{-3}$	61.57
1/1	-1.0	40	$1.20.10^{-3}$	49.30
2/1			$2.35.10^{-3}$	56.18
4/1			$1.45.10^{-4}$	63.43
1/1	-1.0	80	$4.10.10^{-5}$	51.41
2/1			$6.60.10^{-5}$	66.54
4/1			$5.40.10^{-5}$	71.59
1/1	0.0	10	$8.25.10^{-3}$	40.94
2/1			$1.78.10^{-2}$	52.80
4/1			$1.13.10^{-2}$	68.66

- **Condition de houle océanique :**

La méthode d'Owen a été développée à partir d'une houle dont la cambrure était typique de celle occasionnée par une tempête, soit $0.035<s_{0m}<0.055$. Hawkes et al (1998) ont découvert que la méthode d'Owen ne pouvait pas être appliquée à la houle océanique car elle tend à surestimer de manière significative les débits lorsque la cambrure appliquée à la houle est faible. Il a donc suggéré de corriger ce phénomène en introduisant un facteur d'ajustement F, basé sur le paramètre de déferlement. [5]

$$q_{houle\ océanique} = q_{Owen}\, F \quad \text{(III-24)}$$

Tableau III-9 . Facteur d'ajustement dans des conditions de faible cambrure de houle.

Intervalle du paramètre de déferlement	Facteur d'ajustement F
$0.0 < \xi_m \leq 2.5$	1.0
$2.5 < \xi_m \leq 3.0$	0.3
$3.0 < \xi_m \leq 4.3$	0.2
$\xi_m > 4.3$	0.1

III.2.4.2.2.2 Méthode du TAW

Dans le rapport du TAW (2002a), le franchissement est exprimé par deux formules développées par Van Der Meer : l'une pour les vagues déferlantes **($\gamma_b\ \xi_{m-1.0} < \approx 2$),** pour lesquelles le franchissement de la houle augmente avec l'accroissement du paramètre de déferlement, et l'autre pour les vagues non-déferlantes **($\gamma_b\ \xi_{m-1.0} > \approx 2$),** pour lesquelles le franchissement maximal est atteint. Les relations complètes entre le débit franchissant spécifique moyen adimensionnel q (m^3/s par m) et les paramètres hydrauliques et structurels dimensionnant sont donnée aux équations [5] :

- Pour la houle déferlante ($\gamma_b \xi_{m-1.0} <\approx 2$) :

$$\frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = \frac{A}{\sqrt{\tan\alpha}}\gamma_b\xi_{m-1.0}\, exp\left(-B\frac{R_c}{H_{m0}}\frac{1}{\xi_{m-1.0}\gamma_b\gamma_f\gamma_\beta}\right) \qquad \text{(III-25)}$$

- Pour une houle non-déferlante ($\gamma b\ \xi m\text{-}1.0 >\approx 2$) :

$$\frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = C\, exp(-D\frac{R_c}{H_{m0}}\frac{1}{\gamma_f\gamma_\beta}) \qquad \text{(III-26)}$$

Où γ_b, γ_f et γ_β sont des facteurs de correction pour prendre en compte la présence d'une berme, la rugosité du talus et de l'angle d'incidence de la houle, et $\xi m\text{-}1.0$ est le paramètre de déferlement local calculé à partir de la hauteur significative spectrale H_{m0} et de la période énergétique moyenne $T_{m-1.0}$.

De la même manière que pour la méthode de calcul du run-up par le TAW, les valeurs des coefficients A, B, C et D des équations ont été calculés, ils représentent la tendance moyenne de la totalité des données utilisées dans les calculs probabilistes et les calculs déterministes avec une marge de sécurité.[5]

Tableau III-10 valeurs des coefficients A, B, C et D dans les équations (III-25, III-26)

Coefficients	Valeurs avec marge de sécurité (μ-σ) - calculs déterministes	Valeurs sans marge de sécurité – tendance moyenne/ calculs probabiliste
A	0.067	0.067
B	4.30	4.75
C	0.20	0.20
D	2.30	2.60

- **Eau peu profonde :**

Le TAW (2002a) propose une formule distincte pour estimer le franchissement en eau peu ou très profonde, car ces conditions peuvent induire des valeurs importantes du paramètre de déferlement pour lesquelles le franchissement de la houle sera supérieur à celui qui a été calculé aux moyens des équations. La formule du franchissement de la houle en eau peu ou très profonds, avec $\xi_{m-1,0} > 7$, est donnée par l'équation [5] et [7] :

$$\frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = 0.21\, exp(\frac{-R_c}{\gamma_f\gamma_\beta H_{m0}(0.33+0.022\,\xi_{m-1,0})}) \qquad \text{(III-27)}$$

III.2.4.2.3 Talus rugueux avec noyau imperméable- facteur de correction

Dans le cas de talus rugueux imperméables, la méthode d'Owen (1980) et celle de TAW (2002a) pour les talus lisses peuvent toute deux être utilisées pour calculer le franchissement, en y intégrant des facteurs de correction tenant compte de la rugosité de talus. Des valeurs légèrement différentes ont été rapportées pour le coefficient de correction de rugosité γ_f, par Besley (1999) et par le TAW (2002a), pour les méthodes d'Owen et TAW respectivement. Les valeurs du coefficient de rugosité ont été calculées à l'origine pour des talus simples, mais elles peuvent également être appliquées de façon sécuritaire à la méthode d'Owen portant sur les talus à berme.[5]

Tableau III-11 Valeurs du coefficient de correction de rugosité ɣf, selon Besley (1999) et TAW (2002a).

Type d'ouvrage	ɣf selon la méthode d'Owen	Type d'ouvrage	ɣf selon la méthode de TAW
Béton ou bitume lisse	1.0	Béton, bitume et herbe	1.0
Enrochements appareillés	0.95	Enrochements appareillés	0.80-0.95
Enrochement naturel- couche unique sur une base imperméable	0.80	Enrochement naturel- couche unique sur une base imperméable	0.70
Enrochement naturel- couche unique sur une base perméable	0.55-0.60	Enrochement naturel- deux couches sur une base imperméable	0.55
Enrochement naturel- deux couches	0.50-0.55		

III.2.4.2.4Talus rugueux avec noyaux perméables

Pour estimer le franchissement des ouvrages perméables, des essais ont été entrepris afin de calculer les coefficients de rugosité pour l'enrochement naturel et pour divers enrochements artificiels sur des talus perméables (Pearson et al 2004).[5]

Les résultats représentés dans le tableau ci-dessous, ont été obtenus à partir d'essais effectués sur des modèles de talus de pente 3/2, 2/1 et 3/1 et ils sont applicables à la méthode du TAW. [5]

Tableau III-12 . Valeurs du coefficient de réduction de rugosité ɣf pour les ouvrages perméable (Pearson et al 2004).

Type d'enrochement ou d'ouvrage	Nombre de couche	γ_f pour la méthode du TAW
Enrochement naturel	2	0.40
Cube	2	0.47
Cube	1	0.50
Cube Antifer	2	0.47
HARO	2	0.47
Tétrapode	2	0.38
Dolos	2	0.43
ACCROPODE	1	0.46
CORE-LOC	1	0.44
Xbloc	1	0.45
Digue à berme	2	0.40
Digue à berme islandaise	2	0.35
Seabee	1	0.50
Shed	1	0.50

III.2.4.2.5Talus rugueux avec mur de couronnement

Il est souvent impossible de construire un talus à carapace sans ouvrage de crête ou mur de couronnement destiné à retenir la carapace, ce qui peut à son tour modifier les résultats de franchissement. Bradbury et al (1988) ont développé des formules explicites pour estimer le débit de franchissement. Pour affiner l'ajustement, ils ont réexaminé le paramètre d'Owen R* qui a été remplacé par F*, au moyen de l'équation suivante [5] :

$$\boldsymbol{F* = R * (Rc/H_s) = (Rc/H_s)^2\sqrt{s_{m0}/2\pi}} \qquad \text{(III-28)}$$

Le débit franchissant peut-être estimé en utilisant l'équation : $Q^* = a\,(F^*)^{-b}$ III-29)

Le tableau suivant donne les valeurs des coefficients a et b de l'équation suivante pour les coupes présentées dans la figure.[5]

Tableau III-13 valeurs de coefficient a et b dans l'équation III-29 pour les coupes de la figure III-10

Profil	Pente	A	B
A	2/1	$3.7\ 10^{-10}$	2.92
B	2/1	$1.3\ 10^{-9}$	3.82

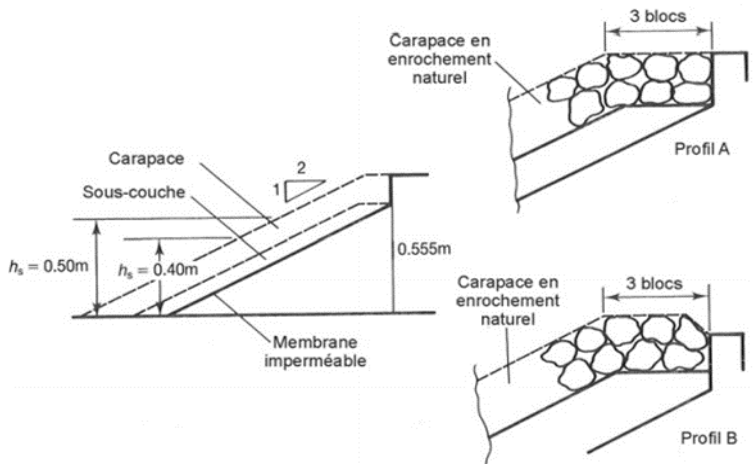


Figure III-10 ouvrages en enrochement avec mur de couronnement peu élevé franchis par la houle.

Bien que les études se basent sur la géométrie d'ouvrages légèrement différentes, Aminti et Franco (1989), d'après les essais de Bradbury et al (1988) ont servi à déterminer les valeurs des coefficients a et b utilisés dans l'équation pour les coupes présentées à la figure III-11.[5]

Tableau III-14 coefficient a et b pour l'équation III-29 pour les profils de la figure III-11

Profil	Pente	B_a/H_s	a	B
Ai	2/1	1.10	$1.7\ 10^{-8}$	2.41
		1.85	$1.8\ 10^{-7}$	2.30
		2.60	$2.3\ 10^{-8}$	2.68
Aii	4/3	1.10	$5.0\ 10^{-8}$	3.10
		1.85	$6.8\ 10^{-8}$	2.65
		2.60	$3.1\ 10^{-8}$	2.69
B	2/1	0.79-1.70	$1.6\ 10^{-9}$	3.18
C	2/1	0.79-1.10	$5.3\ 10^{-9}$	3.51

D	2/1	1.60-3.30	$1.0\ 10^{-9}$	2.82

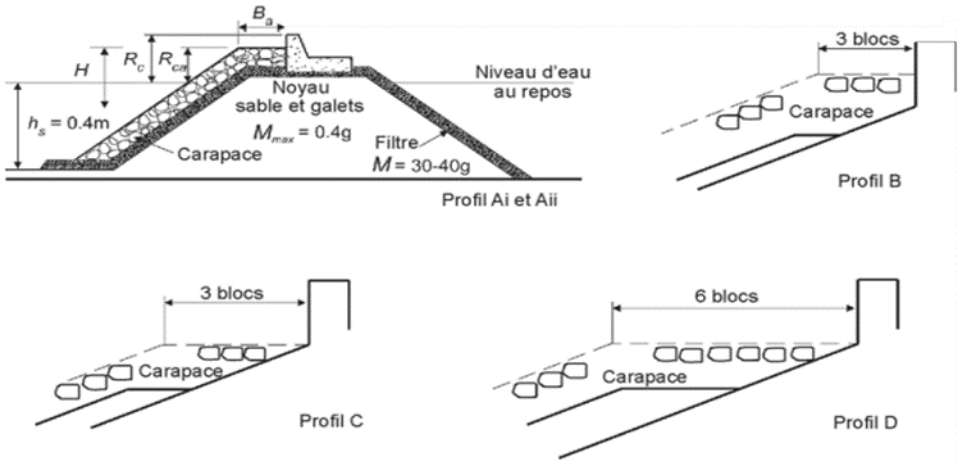


Figure III-11 profils testés par Aminti et Franco (1989) et Bradbury et al (1988).

III.2.4.2.6Conditions particulières

III.2.4.2.6.1 Houle oblique

L'influence de l'incidence de la houle sur les débits franchissant diffère légèrement de celle sur le run-up. Deux méthodes différentes de calcul du coefficient de réduction en présence de la houle oblique ont été proposées par Owen et Taw.[5]

- **Méthode d'Owen :**

– Pour talus de pente constante :

$$\frac{q_\beta}{q} = \mathbf{1 - 0.000152\beta^2} \qquad \text{Pour } 0° \leq |\beta| \leq 60° \qquad \text{(III-30)}$$

– Pour talus à berme :

$$\frac{q_\beta}{q} = \mathbf{1.99 - 1.93}\sqrt{(\frac{\mathbf{60-|\beta|}}{\mathbf{69.8}})^2} \qquad \text{Pour } 0° \leq |\beta| \leq 60° \qquad \text{(III-31)}$$

Où q est le débit franchissant spécifique moyen (m^3/s par m) et q_β est le débit franchissant en houle oblique (m^3/s par m).

- **Méthode du TAW :**

Le coefficient de réduction en présence d'une houle oblique est donné par :

$$\gamma_f = 1 - 0.0033|\beta| \qquad \textit{Pour } 0° \leq |\beta| \leq 80° \qquad \textit{III-32)}$$

III.2.4.2.6.2 Talus à berme :

Pour inclure les talus à berme dans la méthode de calcul de franchissement donnée par le TAW (2002a), il est possible d'utiliser la même méthode que celle qui a été présenté pour le calcul de run-up.

Pour la méthode d'Owen, des valeurs particulières des coefficients a et b ont été calculés pour les talus lisses à berme. Ces valeurs sont données au tableau III-8.[5]

III.2.4.2.6.3 Digues à bermes reprofilables

Lissev (1993) a mesuré le débit franchissant moyenne sur le temps sur une digue à berme reprofilable et en a déduit [5] :

$$q/\sqrt{gH_s^3} = 1.5\, exp\left(-2.1\frac{Rc}{H_s}\right) \qquad \text{(III-33)}$$

III.2.5 Transmission

III.2.5.1 Définition

Les digues dont la crête est relativement basse peuvent être franchies avec suffisamment de sévérité pour que cela donne naissance à une houle derrière l'ouvrage. Si la digue est construite avec des matériaux perméables, de longue période de houle peuvent entraîner la transmission de l'énergie de la houle à travers l'ouvrage. La quantification de la transmission de la houle est importante lors de la conception de digues à crête abaissée, destiné à protéger les plages ou le littoral, et lors de la conception des digues portuaires, pour lesquelles la transmission de la houle pourrait causer des mouvements de navires.

Les résultats de la transmission sont exprimés par le coefficient C_t, d'où il est défini comme étant le rapport entre la hauteur de la houle transmise H_t et la hauteur de la houle incidente H_i, ou en termes d'énergies de la houle incidente E_i et de la houle transmise E_t.[5]

$$C_t = \frac{H_t}{H_i} = \sqrt{\frac{E_t}{E_i}} \qquad \text{(III-34)}$$

Où E est l'énergie totale moyenne de la houle par unité de surface (J/m^2), égale à $^1/_8\,\rho_w g H^2$(en houle régulière), où ρ_w est la masse volumique de l'eau (kg/m^3).

La transmission des digues portuaires continues à crête abaissée dépend de la géométrie de l'ouvrage, principalement de la revanche de la crête **R_c**, de la largeur de la crête B et de la hauteur d'eau h, mais également de la perméabilité P et des conditions de houle, principalement la période de la houle, habituellement incluse dans le paramètre de déferlement ξ.

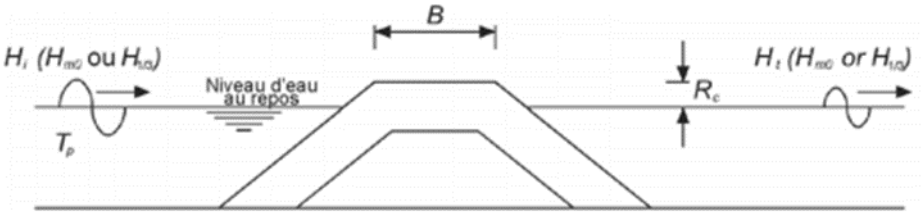


Figure III-12 coupe transversale illustrant les paramètres qui influent la transmission de la houle.

III.2.5.2 Méthode d'estimation

Une méthode d'estimation a été déduite par le guide (CUR/CIRIA, 1999) d'après les analyses des différents résultats d'essais sur la transmission de la houle selon les équations suivantes, qui reliait la revanche de la crête Rc/ H_s au coefficient de transmission C_t.

$$-2.00 \le R_c/H_s \le -1.13 \quad C_t = 0.80 \qquad \text{(III-35)}$$

$$-1.13 \le R_c/H_s \le -1.2 \quad C_t = 0.46 - 0.3R_c/H_s \qquad \text{(III-36)}$$

$-102 \leq R_c/H_s \leq 2.0$ $C_t = 0.10$ (III-37)

III.2.5.2.1Faible houle et revanche relativement grande

Pour les petites vagues (faibles valeurs de H_s/D_n) et les revanches positives relativement grandes ($Rc/H_s > 1$), Ahrens (1987) a proposé une relation calculée à partir d'essais en laboratoire sur des digues-récifs dans ce type de condition.[5]

$$C_t = 1/(1 + X^{0.592}) \qquad Pour\ R_c/H_s > 1 \quad \text{(III-38)}$$

Où $X = \frac{H_s}{L_p}\frac{A_t}{D_{n50}^2}$ tel que, A_t = surface libre de la section (m^2), L_p= la longueur d'onde de la houle locale, déterminée à partir de la période de pic (m) et D_{n50}= diamètre nominal médian de l'enrochement.

III.2.5.2.2Ouvrages lisses à crête abaissée

Pour les ouvrages lisses à crête abaissée, une formule a été établie par Van Der Meer et al (2004) incluant l'influence d'une houle oblique, elle est donnée par l'équation [5] :

$$C_t = \left(-0.3\frac{R_c}{H_s} + 0.75\left(1 - exp\left(-0.5\xi_p\right)\right)\right) cos^{2/3}\beta \qquad \text{(III-39)}$$

Avec des valeurs minimale et maximale C_t= 0.075 et C_t= 0.8 respectivement, et les limites suivantes :

$\mathbf{1 < \xi_p < 3}$; $\mathbf{0° < \beta < 30°}$; $\mathbf{1 < B/H_s < 4}$ où B est la largeur de la crête (m).

Et en ce qui concerne la transmission de la houle oblique sur des ouvrages lisses à crête abaissé, les chercheurs ont conclu :

$\beta_t = \beta_i$ pour $\beta_i \leq 45°$

$\beta_t = 45°$ pour $\beta_i \geq 45°$

III.2.5.2.3Digues à talus à crête abaissée

Pour les digues à talus immergées relativement étroite et large, Briganti et al (2004), ont calibré la formule élaborée par Angremond et al (1997). Il en a résulté deux formules différentes [5] :

- Pour les ouvrages étroits, B/H_i<10 :

$$C_t = -0.4\frac{R_c}{H_s} + 0.64\left(\frac{B}{H_s}\right)^{-0.31}\left(1 - exp\left(-0.5\xi_p\right)\right) \quad \text{(III-40)}$$

Avec des valeurs minimale et maximale de C_t de 0.075 et 0.8 respectivement

- Pour les ouvrages larges, B/H_i >10 :

$$C_t = -0.35\frac{R_c}{H_s} + 0.51\left(\frac{B}{H_s}\right)^{-0.65}\left(1 - exp\left(-0.41\xi_p\right)\right) \quad \text{(III-41)}$$

Avec une valeur minimale de C_t =0.05 et une valeur maximale qui dépend de la largeur de la crête de l'ouvrage donnée par :

$$C_t = -0.006\frac{B}{H_s} + 0.93 \qquad \text{(III-42)}$$

III.2.6 La réflexion

III.2.6.1 Définition

La réflexion de la houle est importante sur les côtes, à l'entrée et à l'intérieur des ports. L'interaction entre la houle incidente et la houle réfléchie entraîne souvent un état de mer confus devant l'ouvrage et des vagues occasionnellement cambrées et instables pouvant compliquer les manœuvres de navigation. A l'intérieur des ports, la réflexion de la houle, plutôt que sa dissipation sur les ouvrages, peut également gêner les bateaux amarrés et affecter les zones portuaires qui étaient auparavant protégées de l'action de la houle. La réflexion entraine un accroissement de la vitesse orbitale de pic et augmente la probabilité de mouvement des sédiments de fond et des plages. En cas de houle oblique, la réflexion accentuera le courant littoral et de fait le transport sédimentaire local. Tous les ouvrages côtiers réfléchissent une partie de l'énergie de la houle incidente.[5]

La réflexion de la houle est exprimée par un coefficient de réflexion C_r, défini comme étant le rapport entre la hauteur de la houle réfléchie H_r et la hauteur de la houle incidente H_i.

$$\boldsymbol{C_r = \frac{H_r}{H_i}} \qquad \text{(III-43)}$$

III.2.6.2 Estimation de la réflexion

III.2.6.2.1 Approche fondamentale

Battjes (1974) a proposé une approche permettant de relier C_r au paramètre de déferlement ξ par le biais de l'équation [5] :

$$\boldsymbol{C_r = a\xi^b} \qquad \text{(III-44)}$$

Par contre, Seeling et Ahrens (1981) ont présenté une autre formule, également lié au paramètre de déferlement et basée à l'origine sur une houle régulière [5] :

$$\boldsymbol{C_r = c\xi^2/(d + \xi^2)} \qquad \text{(III-45)}$$

Où les coefficients a, b, c et d sont relié à la nature de talus (rugueux ou lisse).

III.2.6.2.2 Talus lisses

Battjes a établi l'équation, pour les talus lisses et imperméables avec les valeurs de coefficients suivants : a=0.1et b=2.0.

Pour les talus lisses et imperméables en houle régulière, Seeling et Ahrens ont déterminés pour l'équation : c=1.0 et d=5.5. [5]

III.2.6.2.3 Talus rugueux et perméables

Postma (1989) a analysé les données de Van der Meer concernant les talus rugueux et perméables. En utilisant le concept de l'équation Battjes avec ξ_p, les valeurs ajustées de a et b à toutes les données sont : a=0.14 et b=0.73.

Pour les talus rugueux en houle régulières, Seeling et Ahrens (1981) ont proposé les valeurs suivantes pour l'équation : c=0.6 et d=6.6. [5]

Postma (1989) a également proposé une autre équation, basée sur l'idée que le paramètre de déferlement ξ, ne rendait pas suffisamment compte de l'influence combinée de l'angle de talus α et la cambrure de la houle s_0, ce qui a eu pour résultats la relation empirique suivante [5] :

$$C_r = \frac{0.081}{P^{0.14}(\cot\alpha)^{0.78} s_{0p}^{0.44}} \qquad \text{(III-46)}$$

Où P= coefficient de perméabilité nominale et s_{0p}= la cambrure nominale basée sur la période de pic.

Pour le cas où le paramètre de déferlement est important (ξ > 10), Davidson et al (1196) ont proposé une autre formule pour le calcul de coefficient de réflexion de la houle, calculé à partir de données portant sur des talus à pente relativement forte et des conditions hydrauliques qui intègrent la houle océanique. [5]

$$C_r = \frac{0.635\sqrt{R}}{41.2+\sqrt{R}} \qquad \text{(III-47)}$$

Où R est l'indice de réflexion, donné par l'équation :

$$R = \frac{hL_0^2 \tan\alpha}{H_i D_{n50}^2} \qquad \text{(III-48)}$$

III.3 Stabilité et réponse structurelle aux actions hydrauliques (paramètres structurels)

III.3.1 Concepts et paramètres de stabilité

L'analyse de la stabilité hydraulique de l'enrochement naturel et des sédiments ne concerne généralement que les blocs individuels et les particules, Les mouvements des enrochements ou des sédiments occasionnés par les courants ou par la houle se produisent sous forme de déplacements de blocs individuels ou de fosse d'affouillement pour un fond constitué de sable, pierres, ou galets.

Les méthodes de dimensionnement classiques ont pour objectif d'éviter le début de mouvement des gros éléments et des particules fines en définissant ce qu'on appelle des conditions-seuils, qui sont exprimés sous formes de valeurs critiques de contrainte de cisaillement, de vitesse, de hauteur de la houle ou de débit. Nous allons traiter dans cette section uniquement les mouvements des enrochements ou des sédiments occasionnés par la houle.

III.3.2 Paramètres généraux dimensionnant pour l'évaluation de la stabilité

Afin d'évaluer la stabilité hydraulique des ouvrages en enrochements, il est souvent nécessaire d'avoir recourt à des combinaisons de paramètres hydrauliques (action) et de paramètres des matériaux (résistance), Les paramètres qui reviennent souvent et dans la quasi-majorité des cas dans le cadre de la stabilité structurelle peuvent être répartis en quatre catégories distinctes, mentionnées et traitées ci-dessous :

- Attaque de la houle et des courants ;
- Caractérisation de l'enrochement naturel ;
- Section transversale de l'ouvrage ;
- Réponse de l'ouvrage.

III.3.2.1 Attaque de la houle

Dans le cas de l'attaque de la houle sur un talus, le paramètre le plus important donnant une relation entre l'ouvrage et les conditions de houle, est le nombre de stabilité N_s [5] :

$$N_s = H/\Delta D \qquad \text{(III-49)}$$

H : la hauteur de la houle (m), Il s'agit habituellement de la hauteur significative de la houle $\mathbf{H_s}$ qui en cas d'eau peu profonde est égale la hauteur déterminée à partir du spectre de la houle $\mathbf{Hm_0}$.

Δ : densité relative déjaugé, égale à $(\rho_r - \rho_w)/\rho_w$

D : diamètre caractéristique (m) selon le type d'ouvrages, Le diamètre utilisé pour l'enrochement naturel est le diamètre nominal médian, $D_{n50,}$ défini comme la taille du cube équivalent $D_{n50} = (\frac{M_{50}}{\rho_r})^{1/3}$

- **Attaque du courant :**

Les principaux paramètres qui décrivent la réponse structurelle vis-à-vis des courants sont des combinaisons de paramètres hydrauliques et de matériaux.

Parmi les paramètres utilisés dans l'évaluation des enrochements et des sédiments grossiers, on retrouve :

- Le paramètre de vitesse $\mathbf{U^2\ (2\ g\ \Delta D)}$ que l'on trouve dans les travaux d'Isbah (1970)
- Le paramètre de cisaillement $\psi = \tau\ /\ (\boldsymbol{\rho_r - \rho_w})\ \mathbf{g\ D}$; τ étant la contrainte de cisaillement (N/m^2) paramètre de Shield, et D le diamètre de tamis du matériau.

III.3.2.2 Caractéristique de l'enrochement naturel

Les principaux caractérisant l'enrochement naturel du point de vue de la stabilité sont :

- La masse volumique apparente, ρ_{app} (kg/m3) ;
- La distribution blocométrique, d'où l'on pourra trier et contrôler la taille médiane, donc la masse, M_{50}, le diamètre nominal D_{n50}, et la gradation, D_{85}/D_{15} ;
- La forme des enrochements, Pour ce paramètre, on peut citer comme moyen de caractérisation l'élancement.

III.3.2.3 Paramètres liés à la section transversale

Les paramètres structurels liés à la section transversale de l'ouvrage peuvent être divisés en deux catégories : les paramètres structurels liés à la section transversale et les paramètres structurels liés aux propriétés de l'ouvrage.
Paramètres liés à la section transversales sont les suivants :

- Différence de hauteur entre le mur de couronnement et la crête de la carapace d_{ca}
- Hauteur de la crête de la carapace/hauteur de l'ouvrage par rapport au fond d
- Largeur de l'ouvrage B
- Largeur de la berme supérieure de la carapace B_a
- Épaisseur de la carapace, des sous-couches, du filtre t_a, t_u, t_f
- Angle du talus avant de l'ouvrage α (°) profondeur de la butée de pied par rapport au niveau de l'eau au repos h_t.

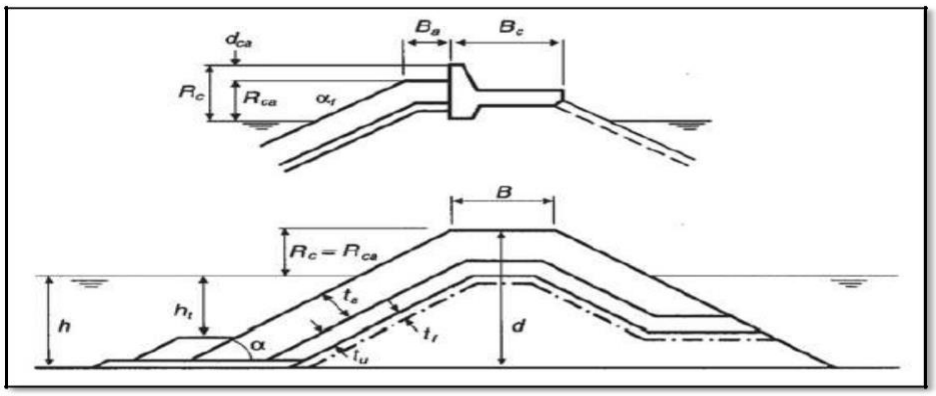


Figure III-13 Paramètres dimensionnant liés à la section de l'ouvrage (CUR/CIRIA, 1984),

La revanche de la crête ainsi que la largeur de l'ouvrage dépendent fortement du degré de franchissement admissible. Les recommandations générales pour les conditions de franchissement sont que la largeur minimale de la crête devrait être égale à B_{min} = (3à4) D_{n50}. [4]

En ce qui concerne les paramètres structurels liés aux propriétés de l'ouvrage, il est utile de citer les paramètres suivants :

- La porosité de la carapace, n_v ;
- La perméabilité de la carapace, du filtre et du noyau ;
- La densité de pose (plan de pose) de la carapace.

La porosité de couche des carapaces en enrochement naturel dépend principalement de la forme et de la blocométrie de l'enrochement, ainsi que la méthode de pose des blocs d'enrochements sur le talus.

Quant à la perméabilité, elle n'est pas définie de manière classique (comme à l'aide des travaux de Darcy), mais est plutôt sous forme d'un indice qui représente la perméabilité globale de l'ouvrage, Il s'agit d'un paramètre crucial pour la stabilité de la carapace exposée à l'action de la houle, et dépend des dimensions des couches filtres et du noyau.

La densité de pose est un paramètre directement lié au plan de pose de la carapace, Ce terme s'applique principalement aux blocs dans la carapace. La formule (III-50) donne l'estimation du nombre de blocs d'enrochement par unité de surface, N ($1/m^2$). [4]

$$\boldsymbol{N = \frac{t_a(1-n_v)}{V} = \frac{nk_t(1-n_v)}{{D_{n50}}^2}} \qquad \text{(III-50)}$$

$N = N_a/A$ ($1/m^2$) où N_a est le nombre de blocs d'enrochement dans la zone concernée et A est la surface de la carapace parallèle au talus local, N est parfois appelé « densité de pose » ;

t_a = épaisseur de la carapace (m), définie par $ta = nk_tD_{n50}$

V = volume des blocs d'enrochement (m3) ;

kt = coefficient d'épaisseur de couche.

III.3.2.4 Paramètres liés à la réponse de l'ouvrage

On peut décrire le comportement de l'ouvrage par une série de paramètres qui dépendent du type d'ouvrage. Les ouvrages statiquement stables sont décrits par le nombre de blocs déplacés ou par l'évolution du dommage, ce qui veut dire les différences observées de profil avant et après les tempêtes. Le dommage subi par la carapace en enrochement peut être exprimé comme un pourcentage d'enrochements déplacés par rapport à une zone donnée. Ce dommage peut être exprimé sous forme de paramètre adimensionnel nommé niveau de dommage adimensionnel, S_d, (voir Broderick, 1983) défini par la formule (III-51) et représenté par la figure (III-14). [8]

$$\boldsymbol{S_d = A_c / D_{n50}^2} \quad \text{(III-51)}$$

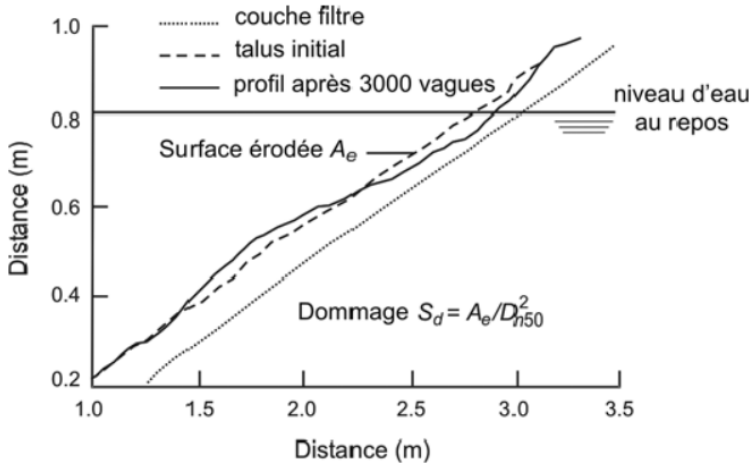


Figure III-14 Dommage Sd sur la base d'une zone érodée, Ae.

Les limites de S_d en ce qui concerne la stabilité de la carapace dépendent principalement de l'angle de talus de l'ouvrage.

Pour des enrochements naturels en deux couches, Van Der Meer propose d'utiliser les valeurs de tableau suivant [8]:

Tableau III-15 valeurs de calcul de S pour enrochements naturels en deux couches

Talus (cotα)	Niveau de dommage S_d		
	Début de dommage	Dommage intermédiaire	Rupture
1.5	2	3-5	8
2	2	4-6	8
3	2	6-9	12
4	3	8-12	17
6	3	8-12	17

Il s'agir de compter le nombre de blocs d'enrochements ou artificiels déplacés. Cette méthode est pratique à utiliser pour des carapaces en enrochements artificiels ou parfois en enrochements naturels et de blocs de grande taille. A cause de la difficulté de définir un profil de surface, le coefficient de dommage S est remplacé par le nombre de blocs déplacés N_{od}, ou sous une autre forme, d'un pourcentage de dommage N_d (%) [8] :

$$\boldsymbol{N_{od} = \frac{nombre\ de\ blocs\ déplacés\ hors\ de\ la\ carapace}{la\ largeur\ de\ la\ section\ testée/D_n}} \qquad \text{(III-52)}$$

$$\boldsymbol{N_d = \frac{nombre\ de\ blocs\ déplacés\ hors\ de\ la\ carapace}{nombre\ total\ de\ blocs\ dans\ la\ surface\ de\ référence}}(\%) \qquad \text{(III-53)}$$

La liaison entre le nombre de blocs déplacés N_{od} et le niveau de dommage en enrochement naturel se traduit sous la fonction suivante :

$$\boldsymbol{N_{od} = G(1 - n_v).S} \qquad \text{(III-54)}$$

Où n_v est la porosité de la carapace et G le facteur de gradation qui dépend de la gradation de l'enrochement ; G=1 pour les blocs artificiels et G=1.2-1.6 pour les enrochements naturels. [8]

La porosité n_v est dans la plage [0.45-0.55] pour les enrochements artificiels.

Le nombre réel d'enrochements perdus au sein de cette bande peut différer de S_d, en fonction de la porosité, de la blocométrie de l'enrochement et de la forme des enrochements. En règle générale, le nombre réel d'enrochements perdus dans une bande de largeur D_{n50} est inférieur à la valeur de S_d. Les différents dommages d'un ouvrage à carapace en enrochement sont décrits un peu plus loin dans les points qui suivront.

III.3.2.4.1Méthode de la hauteur critique de la houle

Les analyses de stabilité des ouvrages soumis à l'attaque de la houle sont habituellement basées sur le nombre de stabilité $N_S = H/\Delta \mathbf{D}$ dans lequel H et D sont la hauteur caractéristique de la houle et la taille des enrochements respectivement. Le non-dépassement du seuil d'instabilité ou l'acceptation d'un certain niveau de dommage peut être exprimé de façon générale par l'équation (III-55) (USACE, 2003).

$$\boldsymbol{N_s = H_s / \Delta\, D_{n50} \leq K_1^a K_1^b K_1^c} \qquad \text{(III-55)}$$

Où les coefficients $\boldsymbol{K_1^a}$, $\boldsymbol{K_1^b, K_1^c}$ dépendent tous des autres paramètres mentionnés auparavant.

Cette équation a été longuement étudiée par plusieurs chercheurs et organisations œuvrant dans le domaine maritime (on citera les travaux d'Iribarren, Hudson, Van Der Meer et Van Gent). Ceci a permis de déterminer plusieurs relations empiriques décrivant les interactions structurelles, donc l'équilibre des forces qui agissent sur l'enrochement du talus en avant des ouvrages, en fonction de ce nombre de stabilité.

III.3.2.4.2Classification des ouvrages

Les ouvrages cotiers exposé à l'attaque de la houle peuvent être classés en fonction du nombre de stabilité $N_s=H/(\Delta D)$.[5]

En terme de stabilité statique et dynamique, les ouvrages peuvent être classés selon qu'ils sont statiquement stable ou dynamiquement stables (reprofilables) :

- Les ouvrages statiquements stables sont les structures pour lesquelles aucun dommage n'est toléré. Le dommage subit par la carapace est défini comme le déplacement des blocs. Ces ouvrages ont des nombres de stabilité N_s compris entre 1et 4.

- Les ouvrages dynamiquements stable (reprofilable) sont des structures que l'attaque de la houle peut reprofiléer, ce qui entraine une évolution de leur profil.

Une classification aproximative de ces ouvrages, basée sur la valeur du nombre de stabilité, est proposée comme suite [5] :

- $N_s=H/(\Delta D) <1$: caisson ou mur de haut de plage : ces ouvrages fixes ne tolèreent aucun dommage. Les dimensions de D peut être la hauteur ou la largeur de l'ouvrage.
- $N_s=H/(\Delta D)= 1$ à 4 : digue statiquement stable;D est le diamètre des blocs ou le diamètre nominal des ebrochements D_{n50}.
- $N_s=H/(\Delta D)= 3$ à 6 : digue dynamiquement stable ; ces ouvrages sont cractérisés par des talus plus raides au dessous et au dessus du niveau de l'eau au repos.
- $N_s=H/(\Delta D)= 6$ à2 0 : Talus en enrochement dynamique

III.3.3 Stabilité des carapaces en enrochement naturel

Cette section a pour sujet la stabilité des carapaces en enrochement naturel côté mer des ouvrages qui subissent l'attaque des houles, on cite tout particulièrement les protections côtières et les digues portuaires.

De nombreuses méthodes empiriques d'estimation concernant la taille de l'enrochement naturel requise pour garantir la stabilité face à l'attaque des vagues ont été élaborées au cours des dernières années. Les travaux d'Iribarren (1938), Hudson (1953,1958), Hedar (1960,1986), Van Der Meer(1988b), et finalement Van Gent et al, (2004) ont donné les formules les plus fréquemment utilisées dans le monde de l'engineering, avant d'entamer l'étalement des recherches, il y a lieu de noter les points suivants [5] :

- L'influence des fonds peu profonds et à faible inclinaison sur la performance hydraulique est un sujet délicat qui demande une attention particulière du fait des phénomènes complexes en jeu ;
- Plusieurs formules de stabilité seront abordées dans cette section, chacune formule a son propre domaine de validité et un champ d'application spécifique, Il est donc demandé au concepteur de s'assurer que la formule qu'il utilise est valable pour l'application qu'il fait, Il est aussi recommandé de procéder à une analyse de sensibilité, ou à un calcul probabiliste, qui donnera des informations sur les sources d'incertitudes dans les calculs et le degré de sécurité requis pour le dimensionnement ;
- Ces formules ne doivent être utilisées que pour les études préliminaires, qui devront être ensuite appuyées par des essais sur modèle physique ;
- La porosité de la couche et la densité de pose de la carapace en enrochement naturel ne sont pas directement incluses dans les formules, bien qu'elles puissent influencer la stabilité, Une porosité moindre de la carapace peut entraîner une plus grande stabilité. Toutefois, une porosité accrue de la carapace peut également entraîner une plus grande stabilité du fait de la plus grande dissipation énergétique, ou au contraire diminuer la stabilité de la carapace vu la réduction de l'enchevêtrement des blocs ou du frottement blocs contre blocs ;

- La forme des enrochements influe à son tour sur la stabilité : si la forme des enrochements s'écarte de celle qui a servi à l'élaboration de stabilité (Forme angulaire grossières standard), la stabilité peut être en effet affectée.

III.3.3.1 Vue d'ensemble du sujet traité

Les méthodes actuelles disponibles pour l'estimation de la stabilité des carapaces en enrochement naturel d'ouvrage non-franchis sont dépendantes des conditions hydrauliques et des paramètres structurels en jeu.

L'approche classique est de donner une estimation de la stabilité des talus recouverts d'enrochement naturel de forme anguleuse et rugueux, placés en deux couches sur une couche filtre d'enrochement naturel.

La méthode d'Hudson traitée ci-dessous est conditionnée à la fois pour une eau profonde et peu profonde, Elle est appliquée seulement aux digues perméables, La méthode de Van Der Meer, elle couvre seulement les conditions d'eau profonde, mais est applicable à une vaste gamme de conditions structurelles et hydrauliques.

Les effets des autres conditions et paramètres structuraux sont évalués par l'utilisation de coefficients de correction ou par des formules explicites.

Approches fondamentales pour évaluer la stabilité des talus en enrochement naturel $N_s = H_s/(\Delta D_{n50}) = f(\cot\alpha, S_d, N, P, \xi)$	
• Formule d'Hudson (1959)	• Houle non déferlante en avant de l'ouvrage (eau profonde) • Houle déferlante en avant de l'ouvrage (houle limitée par la profondeur)
• Formule de Van der Meer (1988b)	• Houle en eau profonde (non limitée par la profondeur)

Figure III-15 Approches et formules de stabilité des digues à talus en enrochement (CETMEF, 2009).

III.3.3.1.1Formule de HUDSON

L'équation mise au point par Hudson (1953,1959) repose sur des essais sur un modèle dans des conditions de houle régulière sur des ouvrages en enrochements non-franchis à noyau perméable. Cette formule donne la relation entre le poids médian de l'enrochement, W_{50} (t), la hauteur de la houle en pied d'ouvrage H (m), et les différents paramètres structurels pertinents.

$$W \geq \frac{K\rho_r g H^3}{\Delta^3 K_D \tan\alpha} \qquad \text{(III-56)}$$

Où ρ_r est la masse volumique apparente de la roche (Kg/m^3), K_D est le coefficient de stabilité, Δ est la densité relative déjaugé de l'enrochement, et α est l'angle de talus.

III.3.3.1.1.1 Avantages et limites de la formule

Le principal avantage de la formule d'Hudson est sa simplicité, ainsi que la grande variété d'enrochement et de configurations pour lesquelles des valeurs de K_D ont été calculées.
Cette formule trouve cependant ses limites dans ce qui suit [5] :

- Elle ne s'applique qu'à une houle régulière ;
- Elle ne tient compte ni de la période de la houle ni de la durée de la tempête ;
- Elle n'intègre aucune description du niveau de dommage ;

- Elle ne s'applique qu'à des ouvrages non-franchis et perméables.

III.3.3.1.2Formule de Van der Meer

Pour les conditions en eau profonde, Van der Meer (1988b) a élaboré des formules d'estimation de la stabilité sur des talus uniforme en enrochement dont les crêtes dépassent le niveau maximal de run-up.

Ces basées sur les travaux de Thompson et Shuttler (1975) et sur une grande quantité d'essais sur modèles en eau profonde, sont plus complexes que la formule d'Hudson, En revanche, elles incluent les effets de la durée de la tempête, de la période de la houle, de la perméabilité de l'ouvrage ainsi qu'un niveau de dommage clairement défini. Ces formules ont été élaborées pour distinguer le déferlement plongeant et le déferlement gonflant (voir également la figure III-16). [5]

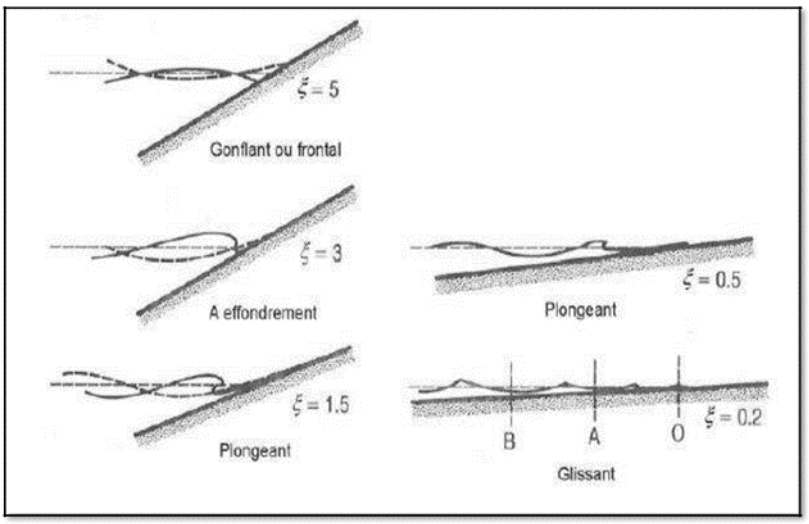


Figure III-16 Types de déferlement en fonction de ξ (Battjes, 1974)

- **Le déferlement plongeant :**

$$\boldsymbol{H_s/\Delta D_{n50} = 6.2P^{0.18}\left(S_d/\sqrt{N}\right)^{0.2}\xi_m^{-0.5}} \qquad \text{(III-57)}$$

- **Le déferlement gonflant :**

$$\boldsymbol{H_s/\Delta D_{n50} = P^{0.13}\left(S_d/\sqrt{N}\right)^{0.2}\sqrt{cot\,\alpha}\;\xi_m^{p}} \qquad \textit{(III-58)}$$

Où :

H_s : la hauteur significative au pied de la structure (m).

ξ_m : paramètre de déferlement

α : l'angle de talus qui doit être : 1.5< cotα <6

Δ : Densité relative déjaugé du bloc

N : nombre de vague durant la tempête

P : coefficient nominal de perméabilité de l'ouvrage.

D_{n50} : diamètre du bloc dépassé par au moins 50% des éléments de la carapace.

S_d : niveau du dommage acceptable calculé par S= A/ D_{n50} où A est une section érodée.

III.3.3.1.2.1 Avantages et inconvénients

Les formules de Van der Meer, bien qu'elles soient très souples et applicable à une vaste gamme de conditions structurelles et hydrauliques, ont un domaine de validité restreint aux houles en eau profonde.

III.3.3.1.3Formule de Van der Meer- eau peu profond

Ces formules ont été largement utilisées et testées depuis 1988, Il est à noter que la plupart des recherches sur la stabilité des carapaces en enrochement sont allées dans le sens des tendances générales des formules de Van der Meer, malgré quelques extensions effectuées pour évaluer l'influence d'autres paramètres, tels que la forme des blocs (Bradbury et al, 1991) et les densités de pose (Stewart et al, 2003a) qui s'écartent des conditions des essais.

L'influence de l'eau peu profonde avec une houle limitée par la profondeur a été abordée dans une certaine mesure dans les travaux initiaux de Van der Meer (1988b) et, plus récemment, par les recherches complémentaires de Van Gent et al, (2004).

Sur la base de l'analyse de stabilité des talus en enrochements dans de nombreuses conditions de dimensionnement, et essentiellement l'eau peu profonde. Van Gent et al, (2004) ont proposé de modifier les formules de Van der Meer (1988b) afin d'étendre leur champ d'application. L'une de ces modifications apportées aux formules originales est de remplacer la période de la houle moyenne T_m, par une période qui tient compte de l'influence de la forme du spectre énergétique de la houle, c'est-à-dire la période moyenne énergétique T. Il en résulte formules de stabilités modifiées, données ici [5]:

- **Pour un déferlement plongeant :**

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = C_{pl} P^{0.18} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}}\right)^{0.2} \left(\frac{H_s}{H_{2\%}}\right) {\xi_{s-1,0}}^{0.5} \quad \text{(III-59)}$$

- **Pour un déferlement gonflant :**

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = C_s P^{-0.13} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}}\right)^{0.2} \left(\frac{H_s}{H_{2\%}}\right) \sqrt{cot\,\alpha}\, {\xi_{s-1,0}}^{p} \qquad \text{(III-60)}$$

Où :

C_{pl} : 8.4 (-), avec un écart type de σ=0.7

C_s : 1.3 (-), avec un écart type de σ=0.15

$H_{2\%}$: hauteur dépassée par 2% des hauteurs de vagues incidentes au pied de l'ouvrage (m)

$\xi_{s-1,0}$: paramètre de déferlement, calculé à partir de la période énergétique de la houle $T_{m-1,0}$; $\xi_{s-1,0} = \tan\alpha / \sqrt{\left(2\pi H_s / g {T_{m-1,0}}^2\right)}$, où $H_s = H_{1/3}$ d'après l'analyse dans le domaine temporel (m).

$T_{m-1,0}$: période spectrale de la houle, également appelé période énergétique de la houle (s)

Tableau III-16 Champ d'application des différentes formules de stabilité des carapaces en enrochement (Rock Manuel. CTMEF, 2009)

Formule de stabilité	Hudson	Van der Meer (eau profonde)	Van der Meer (eau peu profonde)	Van Gent et al
Applicable en eau profonde ($H_{en\ pied} > 3H_{enpied}$	Oui	Oui	Non	Non
Applicable en eau peu profonde	Non	Non	Oui	Oui
Recommandé pour un ouvrage à noyau perméable	Oui, pour $k_D = 4$	Oui	Oui	Oui
Recommandé pour un ouvrage à noyau imperméable	Non	Oui	Oui	Non
Expérience de dimensionnement avec la formule	Oui	Non	Limité	Non
Info requise sur la période houle	Non	Oui	Oui	Oui
Info requise sur la période houle $H_{2\%}$	Non	Non	Oui	Non
Info requise dur la perméabilité P	Non	Oui	Oui	Non
Info requise sur le diamètre médiane nominal du matériau D_{n50}	Non	Non	Non	Oui

III.3.4 Stabilité des carapaces en enrochement artificiel

En règle générale, le dimensionnement des carapaces en enrochement artificiel suit la méthode globale appliquée à l'enrochement naturel, mais les formules et les coefficients de dimensionnement ont tendances à être différents.

L'approche la plus simple, particulièrement pour le dimensionnement consiste en l'application de l'équation de Hudson avec des valeurs spécifiques de K_D calculées à partir des essais sur modèles. D'autres formules empiriques peuvent être également utilisées pour des types particuliers de blocs.

Il n'existe que peu d'informations concernant la progression du dommage, et que très peu d'indications sur les actions directes ou indirectes exercées par la houle, Puisque la stabilité peut varier pour des raisons diverses, on conseille d'avoir recours aux essais sur modèles physiques pour tous les blocs d'enrochement artificiel complexes.

III.4 Les paramètres géotechniques

Les études géotechniques sont nécessaires pour éviter la rupture ou les déformations excessives de l'ouvrage ou de ses fondations. Ces phénomènes sont parfois dus à la résistance insuffisante du sol ou de l'ouvrage en enrochement, à leur déformabilité, à de mauvaise condition de circulation interne de l'eau ou encore à des actions extérieures agressives.

Dans cette section, on va traiter les deux risques géotechniques ; la liquéfaction du sol et le tassement, ainsi la méthode d'analyse et le calcul de la stabilité.

III.4.1 La liquéfaction du sol

III.4.1.1 Définition

Ce terme historiquement été utilisé pour expliquer une variété de phénomènes qui impliquent les déformations causées par une sollicitation monotone et cyclique des sols pulvérulents, non cohésifs et saturés dans des conditions non drainées. Le phénomène de liquéfaction d'un sol constitue un domaine de préoccupation important en géotechnique. Généralement brutale ou temporaire par lequel un sol saturé en eau perd une partie ou la totalité de sa portance, permettant ainsi l'enfoncement des objets lourds situés en surface. Ce phénomène se produit en présence d'eau souterraine remontant une surface au point de faire perdre la cohésion des particules de sol qui se comporte alors comme une roche meuble. Une fois les conditions propices à la liquéfaction du sol disparues, celui-ci expulse une partie de l'eau qu'il contient sous forme de jets d'eau brutale en dehors du sol sous forme de volcans de boue, et retrouve ainsi sa consistance provoquant l'enfoncement des ouvrages, si les constructions sont suffisamment rigides cela peut entraîner des tassements et des rotations de fondations.

Effets induit par la liquéfaction

Lorsque la liquéfaction se produit, la résistance du sol diminue et la capacité portante d'un sol constituant la fondation des digues et autres ouvrages (bâtiments, ponts etc…) se réduit significativement en provoquant la rupture, le basculement ou la flottaison de l'ouvrage. Le sol liquéfié exerce également une pression plus élevée sur les murs de soutènement, qui peuvent à leur tour causer l'inclinaison ou le glissement de ces derniers. Voir photos ci-dessous.



Figure III-17 Inclinaison des murs de soutènement



Figure III-18 Déplacements latéraux du terrain Boumerdes séisme de 2003

III.4.1.2 Potentiel de liquéfaction de sols

Pour évaluer le risque de la liquéfaction, Seed a prouvé en 1979 qu'il est possible de caractériser le potentiel de liquéfaction d'un sol en fonction de deux paramètres : un paramètre de résistance mécanique (donné par le SPT, Standard Penetration Test) et un paramètre granulométrique (classification des sols, pourcentage en fines). Seed fut le premier, en 1979, a développé une méthode d'évaluation in situ du risque de liquéfaction. Son approche repose sur une estimation du risque de liquéfaction à partir des essais réalisés (SPT). Depuis, divers auteurs ont proposé des méthodes similaires, développées sur la base des autres essais de reconnaissance, (CPT, méthodes géophysiques…etc.).

III.4.1.2.1Evaluation du rapport de contrainte cyclique CSR

Seed et Idris ont trouvé une approche très largement utilisée dans la pratique pour estimer le rapport de la contrainte cyclique pour des sables saturés d'eau. Ils ont représenté les mouvements du sol dus à tremblement de terre avec un seul paramètre simple qui est CSR (cyclic stress ration). Le CSR est l'effort de cisaillement cyclique moyen dans une couche (τ_{av}) normalisée par rapport à la contrainte effective due au sol sous-jacent (σ'_v). Il est fonction de l'accélération en surface maximale (a_{max}), de la profondeur au point considéré (z), des contraintes verticales totales (σ_v) et effectives (σ'_v). (a_{max}) peut être déterminé à partir de l'accélerograme ou bien être estimé à partir des règlements sismiques, pour une magnitude de moment Mw=7.5.

La contrainte de cisaillement cyclique maximum produit par un séisme, elle donnée par la relation suivante :

$$\boldsymbol{CSR = \frac{\tau_{cycl}}{\sigma'_v} = 0.65 \left(\frac{a_{max}}{g}\right)\left(\frac{\sigma_v}{\sigma'_v}\right) . r_d} \qquad \text{(III-61)}$$

- τ_{cycl} : la contrainte cyclique due à la sollicitation sismique, égale à $\tau cycl = 0.65\tau_{max}$ et τ_{max} est la contrainte de cisaillement maximale, égale à $\tau_{max} = \sigma_{v0}\ (a_{max}/g)$;
- σ'_v : la contrainte verticale effective ;
- σ_v : la contrainte verticale totale ;
- r_d : facteur de réduction pour tenir compte de la profondeur, il est donné par les expressions suivantes :

– rd= (1-0.00765z) ; pour z < 9.1m
– rd= (1.174-0.0267z) ; pour 9.1 < z < 23m
– rd= (0.744-0.008z) ; pour 23 < z < 30
– rd= 0.5 ; pour z > 30m

III.4.1.2.2Évaluation du rapport cyclique CRR

- **Méthode de Seed (reconnaissance au SPT) :**

Les premières études visant à classifier et quantifier les sols en fonction de leurs sensibilités à la liquéfaction ont été faites par H.B. Seed. Ce dernier a développé une méthode reposant sur les résultats acquis au SPT (1979) sur plusieurs sites où la liquéfaction est apparue. La banque des données ainsi constituée a permis de déterminer un critère de liquéfaction en fonction de la

nature du sol (plus exactement de sa teneur en fines), de sa résistance au SPT et de l'intensité de la sollicitation CSR.

- **L'essai SPT**

La méthode d'essai standard pénétration test consiste à laisser tomber à plusieurs reprises un mouton de 63.5kg à une hauteur de 76cm pour conduire les incréments successifs de l'échantillonneur (3 incréments de 15cm) ; le nombre de coups exigé pour conduire l'échantillonneur est enregistré pour chaque incrément.

L'incrément initial (15cm) est considéré comme une commande d'allocation des places. Les coups exigés pour le deuxième et le troisième incrément (15cm) sont montés pour fournir des coups de 30cm. Ce total est mentionné comme le nombre des coups N de SPT. Des comptes de coup pris pour chaque intervalle de 15cm devraient être enregistrés, même pour l'incrément d'allocation des places. En plus, tout le rétablissement de sol pendant la commande 45cm ne devrait être enregistrée. L'essai SPT présente quelques conditions :

- On ne devrait pas compter le SPT dans les sols contenant des gravillons, les galets ou les rochers, parce que l'échantillonneur peut devenir obstrué, ayant pour résultats des valeurs de N très élevés.
- L'essai également n'a pas de signification dans le doux et les argiles sensibles.
- N est toujours enregistré comme un nombre entier.

- **Exploitation des résultats**

L'essai SPT nous permet de déterminer la valeur de N qui représente la compacité du sol et qu'elle est introduite dans les formules de calcul de CRR ;

A une profondeur H donnée, le carottier est foncé sur 45cm :

- N de H à H+15
- N2 de H+15 à H+30
- N3 de H+30 à H+45

Le nombre de coups N= N_2+N_3

L'essai a été fait par les américains et les japonais alors tous les paramètres de calcul sont en fonction des conditions des régions américaines et japonaises et du type du matériel utilisé au cours de l'essai, c'est pour cela qu'on doit faire des corrections sur les valeurs de N pour que les résultats soient compatibles avec les résultats trouvés par les américains et les japonais.

En effet, Black a proposé la formule suivante :

$$(N1)_{60} = N.C_N.C_E.C_B.C_R.C_S$$

Telle que :

N : le nombre de coups non corrigés adopté dans le SPT.

C_N : la correction de la contrainte du sol sous-jacent.

C_E : la correction du taux d'énergie de la masse.

C_B : la correction du diamètre de forage.

C_R : la correction du la longueur du train de tiges.

C_S : la correction du carottier avec ou sans revêtement.

$(N1)_{60}$: 60 représente le pourcentage de l'intensité de battage.

Tableau III-17 corrections au SPT modifié par skempton (1986)

Facteur	Equipement variable	Terme	La correction
Contrainte effective	/	C_N	$(Pa/\sigma'_v)^{0.5}$; $C_N \leq 1.7$
Contenue de l'énergie	Mouton de battage torique Mouton de sureté Mouton de battage type automatique	C_E	0.5 à 1.0 0.7 à 1.2 0.8 à 1.3
Diamètre de forage	65 à 115 mm 150mm 200mm	C_B	1.0 1.05 1.15
Longueur de la tige	< 3m 3 à 4 m 4 à 6 m 6 à 10 m 10 à 30 m	C_R	0.75 0.8 0.85 0.95 1
Méthode de prélèvement	Echantillon standard Echantillon sans recouvrement	C_S	1.0 1.1 à 1.3

Les points ainsi collectés dans plusieurs zones où la liquéfaction est apparue, sont placé sur un graphique où Seed fait apparaitre trois courbes limites pour des matériaux sableux contenant 5.15 à 35% de fines. Les résistances SPT sont des résistances normalisées, c'est-à-dire corrigées en fonction du type d'appareil employé pour le battage. Notons que ces courbes sont valables uniquement pour une magnitude de référence égale à 7,5. (figure III-19)

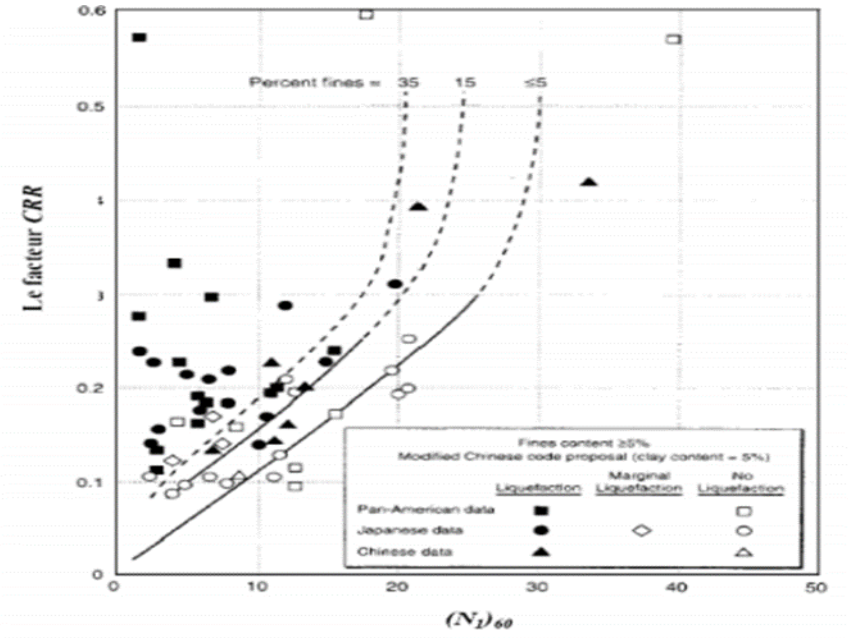


Figure III-19 courbe simplifiée recommandée pour le calcul du CRR à partir du SPT

Pour tenir compte de pourcentage des fines (Fc), deux méthodes existent pour effectuer une telle correction : l'une proposé par Stark et Olsen (1995) et l'autre par Seed et Idris (1997).

- **La méthode de Stark et Olsen :** consiste à calculer un incrément de résistance à apporter à la mesure au SPT. L'incrément de résistance dépend de la teneur en fines.

$$(\boldsymbol{N1})_{\boldsymbol{60cs}} = (\boldsymbol{N1})_{\boldsymbol{60}} + \Delta(\boldsymbol{N1})_{\boldsymbol{60}} \qquad \text{(III-62)}$$

On peut se rapporter à un graphique pour obtenir la valeur de cet incrément ou, traduit de façon analytique, le calculer de la façon suivante :

Tableau III-18 facteurs de correction pour le passage de (N1)60 à (N1)60cs (Stark et Olsen)

Fc (%)	$\Delta(N1)_{60}$
Fc ≤ 5%	0
5% ≤ Fc ≤ 35%	0.24 (Fc-5)
Fc > 35%	7.2

- **Méthode de Seed et Idris :** ils ont proposé une correction qui a été validée par le groupe du travail de NCEER (National Center for Earthquake Engineering Researche), données par la formule suivante :

$$(N1)_{60cs} = \alpha + \beta(N1)_{60} \qquad \text{(III-63)}$$

Les valeurs de α et β sont données dans le tableau suivant :

Tableau III-19 Facteurs de correction pour le passage de (N1)60 à (N1)60cs (Seed et Idris, 1997)

Fc (%)	**α**	**B**
Fc ≤ 5%	0	1.0
5% ≤ Fc ≤ 35%	Exp [1.76-(190/Fc^2)]	[0.99+($Fc^{1.5}$/1000)]
Fc > 35%	5.0	1.2

- **L'approche analytique de la courbe adoptée par Seed et al (1985)**
- **L'approche de Rauche**

A l'université de Texas A.F Rauche (1998) a pu faire une approche de la courbe obtenue par Seed et al en (1985) à la formule suivante :

$$\boldsymbol{CRR_{7.5}} = \frac{\mathbf{1}}{\mathbf{34-(N1)_{60cs}}} + \frac{\boldsymbol{(N1)_{60cs}}}{\mathbf{135}} + \frac{\mathbf{50}}{\mathbf{[10(N1)_{60cs}+45]^2}} - \frac{\mathbf{1}}{\mathbf{200}} \qquad \text{(III-64)}$$

NB : cette méthode reste valable pour $(N1)_{60cs} < 30$. Pour $(N1)_{60cs} \geq 30$ on admit directement que le sol est non liquéfiable.

On calcule kσ pour tenir compte de la valeur de la contrainte effective du sol sous-jacent, il est donné par la formule suivante :

$$\boldsymbol{k_\sigma} = \left(\frac{\boldsymbol{\sigma'_v}}{\boldsymbol{Pa}}\right)^{\boldsymbol{f-1}} \qquad \text{(III-65)}$$

Telle que f dépend de la densité relative (Dr) :

f= 0.7 - 0.8 pour une densité relative entre 40-60%

f=0.6 - 0.7 pour une densité relative entre 60-80%

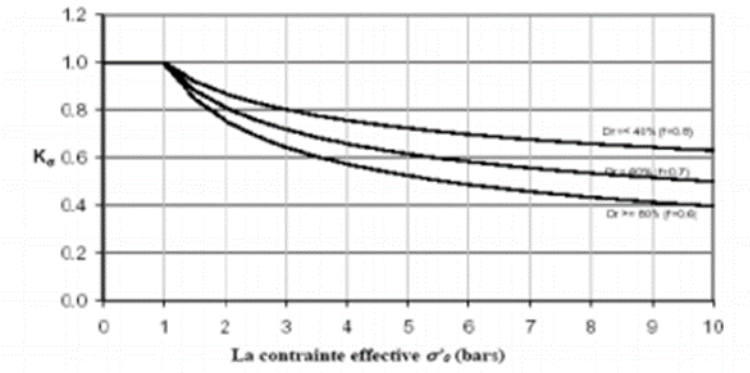


Figure III-20 Facteur de correction kσ (Youd et al, 2001)

III.4.1.2.3Le facteur de correction de la magnitude MSF

La magnitude de moment dû au tremblement de terre influence la durée de la secousse, et augmente ainsi significativement le nombre de cycle de contrainte. Avec un plus grand nombre de cycle, le sol éprouvera une résistance à la liquéfaction plus faible. L'amplitude de référence basée sur l'approche par contraintes cycliques est de 7,5 initialement. Alors on doit avoir une correction pour la valeur de la magnitude Mw. Cette correction représentée par la formule du facteur de correction de magnitude MSF telle que :

$$\boldsymbol{MSF} = \left(\frac{\boldsymbol{Mw}}{\mathbf{7.5}}\right)^{\boldsymbol{n}} \qquad \text{(III-66)}$$

Avec : n : constante égale à (-2.56) Mw : la magnitude du séisme

III.4.1.2.4Calcul de facteur de sécurité (FS)

Cette étape concerne la détermination du facteur de sécurité (FS), si le rapport est la contrainte cyclique CRR, alors la liquéfaction pourrait se produire pendant le tremblement de terre. Le facteur de sécurité FS est donné par la formule suivante :

$$\boldsymbol{FS = \frac{CRR}{CSR}\, MSF} \qquad \text{(III-67)}$$

Plus que le facteur de sécurité est grand, plus le sol est résistant à la liquéfaction.

Cependant, le sol qui a un facteur de sécurité égale à 1 peut subir une liquéfaction pendant un tremblement de terre. Par exemple, si une couche inférieure liquéfie, alors l'écoulement ascendant de l'eau pourrait produire la liquéfaction de la couche qui a un facteur de sécurité égale à 1.

III.4.1.2.5Evaluation du potentiel de la liquéfaction

Après avoir déterminé le facteur de sécurité FS, on va calculer le potentiel de la liquéfaction pour tout le site par la relation suivante :

$$\boldsymbol{P_L = \int_0^{20}(10 - 0.5Z)F_l dz = \sum_{i=1}^{N}(10 - 0.5z_i).F_{Li}\,(H_{i+1} - H_i)} \qquad \text{(III-68)}$$

Telle que : $F_L = 1 - FS$ si $Fs < 1$

$F_L = 0$ si $Fs > 1$

Cette valeur de P_L est pour un seul sondage, pour obtenir le potentiel de la liquéfaction de tout le site on calcule la moyenne entre tous les sondages telle que :

$$P_{L\,moy} = \frac{\sum_i^N P_L}{N} \qquad \text{(III-69)}$$

On distingue quatre cas pour le potentiel de la liquéfaction :

- $P_{Lmoy} = 0$ ……..potentiel de liquéfaction nul.
- $0 < P_{Lmoy} < 5$ ……potentiel de liquéfaction faible.
- $5 < P_{Lmoy} < 15$ ….....potentiel de liquéfaction moyen.
- $15 < P_{Lmoy} < 100$ ….....potentiel de liquéfaction élevé.

III.4.1.3 Techniques de traitement des sols

S'il est nécessaire de construire sur un sol qui peut de liquéfier lors d'un séisme pour des raisons de restriction d'espace, d'un emplacement favorable, il peut être possible d'améliorer les caractéristiques du sol pour diminuer les dommages du phénomène de la liquéfaction et pour éviter les grandes augmentations des pressions interstitielles pendant le séisme. Les techniques développées pour l'amélioration des sols présentant de la faible caractéristique géotechnique, sont largement utilisées à travers le monde. On distingue principalement :

- Les colonnes ballastées.
- Vibroflottation.
- Compactage dynamique.
- Renforcement par jet grouting soilcrete.
- Techniques de drainage.

III.4.2 Le tassement différé

Les propriétés des roches évoluent généralement dans le temps : elles se déforment sous charge constante c'est-à-dire qu'elles fluent. Même si le fluage évolue très lentement, il peut devenir non-négligeable étant donné la durée de vie des ouvrages. La vitesse de fluage dépend de bon nombre de facteurs comme la température, les contrainte appliqués, le rapport entre les contraintes appliquées et les contraintes de rupture de roche, le temps d'applications des chargements, la présence d'eau, de gel …etc. Ce fluage couplé à la fatigue de la roche et/ou des points de contacts (due aux chargements des contraintes liées au cycle de remplissage et de vidange, aux changements des conditions climatiques) va générer des tassements de l'ouvrage, qui est dans certain cas, ne semblent pas se stabiliser dans le temps. Au cours du temps, certains blocs instables vont se réorganiser par glissement ou rotation et d'autres vont se casser ce qui va induire des réarrangements à l'intérieur de la structure : c'est ce couplage de réarrangements et de ruptures successives qui est à l'origine des tassements dans le temps. [10]

La prédiction des tassements à long terme sur les ouvrages en enrochements (barrages, digues) a d'abord reposé sur des méthodes empiriques. C'est à partir des constatations sur l'ouvrage lors de mesures de tassements de crête que Sowers et al [SOW65] ont proposé la formule suivante pour évaluer les déformations de la crête entre le temps t_1 et t_2 [9] :

$$\Delta\boldsymbol{\varepsilon} = \boldsymbol{\alpha}\,(\boldsymbol{log}\,\boldsymbol{t_2} - \boldsymbol{log}\,\boldsymbol{t_1}) \qquad \text{(III-70)}$$

Avec α pente de la courbe de tassements, t_1 et t_2 s'exprimant en jours. Une fois la pente de la courbe connue, on peut prédire les tassements pour un temps t lointain. Les valeurs de α calculées pour un échantillon de 14 barrages valent entre 0.2 et 1%. Dans l'analyse de [SOW65], le facteur le plus influant sur les tassements semble être le type de placements des enrochements choisi plutôt que la taille de l'ouvrage.[9]

III.5 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons pu définir les différents phénomènes physiques et outils de dimensionnement des ouvrages en enrochements. Ils incluent les paramètres hydrauliques et géotechniques qui ne peuvent en générale pas être modifié par le concepteur et les paramètres structurels qui sont liés aux dimensions et la section de l'ouvrage.

CHAPITRE IV DIMENSIONNEMET DE LA DIGUE

IV.1 Introduction

Ce quai minéralier objet de l'étude est destiné à recevoir des navires de 80 000 à 180 000 tonnes de minerai de fer pour approvisionner le complexe sidérurgique Tosyali-Algérie, il servira à l'importation de minerai de fer, une matière première servant à la fabrication du rond de béton et le fil-machine. Les minerais déchargés seront acheminés vers l'usine d'aciérie au moyen d'un convoyeur à courroie sur une distance d'environ de 5km.

L'ouvrage est réalisé en mer ouverte en trois phases, la première phase est consacrée à la réalisation d'un ouvrage de protection et d'opération de remblai pour un terre-plein d'environ 3 ha. La deuxième phase est consacrée à la réalisation d'une digue à talus, d'une longueur de 703,2 mètre linéaire. La troisième et la dernière phase est la construction de l'ouvrage d'accostage de type digue verticale d'une longueur de 432,8 mètres linéaires dont un quai accostable de 360 mètre linéaire.

Dans ce chapitre, on présentera les données de base de conception et le calcul de la digue à talus relatif à la deuxième phase du projet.

IV.2 Situation géographique du projet

Le site du projet se trouve au rivage à 5km de nord-est de l'usine sidérurgique projetée. Le post minéralier qui fait objet de notre étude, se situe à l'est du port de Bathioua. A 1.5km du côté ouest du site de projet se situe le poste à quai existant de GNL, et à 3.8km du site de projet se trouve le poste à quai offshore de AOA.

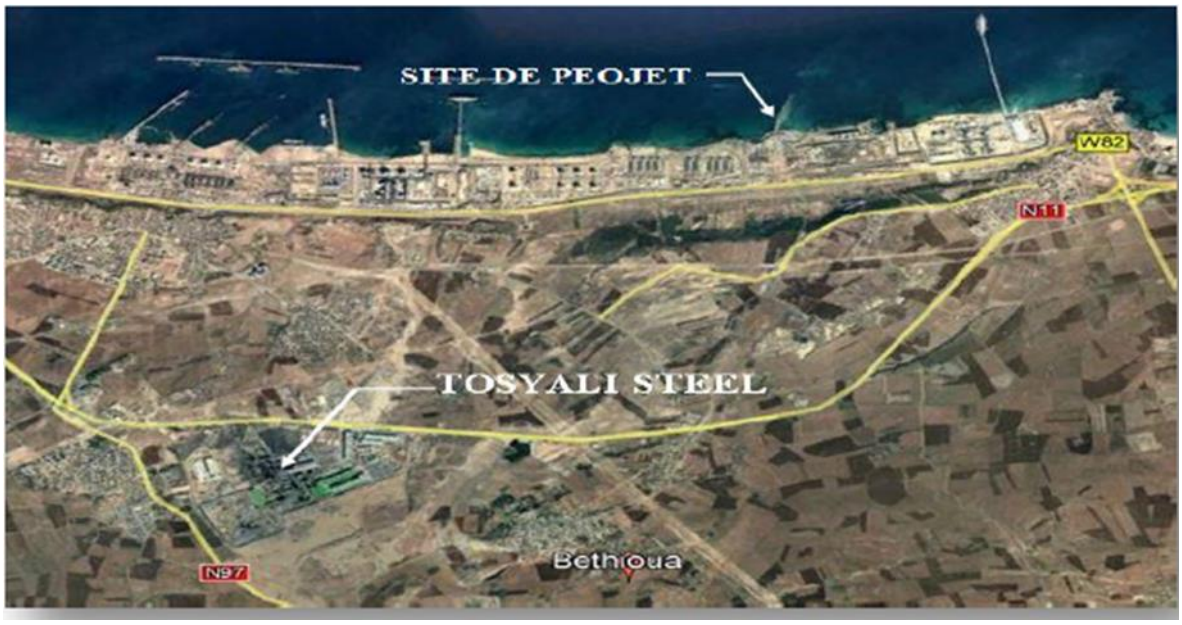


Figure IV-1 Le plan de situation du projet

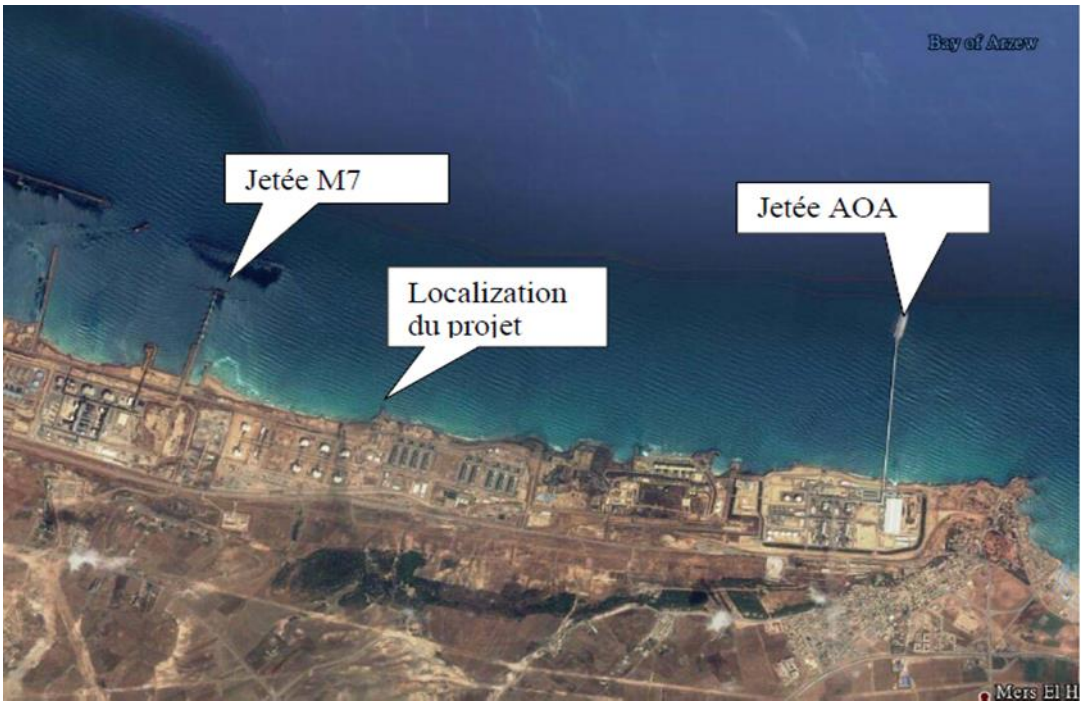


Figure IV-2 Le plan d'implantation du projet

IV.3 Données de base de conception

IV.3.1 Levé topographique et bathymétrique

Afin de dimensionner les ouvrages côtiers, une description des caractéristiques géométriques ainsi que morphologiques des fonds marins et de la surface de sol au-dessus de l'eau sont nécessaires, de ce fait des compagnes topographiques et bathymétriques ont été réalisées les travaux ont inclus :

- Un levé topographique d'une surface de 19 hectares
- Un levé bathymétrique d'une surface de 212 hectares réalisé par des profils parallèles, espacés de 10 m atteignant les profondeurs de -31 m

IV.3.2 Données naturelles

IV.3.2.1 Le vent

Suite aux observations établis par S.S.M.O s'étalant de 1963-1970 au large d'Oran, il a été conclu qu'il y a deux secteurs de vent dominant la baie d'Arzew :

- Pour la période hivernale : le secteur Ouest à Sud-ouest caractérisé par des vents fréquents et quelques fois forts atteignant les 26km/h.
- Pour la période estivale : le secteur Est à Nord-est caractérisé par des vents très fréquents et forts atteignant les 21.5km/h
- La vitesse maximale exceptionnelle des vents de 40m/s conçue moyenne dans 10 minutes (une fois pour 50 ans).

IV.3.2.2 Les courants

Les courants de surface présentent des caractères variable et susceptible d'être très rapide sous l'influence des vents dominants.

Sous des vents de Nord-est, les courants superficiels approchants suivent la direction du vent et ralentissent près de la côte. Avec un vent du Nord-est de 15 à 20 nœuds, les courants avancent

vers la côte avec une vitesse assez constante de 0.5 nœuds environ en prenant une direction Sud à Sud-ouest.

Avec des vents de Sud-ouest, le courant suit la direction du vent en direction de la haute mer où il atteint progressivement une vitesse plus grande.

La vitesse de courant dans la zone de l'ouvrage est relativement faible. Pour la côte, la direction principale est vers l'ouest, la vitesse est de l'ordre de 0.5 nœuds

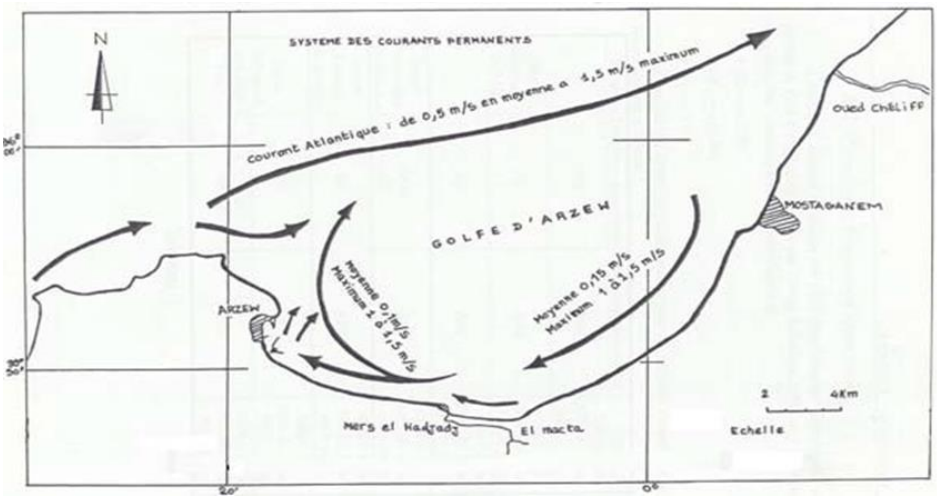


Figure IV-3 Système des courants parements dans la zone du port d'Arzew

IV.3.2.3 Pluviométrie

Les renseignements concernant la pluviométrie dans la région d'Oran, tirés des statistiques de la station météorologique de l'Aéroport d'El-Senia, indiquent des précipitations annuelles moyennes de l'ordre de 406mm. La durée totale des orages est en moyenne de 10 à 15 jours/an. Les pluies sont surtout importantes d'Octobre à Avril avec un maximum en Décembre et Janvier de près de 100mm.

IV.3.2.4 Température

Le climat de la région d'Oran est de type méditerranéen caractérisé par un été chaud et sec et en hiver frais et humide. La saison froide s'étend de Novembre à Avril. La moyenne annuelle enregistrée à Oran étant de +17.4°C. Les températures minimales et maximales sont respectivement de -3°Cen Décembre et de +41°C en Aout.

IV.3.2.5 La marée et le niveau d'eau

D'après les données du CGMS, la marée atteint son maximum en mois de Novembre avec 35cm environ. En moyenne, nous pouvons dire que la marée de pleine lune est de 25 à 30 cm et celle de la nouvelle lune de 5 à 15 cm.

La figure suivante montre les autres niveaux de la mer simplifiée. Le zéro de référence employé est le Nivellement Général Algérien (NGA), situé à 44cm par rapport au zéro hydrographique (ZH).



Figure IV-4 niveaux d'eaux de référence et calcul au port d'Arzew

- Le niveau haut extrême : 0.7m
- Le niveau bas extrême : -0.6m
- Le niveau haut de conception : 0.34m
- Le niveau bas de conception : -0.26m

IV.3.2.6 Houle de conception

Sur la base des données du rapport de l'étude de réfraction de la houle, les conditions de conception des houles sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau IV-1 Les conditions de houles centennales.

Côté extérieur de la digue					Côté intérieur de la digue				
Position	Profondeur d'eau	H_s (m)	Tp (s)	Dir (°)	Position	Profondeur d'eau	H_s (m)	Tp (s)	Dir (°)
B-1	-22.5	8.81	14.77	344.23	--	--	--	--	--
B-5	-21.5	8.70	14.73	344.57	B-2	-21	6.55	14.12	19.18
B-6	-20	8.64	14.67	344.72	B-3	-20	4.53	14.07	24.08
DO-1	-18	8.15	14.61	346.9	B-4	-17	3.65	14.02	25.43
DO-2	-14	7.64	14.50	349.25	--	--	--	--	--
DO-3	-10	6.78	14.36	349.26	DI-1	-10	3.85	13.81	27.56
DO-4	-8	5.42	14.16	348.77	--	--	--	--	--
--	-7	--	--	--	DI-2	-7	3.28	13.59	28.95
DO-5	-6	4.48*	13.93	353.38	DI-3	-6	3.38	13.33	42.60
DO-6	-3	2.81*	13.43	348.48	DI-4	-3	2.33	12.71	41.18

* : Hauteur de déferlement (la houle qui se situe aux points DO-5 et DO-6 sont dans la zone de déferlement)

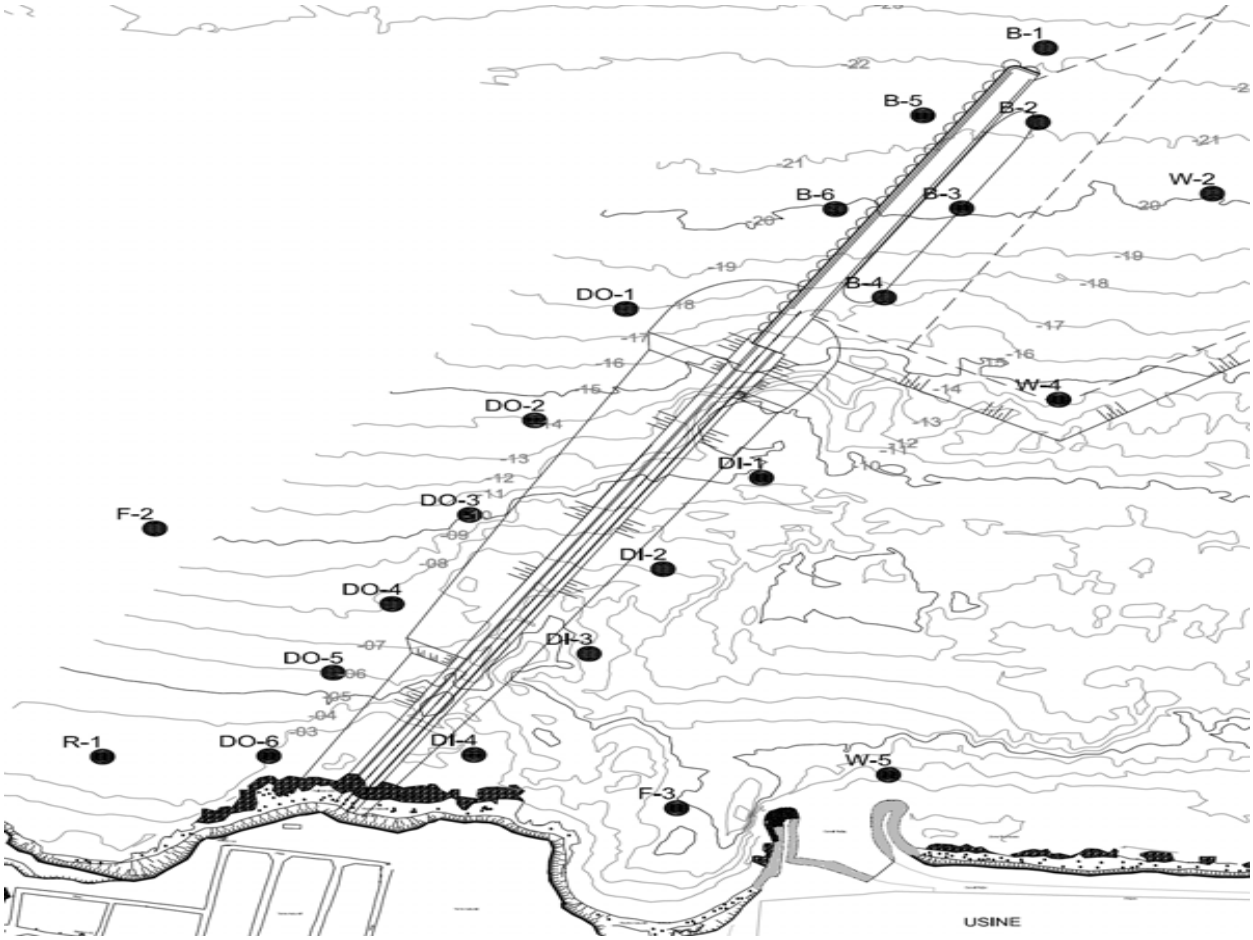


Figure IV-5 Positions des points caractéristiques de houles

N.B : Les houles concernées pour notre projet sont de DO-1 à DO-5.

IV.3.3 Données géologiques

Les conditions géologiques se réfèrent aux résultats de prospection géologiques des ouvrages M7 et AOA et ceux des sondages réalisés du présent projet.

Dans le cadre de réalisation de la jetée M7 Bathioua, une compagne géologique a été réalisée en 1973, ensuite une seconde compagne a été réalisé en 2008 au port de Bathioua.

Les conclusions des deux levés géophysiques et géotechniques menés dans cette zone met en évidence les conditions de sol uniforme avec la stratigraphie du sol variable.

La stratigraphie de la géologie superficielle révèle principalement trois formations selon l'altitude et l'épaisseur différentes :

- Une couche de sédiments consiste superficiellement de sable limoneux/sable argileux (dont l'épaisseur est de 0-4m)
- Une couche de calcarénite caractérisée par la structure compacte et cassante. Elle est structurellement constituée de couches intercalées de calcarénite et coquille. Mais la caractéristique évidente de cette calcarénite est sa structure poreuse, de nombreux vides et cavités jusqu'à 5m de hauteur ont été rencontrés au sein de la formation. L'épaisseur de la formation calcarénite varie de 0 à 7m et affleurements au niveau des fonds marins

- Une formation marneuse sous les sables supérieures et calcarénite à au moins une profondeur de 28m. les quelques mètres supérieurs de la marne sont altérés.

Le profil du sol qui a été retenu pour la base de la conception est comme suit :

- Une couche de sédiments de 2m d'épaisseur
- Une couche de calcarénite de 4m d'épaisseurs
- Une couche de marne dont la profondeur peut atteindre celle définie par ce projet.

Tableau IV-2 les paramètres géologiques

N°	Couche de sol	Masse volumique humide (kN/m^3)	Angle de frottement (°)	Résistance au cisaillement sans drainage (kPa)
1	Couche de sable lâche	18	28	-
2	Couche de calcarénite	21.6	20	68
3	Couche de marne	18,7	23	107

IV.3.4 Données géotechniques :

Le contenu principal de la reconnaissance géotechnique comporte essentiellement la réalisation de :

- 13 sondages carottés, noté de SG01 au SG09 et de ZT01 au ZT04 dont la profondeur de forage est entre 4.5m et 17.75m. exécutés selon la norme britannique BS 5930-1999+A2 : code of practice for site investigation. L'essai permet de tracer le profil pénétration d'une part et d'autre part de fournir des échantillons qui peuvent servir à la reconnaissance du site au moyen des essais d'identification. Les sondages sont représentés dans la figure suivante :

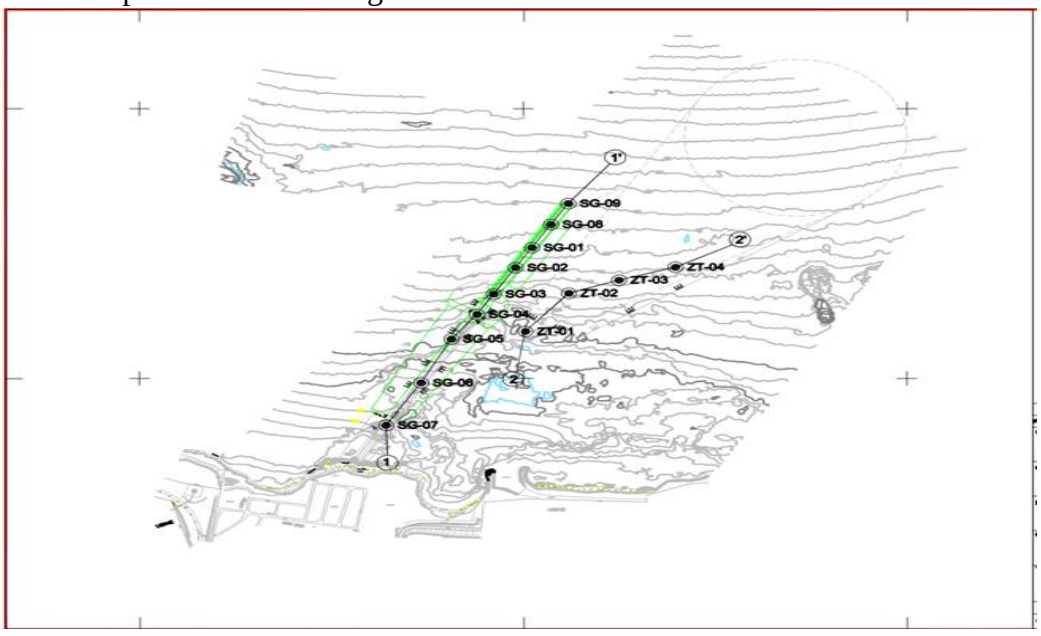


Figure IV-6 Le plan de positionnement des sondages

- Les essais au laboratoire sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV-3 Les différents essais en laboratoire.

Les essais physiques et chimiques	Les essais mécaniques
➢ Analyse granulométrique (tamisage à sec et sédimentation) ➢ La teneur en eau naturelle ➢ Masse volumique des sols fins ➢ Limites d'Atterberg ➢ Teneur de l'ahnydrique sulfurique (SO_3) ➢ Teneur en matière organique ➢ Teneur en carbonates ($CaCO_3$)	➢ L'essai œdométrique ➢ Essai de cisaillement à la boite rectiligne type CU ➢ Essai de compression simple

N.B :

- Les sondages concernés pour le dimensionnement de la digue à talus sont SG-05, SG-06 et SG-07.
- La disposition de plan et résultats des essais in situ et au laboratoire est montrée en **annexe A**.

IV.3.5 Données sismiques

La zone d'étude est située à la **zone II-a** (conformément à RPA 2003) ; l'accélération de séisme horizontale est de 0.25g.

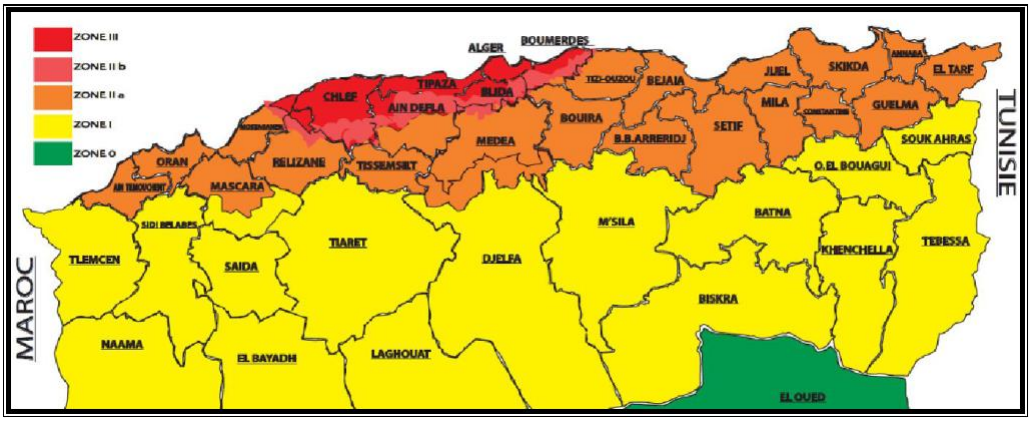


Figure IV-7 Répartition des zones séismique de l'Algérie (selon RPOA 2008)

Tableau IV-4 Répartition régionale et coefficient d'accélération séismique (selon RPA, 2003)

Groupe	I	II-a	II-b	III	Groupe
1A	0,12	0,25	0,30	0,35	1A
1B	0,10	0,20	0,25	0,30	1B
2	0,08	0,15	0,20	0,25	2
3	0,05	0,10	0,14	0,15	3

Selon Seismic Design Guidelines for Port Structures, 2006, deux standards de séisme sont appliquées pour l'étude d'anti-séisme :

- **Niveau 1 :** le séisme potentiel pendant la durée de vie de l'ouvrage

La probabilité de l'accélération du séisme conçue est de 50% pendant 50ans (période de retour de 75ans). L'accélération du séisme horizontale de niveau1 pour le présent projet est de 0.125g.

- **Niveau 2 :** relatif au séisme rare, le séisme qui peut mener aux activités de terre très fortes

La probabilité de l'accélération du séisme conçue est de 10% pendant 50ans (période de retour de 475ans). L'accélération du séisme horizontale de niveau2 pour le présent projet est de 0.25g.

Le but d'appliquer les deux standards d'étude est d'assurer les exigences de sécurité et d'usage sous l'effet de séisme de niveau1 et de permettre le dégât réparable sous l'effet de séisme de niveau 2.

Le coefficient sismique est calculé selon les formules suivantes :

$k_h = 0.5A \quad k_v = \pm 0.3 k_h$

- **Niveau 1 :** $k_h = 0.5 \times 0.125 = 0.063 \quad k_v = \pm 0.3 \times 0.063 = \pm 0.019$
- **Niveau 2 :** $k_h = 0.5 \times 0.25 = 0.125 \quad k_v = \pm 0.3 \times 0.125 = \pm 0.038$

IV.4 Dimensionnement de la digue

Comme indique dans le paragraphe IV.1, la deuxième phase consiste en l'étude et réalisation d'une digue de 703.2m de longueur dont 553.7m de digue à talus et 56.3m de digue verticale servant de jonction avec la digue accostable de la troisième phase de l'étude.

Tableau IV-5 Dimensions principale de la digue globale

Items	Longueur	Repère d'altitude du mur de couronnement	Elévation de la dalle de roulement	Structure
Digue	760 m	+ 4,3 à 10,5	+4,0	Longueur du talus en enrochement est de 703,7 m La longueur de la digue verticale est de 56,3 m

Tableau IV-6 Dimensions principale de la digue à talus concernée par l'étude

Items	Longueur	Repère d'altitude du mur de couronnement	Elévation de la dalle de roulement	Structure
Digue dont la profondeur d'eau est plus de -5m	553,7 m	+ 6,0 à 10,5 m	+4,0	Talus en enrochement

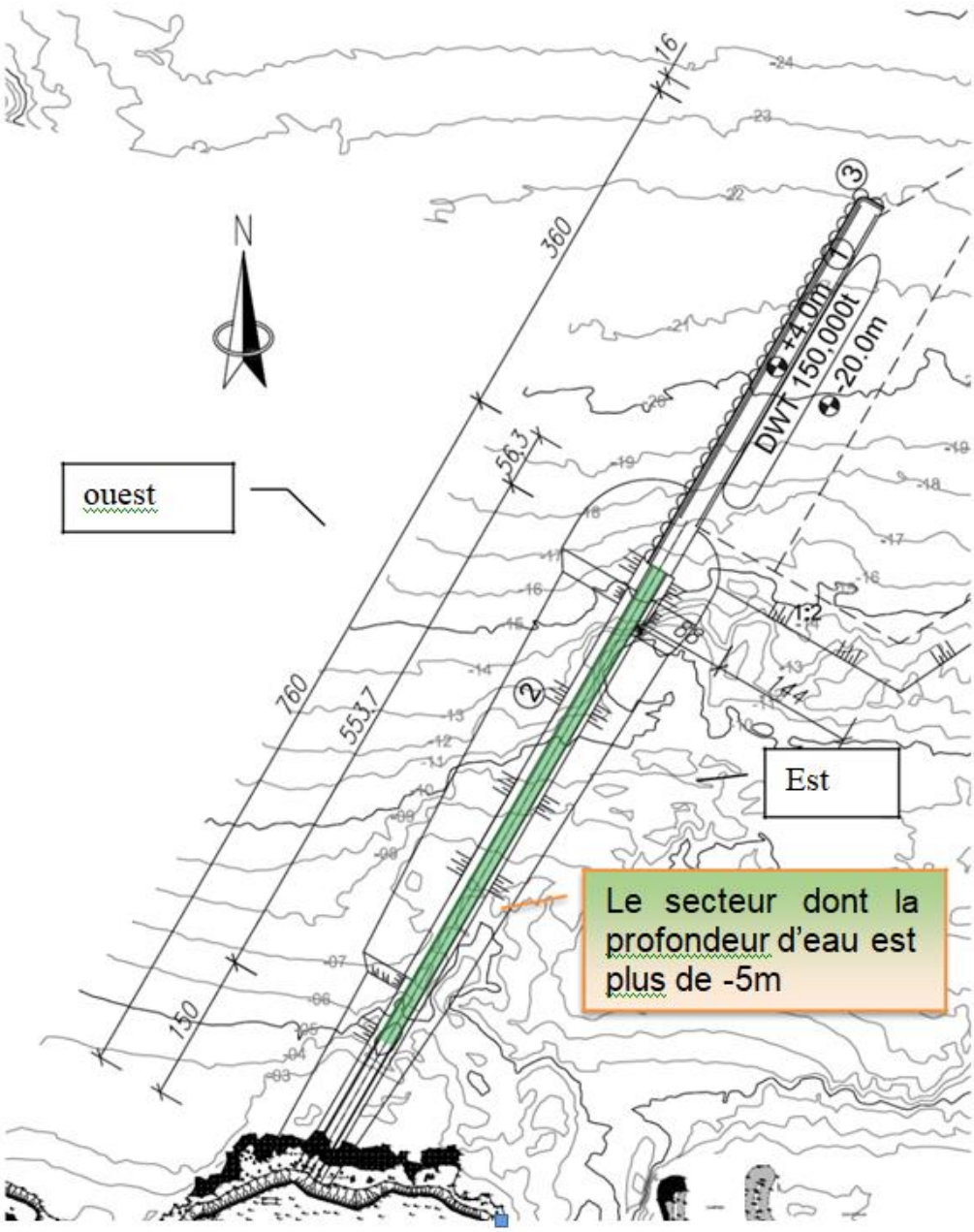


Figure IV-8 Plan de masse de la digue

Les sections 10-10, 13-13, 17-17, 19-19 et 20-20 sont prises comme sections types de la digue.

Les coupes 10-10 et 13-13 sont situées dans la première partie courante de la digue, les coupes17-17et 19-19 sont situées dans la deuxième partie courante de la digue et la coupe20-20 est située au niveau du musoir (jonction digue à talus avec digue verticale).

Les coupes types de la digue sont représentées dans **l'annexe B.**

IV.4.1 Base de conception

IV.4.1.1 Normes et standards

Tableau IV-7 Normes de conception

BS EN 1997-1: 2004	Eurocode 7 : Geotechnical design Part1 : General rules
BS EN 1991-1-1:2002	Eurocode 1 : Actions on structures Part1-1 : General actions densities, self-weight, imposed loads for buildings
BS 6349-7 : 1991	Maritime structures - Part 7 : Guide to the design and construction of breakwaters

Tableau IV-8 Guides de conception

CIRIA C683 : The Rock Manual, The use of rock in hydraulic engineering (2nd edition), 2007
PIANC : Guidelines for the design of armoured slopes under open piled quay walls, 1997
EurOtop : EurOtop-Wave Overtopping of Sea Defences and Related

IV.4.1.2 Matériaux

IV.4.1.2.1 Masse volumique et caractéristiques des matériaux

Voir le tableau ci-dessous pour les masses volumiques des matériaux pour la présente étude.

Tableau IV-9 Masses volumiques des matériaux

Matériaux	Masse volumique KN/m^3
Structure en acier	78,50
Eau de mer	10,25
Masse volumique du béton	24,5
Masse volumique du béton non armé	24
Masse volumique des blocs de Carapace	24
Masse volumique des enrochements naturels	26,5

IV.4.1.2.2 Béton

Voir le tableau ci-dessous pour les caractéristiques de béton pour les éléments de la digue.

Tableau IV-10 Caractéristiques du béton

Désignation des éléments de la digue	Classe	f_{ck} (MPa)	$f_{ck,\ cube}$ (MPa)	E_{cm} (MPa)	μ	α_c
Blocs Antifer	C28/35	28	35	3,23E+04	0,2	$10x10^{-6}K^{-1}$
Mur de couronnement						
Couche d'assise en béton non armé	C12/15	12	15	2,7E+04	0,2	$10x10^{-6}K^{-1}$

IV.4.2 Méthode de dimensionnement :

Le dimensionnement de la digue à talus qui fait l'objet de notre étude comprendra essentiellement :

1. La détermination du poids de la carapace et son épaisseur ;
2. Détermination du poids de la sous-couche et son épaisseur ;
3. Détermination du poids de noyau ;
4. Détermination de la butée de pieds ;
5. Vérification de la granulométrie de la couche d'assise ;
6. Ferraillage du couronnement ;
7. La stabilité de mur de couronnement ;
8. Le débit de franchissement de la digue ;
9. La vérification du phénomène de la liquéfaction ;
10. La vérification du phénomène de tassement.

IV.4.3 Procédé et résultats de calcul

Selon le document du marché, l'élévation de la dalle de roulement de la digue est de + 4.0m NGA, la largeur de la dalle est de 14m.

Les autres caractéristiques de la coupe, y compris le mur de couronnement, la carapace, la sous-couche, les couches d'assises et la butée des pieds de la digue seront déterminées par les calculs.

IV.4.3.1 La carapace

IV.4.3.1.1 Le poids de la carapace

Le poids stable des blocs de carapace est calculé par la formule de HUDSON :

$$\frac{H_S}{\Delta D_{n50}} = (K_D \cot \alpha)^{1/3}$$

Dont :

H_s : hauteur de la houle effective au pied de la digue structurelle ;

K_D : coefficient de stabilité ;

α : angle du talus ;

D_{n50} : le diamètre nominal médian des blocs

L'influence des houles obliques sur le poids stable doit être considérer lors du calcul des blocs de carapace. La hauteur de la houle réduite conçue est donnée par la formule de Galland [6] :

$$H_e = H_s \cos \beta^x$$

Où :

H_e : la hauteur de houle réduite ;

H_s : la hauteur significative de la houle ;

B : l'angle d'incidence de la houle ;

X : paramètre de réduction ;

	Antifer cube	Tetrapod	Quarry stone	ACCROPODE®
Armour stability	0.6	0.3	0.25	1
Toe stability	0.6	0.4	0.6	0.4
Overtopping	1	0.6	1/3	0.75

Table 5. Coefficient x for the equivalent normal wave height $H_s cos\beta^x$.

N.B : le coefficient de réduction maximum est pris égal à 0.7, la réduction n'est pas appliquée lors de déferlement des houles.

Voire **l'annexe C** pour le calcul de réduction de la hauteur de la houle conçue des houles obliques.

IV.4.3.1.2 Epaisseur de la carapace

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

$$E = n \times K_t \times D_{n50}$$

Dont :

n=2 : nombre de couches des blocs (Antifer) ;

K_t: coefficient de l'épaisseur de la couche ; Antifer cube, K_t=1.02 ;

D_{n50} : diamètre nominal médian des blocs de la carapace

Tableau IV-11 Résultats de calcul de la conception de la carapace de la digue

Numéro de coupes	Côté ouest de la digue			Côté est de la digue		
	Résultats de calcul M (t)	Sélection réelle (t)	Epaisseur	Résultats de calcul M (t)	Sélection réelle (t)	Epaisseur
10-10	7.30	12	3.5	1.10	5	2.6
13-13	15.13	25	4.5	1.01	5	2.6
17-17	20.96	30	4.7	1.62	5	2.6
19-19	25.73	38	5.1	1.62	5	2.6

21-21	35.62	45	5.4	15.53	25	4.5

Voire **l'annexe C** pour voir le procédé de calcul des blocs de carapace de la digue.

IV.4.3.2 La sous-couche

IV.4.3.2.1 Le poids de la sous-couche

Selon CIRIA C653 Rock Manual, le poids de la sous-couche est calculé avec le tableau suivant ;

Tableau IV-12 Masses proposées pour l'enrochement constitutifs d'une sous-couche supportant des blocs artificiels

Tableau 5.36 *Masses proposées pour l'enrochement constitutif d'une sous-couche supportant des blocs artificiels*

Type d'enrochement artificiel	Masse de l'enrochement naturel de la sous-couche, M_u, par rapport à la masse des blocs de la carapace, M_a		
Cubes en une couche	$M_{50,u} = 0.07\ M_a$	$M_{min,u} \geq 0.05\ M_a$	$M_{max,u} \leq 0.10\ M_a$
Blocs imbriqués en une couche	$M_{50,u} = 0.1\ M_a$	$M_{min,u} \geq 0.07\ M_a$	$M_{max,u} \leq 0.14\ M_a$
Carapace en double couche	$M_{50,u} = 0.1\ M_a$	$M_{min,u} \geq 0.05\ M_a$	$M_{max,u} \leq 0.15\ M_a$

Note : M_a = masse du bloc artificiel (kg) ; M_u = masse de l'enrochement naturel de la sous-couche (kg)

IV.4.3.2.2 Epaisseur de la sous-couche

$$E = n \times K_t \times D_{n50}$$

Dont :

n : nombre de couches des blocs de la carapace ;

k_t : coefficient de l'épaisseur de la couche ; blocs irrégulièrement disposés ; k_t=0.92

D_{n50} : diamètre nominal médian des blocs de la couche d'assise

Tableau IV-13 Résultats de calcul de la conception de la sous-couche de la carapace

Numéro de coupes	Côté ouest		Côté est	
	Valeur conçue (t)	Epaisseur (m)	Valeur conçue (t)	Epaisseur (m)
10-10	1-3	1.73	0.5-2	1.43
13-13	2-4	2.00	0.5-2	1.43
17-17	2-4	2.00	0.5-2	1.43
19-19	3-6	2.20	0.5-2	1.43
21-21	3-6	2.20	2-4	2.00

Voire **l'annexe C** pour voir le procédé de calcul détaillé.

IV.4.3.2.3 Granulométrie de la sous-couche

Les blocs artificiels exigent que la sous-couche ait une dimension spécifique afin de garantir un transfert satisfaisant des charges, d'obtenir une perméabilité suffisante et d'empêcher le mouvement des particules fines vers l'extérieur.

Les blocs de la couche d'assise et les blocs de noyau de la digue doivent satisfaire aux exigences de filtration inversée, les règlements de la formule 5.2.7.2 dans CIRIA C683 Rock Manual sur la filtration inversée des blocs sont comme suivant :

$$\frac{D_{15sous-couche}}{D_{85base}} \leq 5$$

Dont :

$D_{15sous-couche}$: diamètre des blocs de sous-couche dont la fréquence d'accumulation est de 15% (m) ;

D_{85base} : diamètre des blocs fondamentaux (base) dont la fréquence d'accumulation est de 85% (m) ;

Tableau IV-14 Calcul de M_{15} et M_{85} des blocs de base.

	0~500kg (M_{50} = 270kg)	300~500kg (M_{50} = 470kg)		0.5~2t (M_{50} = 1250kg)		1~3t (M_{50} = 2200kg)		2~4t (M_{50} = 3400kg)	
	M_{85} (kg)	M_{15} (kg)	M_{85} (kg)	M_{15} (kg)	M_{85} (kg)	M_{15} (kg)	M_{85} (kg)	M_{15} (kg)	M_{85} (kg)
Paramètre A	3.34	0.16	3.34	0.16	3.34	0.16	3.34	0.16	3.34
Paramètre B	0.918	0.171	0.918	0.171	0.918	0.171	0.918	0.171	0.918
Poids	570	215	948	677	2327	1312	3909	2185	5830
	D_{85} (m)	D_{15} (m)	D_{85} (m)	D_{15} (m)	D_{85} (m)	D_{15} (m)	D_{85} (m)	D_{15} (m)	D_{85} (m)
Diamètre	0.60	0.43	0.71	0.63	0.96	0.79	1.14	0.94	1.30

Tableau IV-15 Calcul de filtration inversée des blocs de sous-couche

Blocs de sous-couche	Blocs de base	D_{15f} / D_{85b}	
3~6 t	1~3 t	0.92	< 5, les exigences sont satisfaites
3~6 t	300~500 kg	1.47	< 5, les exigences sont satisfaites
2~4 t	0.5~2 t	0.98	< 5, les exigences sont satisfaites
2~4 t	300~500 kg	1.32	< 5, les exigences sont satisfaites
1~3 t	0~500 kg	1.32	< 5, les exigences sont satisfaites
1~3 t	300~500 kg	1.11	< 5, les exigences sont satisfaites
0.5~2 t	0~500 kg	1.06	< 5, les exigences sont satisfaites
300~500 kg	0~500 kg	0.72	< 5, les exigences sont satisfaites

Les détails de calcul se présente dans **l'annexe C.**

IV.4.3.3 Le noyau

IV.4.3.3.1 Poids du noyau

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

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

Tableau IV-16 Résultats de conception du noyau de la digue

Numéro de coupes	Côté ouest de la digue			Côté est de la digue		
	$W_{carapace}$ (t)	$\frac{W_{carapace}}{4000}$ (t)	Choix du noyau (kg)	$W_{carapace}$ (t)	$\frac{W_{carapace}}{4000}$ (t)	Choix du noyau (kg)
10-10	12	0.003	0-500	5	0.00125	0-500
13-13	25	0.00625	0-500	5	0.00125	0-500
17-17	30	0.0075	0-500	5	0.00125	0-500
19-19	38	0.0095	0-500	5	0.00125	0-500
21-21	45	0.01125	0-500	25	0.00625	0-500

IV.4.3.4 La butée de pied

IV.4.3.4.1 Poids des blocs de la butée de pied

Comme la vitesse du fond devant la digue est faible, le poids des blocs de la butée de pied est influencé principalement par les houles devant la digue, par conséquent, il est calculé par la formule améliorée de Van Der Meer et al dans CIRIA C683 Rock Manual :

$$D_{n50} = \frac{H_s}{\left(2 + 6.2\left(\frac{h_t}{h}\right)^{2.7}\right) {N_{od}}^{0.15} \Delta}$$

Dont :

D_{n50} : diamètre médian des blocs (m) ;

H_s : hauteur de la houle effective (m) ;

h_t : profondeur d'eaux à la butée de pied (m) ;

h : profondeur d'eaux devant la butée de pied (m) ;

N_{od} : paramètre d'endommagement, $N_{od} = 0.5$;

Δ : densité relative, $(\rho_r - \rho_w)/\rho_w = 1.585$;

ρ_w : la densité de l'eau de mer, $\rho_w = 1025$ kg/m^3 ;

ρ_r : la densité des blocs, $\rho_r = 2650$ kg/m^3 ;

N.B : les cadres d'application de la formule ci-dessus sont $0.4 < h_t/h < 0.9$ et $0.3 < h_t/D_{n50} < 25$, hors ces cadres, le poids stable des blocs de la butée de pied est calculé avec la formule de Hudson.

IV.4.3.4.2 Epaisseur de la butée de pied

$$E = n \times k_t \times D_{n50}$$

Dont :

n: nombre de couches, n=2 ;

K_t : coefficient de l'épaisseur de la couche, $k_t = 1.02$;

D_{n50} : diamètre nominal médian des blocs de la butée de pied

Tableau IV-17 Résultats de calcul de la conception de la butée de pieds de la digue

Numéro de coupes	Côté ouest de la digue			Côté est de la digue		
	Résultats de calcul M(t)	Sélection réelle M(t)	Epaisseur E (m)	Résultats de calcul M(t)	Sélection réelle M(t)	Epaisseur E (m)
10-10	1.51	2-4	2.0	0.7	1-3	2.0
13-13	2.68	3-6	2.5	0.27	1-3	2.0
17-17	2.15	3-6	2.5	0.28	1-3	2.0
19-19	4.99	3-6	2.5	0.26	1-3	2.0
21-21	10.12	12	3.5	1.39	3-6	2.5

Voir **l'annexe C** pour voir le procédé de calcul.

IV.4.3.5 La berme

$$B = 4 \times D_{n50}{}^{carapace}$$

Tableau IV-18 Résultats de calcul de la berme de la digue

Numéro de coupes	Côté ouest de la digue			Côté est de la digue		
	$M_{carapace}$ (t)	$D_{n50}{}^{carapace}$ (m)	B (m)	$M_{carapace}$ (t)	$D_{n50}{}^{carapace}$ (m)	B (m)
10-10	7.30	1.45	5.8	1.10	0.77	3.08
13-13	15.13	1.85	7.4	1.01	0.75	3
17-17	20.96	2.06	8.24	1.62	0.88	3.52
19-19	25.73	2.21	8.84	1.62	0.88	3.52
21-21	35.62	2.46	9.84	15.53	1.86	7.44

IV.4.3.6 Ferraillage de mur de couronnement

La performance en matière de franchissement d'une digue à talus est souvent améliorée de manière significative par l'utilisation d'un mur de couronnement en béton. Ce type de dispositif sert également d'accès, de plateforme de travail et supporte parfois aussi des conduites ou autres structures de transport. Dans cette section, le cadre de calcul comporte essentiellement :

- ✓ Le calcul de l'effort interne de couronnement.
- ✓ Le calcul de ferraillage de couronnement.

IV.4.3.6.1 Méthode de calcul

Le calcul de ferraillage du couronnement se base sur les règles de BAEL 91 révision 99.
On considère le couronnement comme étant un bras suspendu et on calcul les efforts internes,

la section considérée est une section rectangulaire **(dimensionnement en flexion à l'ELS avec un état de fissuration très préjudiciable).**

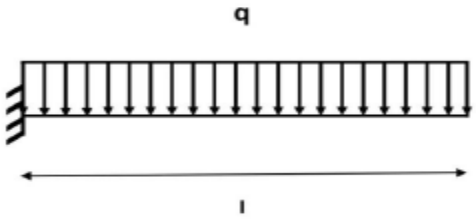


Figure IV-9 Disposition du bras suspendu

$$M = \frac{ql^2}{2} \qquad V = q \times l$$

Où :

M : moment de l'extrême de bras suspendu (kN.m/ml).

V : l'effort tranchant de l'extrême de bras suspendu (kN/ml).

q : valeur de charge répartie sur bras suspendu (kN/m/m).

l : longueur de bras suspendu.

Les détails de calcul sont résumés dans **l'annexe D.**

IV.4.3.7 Stabilité de mur de couronnement

Les modes de rupture des murs de couronnement peuvent être divisés en deux groupes :

Ceux qui dépendent de la résistance de la superstructure (rupture) et ceux qui dépendent de l'interaction aux ouvrages adjacents (comme glissement et renversement).

Selon CIRIA C683 Rock Manual, la stabilité de mur de couronnement vis-à-vis du glissement et du renversement est calculée comme suite :

- Pour la stabilité vis-à-vis du glissement : $f(F_G - F_U) \geq 1.5F_H$

F_G : poids (déjaugé selon le cas) de l'élément du couronnement, $F_G = (M_{cw} - V_{cw}\rho_w)g$, où M_{cw} et V_{cw} sont respectivement la masse et le volume du couronnement.

F_U : force de sous-pression induite par la houle.

F_H : force horizontale induite par la houle.

f : coefficient de frottement pris égale à 0.5.

- Pour la stabilité vis-à-vis du renversement : $M_G - M_U \geq 1.5M_H$

M_G : moment stabilisateur dû à la masse du mur de couronnement.

M_U : moment induit par la houle dû à la force de sous-pression.

M_H : moment induit par la houle dû à la force horizontale.

Selon Jensen (1984) et Bradbury et al (1988), la force maximum de houles horizontales est calculée comme suit :

$$F_H = \left(\rho_w g d_c L_{op}\right).\left(aH_s/R_{ca} - b\right)$$

Où :

H_s : la hauteur significative de la houle (m) ;

L_{op} : longueur de la houle des eaux profondes correspondante au cycle de pic (m) ;

dc: hauteur de la face du mur de couronnement contre les houles (m) ;

R_{ca} : élévation de la crête de la carapace (m) ;

a, b : coefficient d'expérience, en fonction du tableau 5.49 dans CIRIA C638 Rock Manual.

Tableau 5.49 *Coefficients empiriques a et b servant à calculer les forces exercées par la houle sur les murs de couronnement, pour les coupes A à E représentées à la Figure 5.82*

Section de la Figure 5.82	Intervalles des paramètres lors des essais			Valeurs des coefficients de l'Équation 5.201 correspondant à un dépassement par 0.1 % des vagues	
	R_{ca}	$s_{op} = H_s/L_{op}$	H_s/R_{ca}	*a*	*b*
A	5.60 – 10.60	0.016 – 0.036	0.760 – 2.50	0.051	0.026
B	1.50 – 3.00	0.005 – 0.011	0.820 – 2.40	0.025	0.016
C	0.10 *)	0.023 – 0.070	0.90 – 2.10	0.043	0.038
D	0.14 *)	0.040 – 0.050	1.43	0.028	0.025
E	0.18 *)	0.040 – 0.050	1.11	0.011	0.010

Note: *) ces valeurs se rapportent à des essais sur modèles réduits.

0

La force de sous-pression est donnée par l'équation :

$$F_U = \left(\rho_w g B_c L_{op}/2\right).\left(aH_s/R_{ca} - b\right)$$

Dont :

B_c : largeur de la base du mur de couronnement (m).

Tableau IV-19 Résultats de calcul de la stabilité de mur de couronnement

Numéro de coupes	Côté ouest de la digue		Côté est de la digue	
	Coefficient de sécurité de glissement	Coefficient de sécurité de renversement	Coefficient de sécurité de glissement	Coefficient de sécurité de renversement
10-10	2.02	2.17	8.36	3.02
13-13	1.74	1.75	9.14	3.02
17-17	1.52	1.60	4.07	1.78
19-19	1.79	1.97	4.07	1.78
21-21	1.53	2.14	1.64	2.17

Les résultats de calcul de la stabilité du mur de couronnement satisfait aux exigences de conception, voire **l'annexe D** pour le calcul détaillé.

IV.4.3.8 Calcul de la quantité de Franchissement

En général, pas de franchissement pendant la manutention des navires, la quantité de franchissement moyenne ≤ 0.1 l/s/m.

IV.4.3.8.1 Formule de la quantité de franchissement moyenne

Selon EurOtop-Wave Overtopping of Sea Defences and Related Structures : Assessments Manuel, 2008, la formule de la quantité de franchissement moyenne est comme suit :

- **Pour $\xi_{m-1,0} < 5$:**

$$\frac{q}{\sqrt{g\ {H_{m0}}^3}} = \frac{0.0067}{\sqrt{\tan\alpha}}\gamma_b.\xi_{m-1,0}exp\left(-4.75\frac{R_c}{\xi_{m-1,0}H_{m0}\gamma_b\gamma_f\gamma_\beta\gamma_\vartheta}\right)$$

Avec un maximum de :

$$\frac{q}{\sqrt{gH_{m0}{}^3}} = 0.2exp\left(-2.6\frac{R_c}{H_{m0}\gamma_f\gamma_\beta}\right)$$

- **Pour $\xi_{m-1,0} > 7$:**

$$\frac{q}{\sqrt{gH_{m0}{}^3}} = 10^c exp\left(-\frac{R_c}{\gamma_f\gamma_\beta H_{m0}\left(0.33 + 0.022\xi_{m-1,0}\right)}\right)$$

Où :

γ_b : élément d'influence d'épaulement (la berme), pris égale à 1 ;

γ_f : élément d'influence de la rugosité de la carapace à talus, selon le tableau 5.10 dans le CIRIA C683 Rock Manuel, on prend 0.47 pour Antifer cube et 0.4 pour roches ;

γ_β : élément d'influence de houles obliques, γ_β = 1-0.0033β ;

γ_v : élément d'influence du couronnement, l'influence du couronnement n'est pas considérée pour le moment, pris égale à 1 ;

$\xi_{m-1,0} = \frac{\tan\alpha}{(s_{m-1,0})^{0.5}}$ Et $s_{m-1,0} = H_{m0}/L_{m-1,0}$;

H_{m0} : hauteur de la houle (m) ;

$L_{m-1,0}$: longueur de la houle d'eaux profondes (m), $L_{m-1,0} = \frac{g{T_{m-1,0}}^2}{2\pi}$, pour les eaux à faible profondeur, $T_{m-1,0} = T_p$;

α : degré de l'angle de pente ;

R_c : la crête du couronnement supérieure du niveau d'eau (m) ;

Selon EurOtop-Wave Overtopping of Sea Defences ans Related Structures : selon la formule 6.7 dans Assessments Manuel, 2008, l'influence de la largeur de la carapace devant le mur de couronnement sur la quantité de franchissement est calculée comme suit :

$$C_r = 3.06exp\left(-\frac{1.5G_c}{H_{m0}}\right)$$

Où :

C_r : coefficient de réduction de la quantité de franchissement ;

G_c : largeur de la carapace devant le mur de couronnement (m) ;

N.B : 5< $\xi_{m-1,0}$ < 7, on propose d'adopter l'interpolation linéaire pour le calcul de la quantité de franchissement.

Tableau IV-20 Résultats de calcul de la quantité de franchissement

Numéro de coupes	Conditions de houles	Côté ouest de la digue		Côté est de la digue	
		Elévation de la crête du couronnement (m)	Quantité de franchissement moyenne (l/s/m)	Elévation de la crête du couronnement (m)	Quantité de franchissement moyenne (l/s/m)
10-10	Centennale	7.50	2.61	5.00	0.05
13-13	Centennale	9.00	5.07	5.00	0.03
17-17	Centennale	9.50	9.10	5.50	0.09
19-19	Centennale	10.00	10.69	5.50	0.09
21-21	Centennale	10.50	6.80	6.50	3.16

IV.4.3.8.2 Conclusion :

Sous les conditions extrêmes, la grandeur de franchissement de la digue n'est pas importante, qui répond aux exigences de ne pas endommager la structure.

Dans la période de la manutention des navires, la quantité de franchissement moyenne peut satisfaire à la demande d'être ≤ 0.1 l/s/m.

Voire **l'annexe D** pour le procédé de calcul.

IV.4.3.9 Détermination de la liquéfaction de la couche de sable

Le facteur de sécurité contre la liquéfaction doit être supérieur à 1.

IV.4.3.9.1 Détermination du taux de la contrainte cyclique CSR

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{v0}} = 0.65\frac{a_{max}}{g}\frac{\sigma_v}{\sigma'_{v0}}r_d$$

Où :

σ_{v0} : contrainte verticale totale ;

σ'_{v0} : contrainte verticale effective ;

a_{max} : accélération maximale au sol de la surface générée par le séisme ;

g : accélération due à la pesanteur ;

r_d : coefficient de réduction de la contrainte, la valeur moyenne de r_d est estimée en utilisant les équations suivantes :

$r_d = 1.0 - 0.00765z$ pour $z \leq 9.15m$

$r_d = 1.174 – 0.0267z$ pour $9.15 \leq z \leq 23m$

Où : z est la profondeur sous la surface du sol en mètres.

IV.4.3.9.2 Détermination du taux de la résistance cyclique

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60CS}} + \frac{50}{[10(N_1)_{60cs} + 45]^2} - \frac{1}{200}$$

Dont :

$CRR_{7.5}$: taux de résistance cyclique ;

$(N_1)_{60cs}$: valeur corrigé N de l'essai de pénétration standard

N.B : Cette équation est valable pour $(N_1)_{60cs} < 30$. Pour $(N_1)_{60cs} \geq 30$, le sol granulaire peut être identifié comme non liquéfiable.

Pour tenir compte de l'influence de la teneur des fins, la valeur de $(N_1)_{60cs}$ doit être corrigée en utilisant les équations suivantes :

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta(N_1)_{60}$$

Où :

α, β sont des coefficients liés à la teneur des fins (FC)

$\alpha = 0$ pour $FC \leq 5\%$

$\alpha = \exp [1.76 – (190/FC^2)]$ pour $5\% \leq FC \leq 35\%$

$\alpha = 5.0$ pour $FC \geq 35\%$

$\beta = 1.0$ pour $FC \leq 5\%$

$\beta = [0.99\ FC^2/1000)]$ pour $5\% \leq FC \leq 35\%$

$\beta = 1.2$ pour $FC \geq 35\%$

FC : la teneur en sol fin d'après l'essai géotechnique dans laboratoire.

$$(N_1)_{60} = NC_N C_E C_B C_R C_S$$

Où :

$(N_1)_{60}$: la valeur corrigée de N ;

N : nombre de coups selon l'essai SPT ;

C_N : facteur pour normaliser N à une pression de surcharge effective de référence commune de 100KPa ;

C_E : facteur de correction pour le taux d'énergie de marteau ;

C_B : facteur de correction pour le diamètre du trou de sonde ;

C_R : facteur de correction pour longueur de barre ;

C_S : facteur de correction pour échantillons avec ou sans doublure.

IV.4.3.9.3 Le facteur de sécurité

Le facteur de sécurité contre la liquéfaction est calculé selon l'équation suivante :

$$FS = \frac{CRR_{7.5}}{CSR} . MSF$$

Dont :

FS : facteur de sécurité contre la liquéfaction ;

MSF : facteur d'échelle de magnitude de séisme.

IV.4.3.9.4 Vérification de la liquéfaction du sable de surface dû au séisme de niveau 1

Tableau IV-21 Résultats de calcul la vérification de la liquéfaction du sable de surface dû au séisme de niveau 1

Numéro de forage	Profondeur (m)	Elévation (m)	N_m	CSR	$(N_1)_{60}$ CS	$CRR_{7.5}$	MSF	FS	Distinction de la liquéfaction
SG07	0.5	-5.0	9	0.162	16	0.167	1.22	1.26	Non
	1.5	-6.0	9	0.161	16	0.167	1.22	1.27	Non
	2.5	-7.0	9	0.159	16	0.167	1.22	1.28	Non
SG06	0.5	-7.3	9	0.162	16	0.167	1.22	1.26	Non
	1	-7.8	9	0.161	16	0.167	1.22	1.27	Non
	1.5	-8.3	9	0.161	16	0.167	1.22	1.27	Non
SG05	0.5	-13.5	9	0.162	16	0.167	1.22	1.26	Non
	1.5	-14.5	9	0.161	16	0.167	1.22	1.27	Non
	2.5	-15.5	9	0.159	16	0.167	1.22	1.28	Non

IV.4.3.9.5 Vérification de la liquéfaction du sable de surface dû au séisme de niveau 2

Tableau IV-22 Résultats de calcul la vérification de la liquéfaction du sable de surface dû au séisme de niveau 2

Numéro de forage	Profondeur (m)	Elévation (m)	N_m	CSR	$(N_1)_{60cs}$	$CRR_{7.5}$	MSF	FS	Distinction de la liquéfaction
SG07	0.5	-5.0	9	0.324	16	0.167	1.22	0.63	Oui
	1.5	-6.0	9	0.321	16	0.167	1.22	0.64	Oui
	2.5	-7.0	9	0.319	16	0.167	1.22	0.64	Oui
SG06	0.5	-7.3	9	0.324	16	0.167	1.22	0.63	Oui
	1	-7.8	9	0.323	16	0.167	1.22	0.63	Oui
	1.5	-8.3	9	0.321	16	0.167	1.22	0.64	Oui
SG05	0.5	-13.5	9	0.324	16	0.167	1.22	0.63	Oui
	1.5	-14.5	9	0.321	16	0.167	1.22	0.64	Oui
	2.5	-15.5	9	0.319	16	0.167	1.22	0.64	Oui

IV.4.3.9.6 Vérification de la liquéfaction du sable sous le noyau dû au séisme de niveau 1 :

Tableau IV-23 Vérification de la liquéfaction du sable sous le noyau dû au séisme de niveau 1 :

Numéro de forage	Profondeur (m)	Elévation (m)	N_m	CSR	$(N_1)_{60cs}$	$CRR_{7.5}$	MSF	FS	Distinction de la liquéfaction
SG07	9.0	-5.0	9	0.099	12	0.127	1.22	1.57	Non
	10.0	-6.0	9	0.100	12	0.129	1.22	1.57	Non
	11.0	-7.0	9	0.100	11	0.126	1.22	1.53	Non
SG06	11.3	-7.3	9	0.097	11	0.124	1.22	1.56	Non
	11.8	-7.8	9	0.097	11	0.123	1.22	1.55	Non
	12.3	-8.3	9	0.097	11	0.122	1.22	1.54	Non
SG05	17.5	-13.5	9	0.085	10	0.109	1.22	1.58	Non
	18.5	-14.5	9	0.083	9	0.108	1.22	1.59	Non
	19.5	-15.5	9	0.080	9	0.106	1.22	1.61	Non

IV.4.3.9.7 Vérification de la liquéfaction du sable sous le noyau dû au séisme de niveau 2:

Tableau IV-24 Vérification de la liquéfaction du sable sous le noyau dû au séisme de niveau 1 :

Numéro de forage	Profondeur (m)	Elévation (m)	N_m	CSR	$(N_1)_{60cs}$	$CRR_{7.5}$	MSF	FS	Distinction de la liquéfaction
SG07	9.0	-5.0	9	0.198	12	0.127	1.22	0.79	Oui
	10.0	-6.0	9	0.200	12	0.129	1.22	0.79	Oui
	11.0	-7.0	9	0.200	11	0.126	1.22	0.77	Oui
SG06	11.3	-7.3	9	0.194	11	0.124	1.22	0.78	Oui
	11.8	-7.8	9	0.194	11	0.123	1.22	0.77	Oui
	12.3	-8.3	9	0.194	11	0.122	1.22	0.77	Oui
SG05	17.5	-13.5	9	0.169	10	0.109	1.22	0.79	Oui
	18.5	-14.5	9	0.165	9	0.108	1.22	0.80	Oui
	19.5	-15.5	9	0.161	9	0.106	1.22	0.81	Oui

IV.4.3.9.8 Résumé des résultats de vérification de la liquéfaction du sable dû au séisme :

Tableau IV-25 Résumé des résultats de vérification de la liquéfaction du sable dû au séisme :

Numéro de forage	Localisation	Niveau 1	Niveau 2
SG07	Sable de surface	Non-liquéfié	Liquéfié
	Sable sous le noyau	Non-liquéfié	Liquéfié
SG06	Sable de surface	Non-liquéfié	Liquéfié
	Sable sous le noyau	Non-liquéfié	Liquéfié
SG05	Sable de surface	Non-liquéfié	Liquéfié
	Sable sous le noyau	Non-liquéfié	Liquéfié

IV.4.3.9.9 Conclusion

La couche de sable sous le noyau sera liquéfiée sous le régime sismique de niveau 2, l'excavation du sable au noyau est recommandée.

IV.4.3.10 Affaissement

L'affaissement est estimé avec le fluage selon l'axe de digue. Le dépôt de fluage des matériaux incohérents se fera en continu et sera modélisé avec une relation linéaire avec le logarithme du temps par la formule (Sowers et al, 1965) ci-dessous :

$$S_c = H\alpha \log\left(\frac{t_2}{t_1}\right)$$

Où :

S_c : fluage des matériaux incohérents produisant entre les temps t_1 et t_2 ;

H : épaisseur du matériau ;

α: taux de compression du fluage logarithmique (%)

Tableau IV-26 Résultats de calcul de l'affaissement

Numéro de coupes	Elévation de TN (m)	Epaisseur de noyau (m)	Epaisseur de couche de sable (m)	50ans après transfert (mm)
10-10	-7.5	8.07	2.30	34.47
13-13	-10	11.48	1.60	38.61
17-17	-14	14.53	2.60	52.46
19-19	-16	14.85	2.60	53.25
21-21	-18	18.77	0	46.82

Voire le procédé de calcul dans **l'annexe E**.

IV.4.3.10.1 Conclusion

la couche de sable sous le noyau va se liquéfier sous l'effet de séisme de niveau 2, ce qui va conduire au tassement donc à la déformation de la digue et à la dégradation de la superstructure du quai.

IV.5 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons bien défini la méthode de dimensionnement de la digue, les formules à utiliser pour dimensionner les éléments constructifs de la digue (carapace, les sous-couche, noyau, butée, mur de couronnement), ainsi que les différents paramètres géotechniques influençant la performance de la digue (liquéfaction et tassement).

Enfin, pour aboutir au dimensionnement final de l'ouvrage, on soumettra la variante aux essais sur modèle réduit physique. Les résultats de l'étude seront présentés dans le chapitre suivant.

CHAPITRE V
ESSAIS SUR MODELE REDUIT

V.1 Introduction

Vue la complexité des ouvrages maritimes et leurs coûts, il est donc primordial avant de les réaliser, de bien prévoir leur fonctionnement et leur destination, d'où le recours à la simulation physique sur modèle réduit. Les modèles physiques sont de véritable modèle réduit hydraulique du port à construire sur lesquels on simule divers phénomènes physiques.

Le présent chapitre résume les essais sur modèle réduit ayant été effectués sur la variante initiale de l'ouvrage ainsi les variantes proposées par le bureau d'études maritimes (LEM), afin de vérifier l'agitation à l'intérieur de l'ouvrage ainsi sa stabilité vis-à-vis les houles défavorables sur le site.

V.2 Objet de l'étude

L'objet de cette étude est de vérifier :

- La stabilité de la digue verticale constituée essentiellement de caissons par rapport au positionnement initial face aux grandes houles à savoir le déplacement et le renversement et d'autre part, la stabilité des blocs de pieds de caisson.
- La stabilité des blocs de la digue à talus.
- Localisation et mesure des débits de franchissement derrière le mur chasse mer.
- Mesure de la pression hydrostatique et hydrodynamique de la houle sur les parois extérieures des caissons.

V.3 Préparation du modèle

V.3.1 Conditions de houles

Les conditions de houles retenues pour les essais en bassin à houle sont obtenues par des points d'extraction relevés à -26.0m de profondeur par l'étude de réfraction établie par le LEM, elles sont résumées comme suit :

Tableau V-1caractéristiques de la houle à -26.0m

Période de retour	N339°		N359°		N17°	
	H_S	Période de pointe	H_S	Période de pointe	H_S	Période pointe
$H_{tassement}$	1.50	5.68	1.50	5.68	1.50	5.68
H_{2ans}	3.98	9.77	3.71	9.41	4.19	10.04
H_{5ans}	5	11	4.55	10.48	4.81	10.78
H_{10ans}	5.76	11.79	5.03	11.03	5.31	11.31
H_{20ans}	6.53	12.50	5.68	11.71	5.75	11.78
H_{50ans}	7.65	13.42	6.52	12.50	6.41	12.40
H_{100ans}	8.37	13.94	7.12	13	6.94	12.86
H_{200ans}	9.20	14.49	7.77	13.51	7.42	13.24

V.3.2 Conditions hydrographiques

Les conditions hydrographiques considérées lors de cette étude en modèle réduit physique tridimensionnel sont comme suit :

- Niveau d'eau : +0.70m NGA et -0.60m NGA

V.3.3 Choix de l'échelle

Compte tenu de dimensions du bassin à houle (27m× 21m×1m) et ceux de l'ouvrage, ainsi que de la disponibilité des matériaux de protection du modèle, l'échelle retenue est 1/68ème.

V.3.4 L'implantation des sondes

4 sondes ont été réparties dans le bassin de façon à avoir une bonne appréciation de l'agitation.

- 3 sondes (S5, S6, S7) sont implantées devant le quai
- Une sonde S4 est implantée derrière le quai.

V.3.5 Rappel sur les lois de similitude

V.3.5.1 Généralités

Les modèles réduits hydrauliques doivent satisfaire à une similitude :

- Similitude géométrique.
- Similitude cinématique.
- Similitude dynamique.

Le choix de la similitude consiste à convenir d'une ou plusieurs relations entre l'échelle de réduction géométrique et les échelles de représentations des autres grandeurs. Pour ce type d'essai, la nature des principaux phénomènes mise en jeu suggère de privilégier la représentation des forces déterminantes que sont les forces liées aux accélérations (gravité et inertie). Pour cela il est nécessaire que la similitude adoptée laisse invariant le nombre de FROUDE.

$$F = \frac{V}{\sqrt{gD}}$$

- V : la vitesse en m/s ;
- g : l'accélération de la pesanteur (9.81m/s^2) ;
- D : longueur caractéristique.

V.3.6 Choix des matériaux

Les matériaux constituants les différentes parties de l'ouvrage sont sélectionnées en fonction de leurs poids et leurs tailles.

Chaque catégorie d'enrochement fait l'objet d'un tri soigné. En ce qui concerne le tout-venant de carrière, il est soumis à un lavage préliminaire afin d'éliminer les éléments fins susceptibles de déformer la représentation de la perméabilité de l'ouvrage.

Les matériaux de constructions utilisées dans cette étude sont résumés dans le tableau ci-après.

Tableau V-2 Caractéristiques des matériaux.

Désignation	Caractéristiques en nature		Caractéristiques en modèle	
	Poids (t)	Densité (t/m^3)	Poids (g)	Densité (g/cm^3)
Enrochements	0.5 - 2	2.65	1.4 - 5.6	2.65
	1 – 3		2.80 - 8.40	
	2 – 4		5.60 -11.20	
	3 – 6		8.40 - 16.80	
BCR	5	2.40	16	2.34
	12		38	
	35		111	
	50		159	
	62		197	
	70		223	

- L'épaisseur de la carapace et des sous couches est déterminée par la formule suivante : $e = n.c.V_u^{\frac{1}{3}}$

  n : nombre de couches.

  c : coefficient dépendant de la forme des blocs, c (enrochements) = 1.15 et c (BCR) = 1.10.

  v : volume du bloc.

- Le nombre de blocs nécessaire à la couverture d'une surface A (en m^2) est donné par la relation suivante :

$$N_r = A.n.c.\left(1 - \frac{p}{100}\right)V^{-\frac{2}{3}}$$

P étant l'indice de vides à respecter

- P = 44% pour les BCR
- P = 35% pour les enrochements

V.4 Résultats d'essais

V.4.1 Résultats d'essais d'agitation

V.4.1.1 Critère d'agitation

Pendant la période de manutention, la hauteur de houle admissible pour le navire de 150.000DWT est $H_s \leq 1.2$m pour une hauteur de houle $H_s = 4.00$m du côté extérieur du quai pour la direction 330°.

Tableau V-3 Résultats de l'agitation

Direction	H_s à -26m	S4	S5	S6	S7
N339°	$H_s = 4.02$	3.53	1.22	0.63	0.60
N359°	$H_s = 3.66$	3.00	1.06	0.57	0.51
N17°	$H_s = 4.29$	4.14	4.98	3.16	3.00

V.4.1.2 Conclusion

Les résultats d'agitation pour les directions N339° et N359° sont acceptable par rapport au critère, contrairement à la direction N17° qui présente des valeurs plus élevées du fait que ce dernier est très exposé à cette direction.

V.4.2 Résultats de mesure de franchissement

V.4.2.1 Critère de franchissement

Le critère de franchissement adopté dans la note de calcul est limité à $Q_{H2ans} < 0.1$ l/s/ ml, pour l'exploitation du quai pendant la période de manutention d'un part et d'autre part le débit de franchissement pendant la période des tempêtes, soit H_{100ans}, il faut qu'il soit $Q_{H100ans} < 50$l/s/ml.

Tableau V-4 Résultats de mesure de franchissement

Direction de houles		Récurrence	Volume B1 (l)	Volume B2 (l)	Volume B3 (l)	Temps de remplissage (s)	Q1 (l/s/ml)	Q2 (l/s/ml	Q3 (l/s/ml
VARIANTE INITIAL	N339°	$H_{tassement}$	0	0	0	353	0	0	0
		H_{2ans}	0.45	0	0	607	0.723	0	0
		H_{100ans}	15	15	15	*	43	16.91	16.91
	N359°	$H_{tassement}$	0	0	0	353	0	0	0
		H_{2ans}	0	0	0	584	0	0	0
		H_{100ans}	7.40	0	0	807	8.94	0	0
Variante 03	N339°	$H_{tassement}$	0	0	0	353	0	0	0
		H_{2ans}	0	0	0	607	0	0	0
		H_{100ans}	15	10	8	566	32.50	11.91	9.01
	N359°	$H_{tassement}$	0	0	0	353	0	0	0
		H_{2ans}	0	0	0	584	0	0	0
		H_{100ans}	3	0	0	807	3.62	0	0

(*) : Les bacs sont remplis avant la fin d'essais.

V.4.2.2 Conclusion

Les résultats de franchissements obtenus pour les deux directions N339° et N359° sont largement acceptable d'après le critère de sécurité.

V.4.3 Résultats des essais de stabilité

Les résultats des essais de stabilité des différentes variantes testées se résument dans le tableau ci-après.

Variantes	Observations
Variante initiale : **Digue à talus (760ml) :** **Digue 1-1 :** • Un noyau en TVC (0-500) kg protégé de part et d'autre part : • Une carapace en enrochements (300-500) kg avec un talus 3/2 arasée à+4.03m avec une contre butée de la même catégorie d'enrochements. • Une dalle de roulement de 14m de largeur et 1m de d'épaisseur arasée à +4.0m, qui repose sur une assise en roche concassée (Φ 0.3m). • Un muret de 0.50m de largeur arasée à +4.30m. **Digue 2-2 :**	➢ **N339° (+0.70NGA) :** ➢ Début des franchissements à partir de H_{20ans} avec une concentration particulièrement au niveau de la jonction, ces derniers deviennent importants à partir de H_{50ans}. ➢ Déferlement et concentration de la houle sur la jonction. ➢ Glissement de dizaine de BCR 5t à l'entête de profil de jonction. ➢ Chute massive des BCR 12t et quelques glissements de BCR 50t.

• Un noyau en TVC (0-500) kg protégé d'un part (côté ouest) par : • Une carapace en enrochements (300-500) kg avec un talus 3/2 arasée à+4.03m avec une contre butée de la même catégorie d'enrochements. • Un muret de 0.50m de largeur arasée à +4.30m. E d'autre part • Un filtre en enrochement (0.5-2) t arasée à +3m avec 3/2 de pente. • Une carapace en BCR 5t en une seule couche arasée à 4.30m avec 3/2 de pente, qui se termine au pied par 2 BCR 5t. • Un mur de garde d'épaisseur 1m arasé à +5.0m. **Digue 3-3 à 5-5 :** • Un noyau en TVC (0-500) kg protégé de part et d'autre part (côté ouest) : • Un filtre en enrochement (0.5-2) t arasée à +3m avec 3/2 de pente. • Une carapace en BCR 5t en deux couches avec un talus 3/2 arasée à 5.60m. • Une contre butée en enrochement (2-4)t , de 10m de berme , arasés à +0.0m pour les profils 3-3 et 4-4, avec une pente de 3/2 du talus D'autre part (côté est) : **Digue 3-3 :** • Un filtre en enrochement (0.5-2) t arasé à +3.0m avec 3/2 de pente. • Une carapace en BCR5 t en une seule couche arasé à +4.30m avec 3/2 de pente, qui se termine par 02 BCR5 t posés en dallage au pied. **Digue 4-4 et 5-5** • Un filtre en enrochement (0.5-2) t arasé à +3.0m avec 3/2 de pente. • Une carapace en BCR5 t en deux couches arasées à +5.60m avec 3/2 de pente. • Une butée en enrochement (1-3) t, de 8.0m de berme, arasé à ±0.00 m pour, avec une pente 3/2 ; • Deux murs de garde arasés à +5.0m de 1.00m d'épaisseur qui reposent sur la dalle de roulement **Digue 6-6 à 8-8 :** • Un noyau en TVC (0-500) kg protéger d'une part et d'autre part (côté Ouest): • Un filtre en enrochement (1-3) t arasé à +3.0m avec 3/2 de pente. • Une carapace en BCR12t en deux couches avec un talus 3/2 arasée à +6.50m. • Une contre butée en enrochement (2-4) t, de 10.0m de berme, avec une cote d'arase qui varie entre -1.0m et -4.0m, avec une pente 3/2; Et d'autre part (coté est). • Un filtre en enrochement (0.5-2) t arasé à +3.0m avec 3/2 de pente.	➢ Stabilité parfaite des BCR 35t de la jonction après les essais. ➢ Stabilité parfaite des blocs aux pieds des caissons. ➢ Disparition totale des enrochements (300-500) kg de l'enracinement.

- Une carapace en BCR5 t en deux couches arasées à +5.60m avec 3/2 de pente.
- Une butée en enrochement (1-3) t, de 8.0m de berme, arasée entre ±0.00 et -1.0m, avec une pente 3/2.
- Un mur de garde arasé à +6.0m de forme "L" dans le sens inverse, et d'autre part un autre mur de garde de 1.00m d'épaisseur, arasé à +5.0m.

Digue 9-9 :

Même description que celles des profils 6-6 à 8-8, mais avec une différence au niveau de ;

- L'arase du filtre en enrochement (1-3) t, à savoir +4.50m.
- L'arase de la carapace en BCR12t à savoir +8.00m.

L'arase du mur de garde, à savoir +7.50m**.**

Digue 10-10 à 15-15 :

- Un noyau en TVC (0-500) kg protégé d'une part et d'autre part (côté Ouest) :

Un premier filtre en enrochement (0.5-2) t arasé à +2.50m avec 3/2 de pente.

- Un deuxième filtre en enrochement (2-4) t arasé à +4.50m avec 3/2 de pente
- Une carapace en BCR35t en deux couches avec un talus 3/2 arasée à +9.50m.
- Une contre butée en enrochement (3-6)t , de 10.0m de berme, avec une cote d'arase qui varie entre -5.0m et -9.50m, avec une pente 3/2 du talus

Et d'autre part (coté est) :

- Un filtre en enrochement (0.5-2) t arasé à +3.0m avec 3/2 de pente.
- Une carapace en BCR5 t en deux couches arasées à +5.60m avec 3/2 de pente.
- Une butée en enrochement (1-3) t, de 8.0m de berme, arasée entre -3.00 et -6.50m, avec une pente 3/2.
- Un mur de garde arasé à +9.0m de forme "L" dans le sens inverse, et d'autre part un autre mur de garde de 1.00m d'épaisseur arasé à +5.0m.

Digue 16-16 à 20-20 :

- Un noyau en TVC (0-500) kg protégé d'une part et d'autre part (côté Ouest) :
- Un premier filtre en enrochement (1 - 3) t arasé à +2.80m avec 3/2 de pente.
- Un deuxième filtre en enrochement (3-6) t arasé à +5.00m avec 3/2 de pente.
- Une carapace en BCR50t en deux couches avec un talus 3/2 arasée à +10.60m.
- Une contre butée en enrochement (3-6) t, de 10.0m de berme, avec une cote d'arase qui varie entre -9.93m à -14.50m, avec une pente 3/2.

Et d'autre part (coté est) :

Digue 16-16 à 19-19 :

- Un filtre en enrochement (0.5-2) t arasé à +3.0m avec 3/2 de pente.
- Une carapace en BCR5 t en deux couches arasées à +5.60m avec 3/2 de pente.

- Une butée en enrochement (1-3) t, de 8.0m de berme, arasée entre -7.50m à -7.41m, avec une pente 3/2.

Digue 20-20 :

- Un filtre en enrochement (1-3) t arasé à +3.0m avec 3/2 de pente.
- Une carapace en BCR12 t en deux couches arasées à +6.50m avec 3/2 de pente.
- Une butée en enrochement (3-6) t, de 8.0m de berme, arasée à -7.50m, avec une pente 3/2.
- Un mur de garde arasé à +10.0m de forme "L" dans le sens inverse, et d'autre part un autre mur de garde de 1.00m d'épaisseur arasé à +5.50m (le profil 20-20 la cote du mur est de +6.00m).

Digue 21-21 :

- Un noyau en TVC (0-500) kg protégé d'une part et d'autre part (côté Ouest) :
- Un premier filtre en enrochement (1 - 3) t arasé à +2.80m avec 3/2 de pente.
- Un deuxième filtre en enrochement (3-6) t arasé à +5.00m avec 3/2 de pente.
- Une carapace en BCR50t en deux couches avec un talus 3/2 arasée à +10.60m ; avec un BCR50t au pied de la carapace.
- Un tapis en enrochement (1-3) t arasé à -16.25m avec 6.00m de berme.
- Une butée en BCR 12t en deux rangées arasées à -12.37m qui forme une berme de 10.80m et une pente 3/2.

Et d'autre part (coté est) :

- Un filtre en enrochement (0.5-2) t arasé à -0.20m avec 3/2 de pente.
- Un deuxième filtre en enrochement (2-4) t arasé à +2.00m avec 3/2 de pente.
- Une carapace en BCR35 t en deux couches arasées à +7.00m avec 3/2 de pente.
- Une contre butée en enrochement (3-6) t, de 8.0m de berme, arasée à -8.90m avec un talus 3/2 de pente.
- Un tapis en enrochement (1-3) t arasé à -11.30m avec 6.00m de berme avec une pente 3/2.
- Un mur de garde arasé à +9.0m de forme "L" dans le sens inverse, et d'autre part un autre mur de garde de 1.00m d'épaisseur arasé à +5.0m.

Digue 22-22 :

- Un noyau en TVC (0-500) kg protégé d'une part et d'autre part (côté Ouest) :
- Un premier filtre en enrochement (1 - 3) t arasé à +3.00m avec 3/2 de pente.
- Un deuxième filtre en enrochement (3-6) t arasé à +5.00m avec 3/2 de pente.
- Une carapace en BCR50t en deux couches avec un talus 3/2 arasée à +10.60m ; avec un BCR50t au pied de la carapace.
- Un tapis en enrochement (1-3) t arasé à -15.87m avec 6.00m de berme.
- Une butée en BCR 12t en deux rangées arasées à -12.37m avec une berme de 8.00m.

Digue 23-23 : • Un noyau en TVC (0-500) kg protégé d'une part et d'autre part (côté Ouest) : • Un premier filtre en enrochement (0.5 - 2) t arasé à ±0.00m avec 3/2 de pente. • Un deuxième filtre en enrochement (2-4) t arasé à +2.00m avec 3/2 de pente. • Une carapace en BCR35t en deux couches avec un talus 3/2 arasée à +7.00m. • Un premier tapis en TVC (0-500) kg (1-3) t arasé à -16.00m avec 6.00m de berme. • Une contre butée en enrochement (3-6)t arasée à -11.61m avec une berme de 8.00m et un talus 3/2. • Deux rangées de BCR12t sont posées au pied du tapis en enrochement (1-3) t. **Digue verticale (360ml) :** Composée essentiellement de caisson « de forme cylindrique » avec un diamètre nominal de15m et une hauteur totale de 24.50m (hauteur du caisson 21.60m), le poids unitaire d'un caisson plein est environ 7200t. Ils sont disposés (sens transversal) en deux caisson et protégés par ; **Partie supérieure :** Un mur de couronnement arasé à +10.50m, une dalle au milieu arasée à +4.0m avec une assise du bollard. **Partie inférieure :** ✓ Des gabions du côté Est ; ✓ BCR12t, bloc parallélépipédique de 52.9 t et 42.32 t,	
Variante 01 : ➢ Mise en place des BCR 62t à la place des BCR 50t. ➢ Mise en place des BCR 35t à la place des BCR 12t. ➢ Prolongement des BCR 5t vers l'enracinement à la place des enrochements (300-500kg) côté ouest. **Variante 01-1 :** • Prolongement de la contre butée en enrochement (2-4) t vers l'enracinement.	➢ **N339° (+0.70m) :** ➢ Chute de vingtaine de BCR 5t au pied du profil de l'enracinement (côté ouest). ➢ Stabilité parfaite des blocs de pieds de caissons. ➢ **N339° (-0.60 NGA) :** ➢ Chute d'un BCR 62t ➢ **N359° (+0.70NGA) :** ➢ Départ assez conséquent d'une partie de la contre butée en enrochement (2-4) t à l'enracinement (côté ouest). ➢ **N359° (-0.60NGA) :** ➢ Déplacement de 3BCR 35t de la butée de la jonction. ➢ Glissement de 4BCR 62t sur le talus de la carapace avec apparition d'une érosion au lieu de déplacement. ➢ Stabilité parfaite des blocs de pieds de caissons

Variante 02 : • Mise en place des BCR70t à la place des BCR62t. • Remplacement des BCR5t de la carapace par des enrochements (3-6) t de part et d'autre. • Prolongement de la butée du côté est en enrochement (1-3) à l'enracinement. • Mise en place des gabions au pieds des caissons pour simuler leur stabilité.	• **N17° (+0.70m NGA) :** ➢ Débordement plus ou moins important du quai (à la tête) à partir de H_{2ans}. ➢ Début des franchissements à H_{20ans} à l'extrémité du quai. • **N17° (-0.60m NGA) :** ➢ Chute de 8 BCR 12t près de la jonction. ➢ Débordement plus ou moins important du quai (à la tête) à partir de H_{10ans}.
Variante 03 : • Séparation totale au niveau des joints des caissons à l'extrémité du quai (aucune liaison). • Mise en place d'un contre butée en enrochement (3-6) t aux pieds des caissons à la place des BCR 12t et les blocs rectangulaires avec une berme de 10m et une cote 17.50m et un talus 2/1 de pente. • Mis en place d'un caisson spécial qui comporte des cellules de pression pour mesurer la pression de la houle sur les parois extérieures et sous la base des caissons. • Rehaussement du mur chasse mer à +11.50m (04 premier caisson de la jonction). • Rehaussement du mur de garde de la digue a talus à la jonction à +10.50m (environ 30.0m). • Mis en place d'un quai de servitude arasé à +1.65m et un terre-plein adjacent arasé a la même cote avec une protection en enrochement (3-6) t d'une cote de +2.55m.	• **N17° (+0.70m NGA) :** ➢ Début de chute des enrochement (3-6) t à H_{2ans}. ➢ Débordement de terres pleines à partir de H_{2ans}. • **N17° (-0.60m NGA) :** ➢ Même constat • **N359° (+0.70m NGA) :** ➢ Rien a signalé. • **N359° (-0.60m NGA) :** ➢ Rien a signalé. • **N339° (+0.70m NGA) :** ➢ Chute de 02 BCR70t à H_{200ans}. • **N339° (-0.60m NGA) :** ➢ Rien a signalé.

V.4.4 Résultats de mesure des pressions hydrodynamique

Les valeurs maximales de la pression relatives à une houle centennale avec un niveau d'eau +0.70 m, sont présentées pour chaque cellule comme suit, le caisson qui a été choisi pour mesurer les pressions est situé juste devant la jonction (caisson n°06), la hauteur significative enregistrée devant ce caisson est de H100ans = 8.65m.

V.5 Conclusion

A l'issue de l'ensemble des essais menés en modèle réduit physique il a été constaté que ;

- **Digue a talus :**

La jonction (côté ouest) présente l'endroit le plus sollicité et le plus sensible du quai minéralier, du fait de la concentration importante des houles de la direction N339°, les modifications se sont concentrées beaucoup plus au niveau de la jonction digue à talus-digue verticale. Ce qui explique l'augmentation considérable du poids des BCR, à savoir l'adoption de BCR 70t au lieu des BCR 50t prévue initialement.

Afin de vérifier la stabilité de l'ouvrage, optimiser le poids des blocs, vérifier les franchissements de houles, plusieurs variantes sont soumises aux essais sur modèle réduit. A L'issue des essais de stabilité effectués en bassin à houle au niveau de laboratoire d'étude maritime, on recommande d'augmenter le poids des BCR utilisé à savoir l'adoption de BCR 70t au lieu des BCR 50t prévue initialement avec l'augmentation de la cote du mur chasse mer a été revue à +11.50m au lieu de +10.50m, d'où la variante retenue est numéro 03.

CONCLUSION GENERALE

Le présent mémoire pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Travaux Publics, ayant pour objet le dimensionnement de la digue à talus du quai minéralier du port de Bathioua dans la wilaya d'Oran, m'a permis de mettre en application et d'approfondir d'une manière très significative les connaissances acquises tout au long de mon cursus à l'Ecole nationale supérieure des Travaux publics, mais aussi de me spécialiser dans le domaine des travaux maritimes.

Ce travail traite les diverses recherches et travaux effectués par différents chercheurs et auteurs sur les phénomènes physiques qui déterminent la performance hydraulique et la réponse structurelle des ouvrages en enrochements, les principales phases de l'étude à savoir la collecte et l'analyse des données du site de projet, dimensionnement des digues et leur optimisation à l'aide de la simulation physique sur modèle réduit. Ainsi de faire découvrir l'étendu du domaine et constater qu'il pluridisciplinaire et nécessite beaucoup de connaissances qui touchent une multitude de branches telle que : la mécanique des sols, la géotechnique et le béton armé.

Enfin, ce travail grâce à la visite du site et de l'entreprise a développé chez moi des savoir-faire et des savoir-être essentiels pour mon avenir professionnel et me permettant aussi de participer en équipe professionnelle. Le PFE a aussi été très enrichissant, car il m'a permis de tirer profit de l'expérience des ingénieures de domaine.

BIBLIOGRAPHIE

VI Bibliographie :

[1] C. ARISTAGHES, P. ARISTAGHES al, THÉORIES DE LA HOULE : HOULE RÉELLE : PROPAGATION DE LA HOULE, Centre d'Etudes Techniques Maritimes et Fluviales, PM • N° 85.01, 1985, 174 pages.

[2] J. CHAPON, *Travaux Maritimes TOME I*, Le milieu marin – Le navire – La navigation – Les côtes – Les ouvrages extérieures des ports maritimes, Paris. France Édition Eyrolles (1984).
[3] J. CHAPON, *Travaux Maritimes TOME II*, Les ouvrages intérieurs des ports maritimes – Dégagement des accès et plans d'eau des ports, Paris. France Édition Eyrolles (1972).

[4] CIRIA, CUR, CETMEF (2009) : Guide d'enrochement Utilisation des enrochements dans les ouvrages maritimes version française du Rock Manual, P09-01, CETMEF, Compiègne, France.

[5] The Rock Manual : the use of rock in hydraulic engineering (2007).

[6]PIANC : Guidelines for the design of armoured slopes under open piled quay walls, 1997

[7] EurOtop (T. Pollen, N.W.H. Allsop, T. Bruce, A. Kortenhaus, H. Schüttrumpf, W. van Der Meer) : Wave Overtopping of Sea Defences and Related Structures : Assessement Manual, 2007. ''Archive for research and technology on the north sea and baltic coast''. Le site internet correspondant est : http://www.overtopping-manual.com

[8] Dang-Trinh NGUYEN, stabilité et franchissement des digues maritimes (2012) disponible sur le site : http://www.theses.fr/2012LEHA0011

[9] Judith Bouchard, caractérisation de l'enrochement du barrage romaine, Université LAVAL, Québec, canada, (2016).

[10] E.Alonso, L.Oldecop, comportement des remblais en enrochement disponible sur le site : https://www.geotechnique-journal.org/articles/geotech/pdf/2003/01/geotech2003102p3.pdf

[11] Mr. BOUHANICHE : Cours des travaux maritimes 5ème année. Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP), Kouba, Alger, Algérie. (Année 2018-2020).

[12] Mme. MAHIAOUI : cours de dynamiques des sols 5éme année. Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP), Kouba, Alger, Algérie. (Année 2019-2020).

[13] Mr. BENREDOUANE : Cours de Béton armé 4ème année. Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP), Kouba, Alger, Algérie.

ANNEXE A
Reconnaissances Géotechniques

A.1Essai in situ :

A.1.1Sondage :

Le travail de la reconnaissance à l'extérieur tels que le forage, l'échantillonnage par forage, le SPT, etc. se déroule en référence à la norme britannique BS 5930-1999+A2 :2010 "Code of practice for site investigation".
La présente reconnaissance a accompli 13 trous d'échantillonnage de SPT, dont les 3 sondages (SG05, SG06, SG07) sont concernés pour notre étude.
Le tableau ci-dessous résume démontre les informations détaillées des forages tel que l'emplacement, l'altitude, la profondeur des trous… etc.

Tableau A-1 Données de points de reconnaissance.

Réf. de forage	Type de forage	Prof.de forage	Prof. du fond marin	Coordonnées		Date de commencement	Date d'achèvement
				N	E		
SG05	Forage SPT	17,75	-12,78	753312,91	3966145,96	2017-1-1	2017-1-1
SG06	Forage SPT	8,6	-6,82	753234,26	3965983,65	2017-1-9	2017-1-9
SG07	Forage SPT	6,94	-4,47	753142,83	3965826,45	2017-1-4	2017-1-4

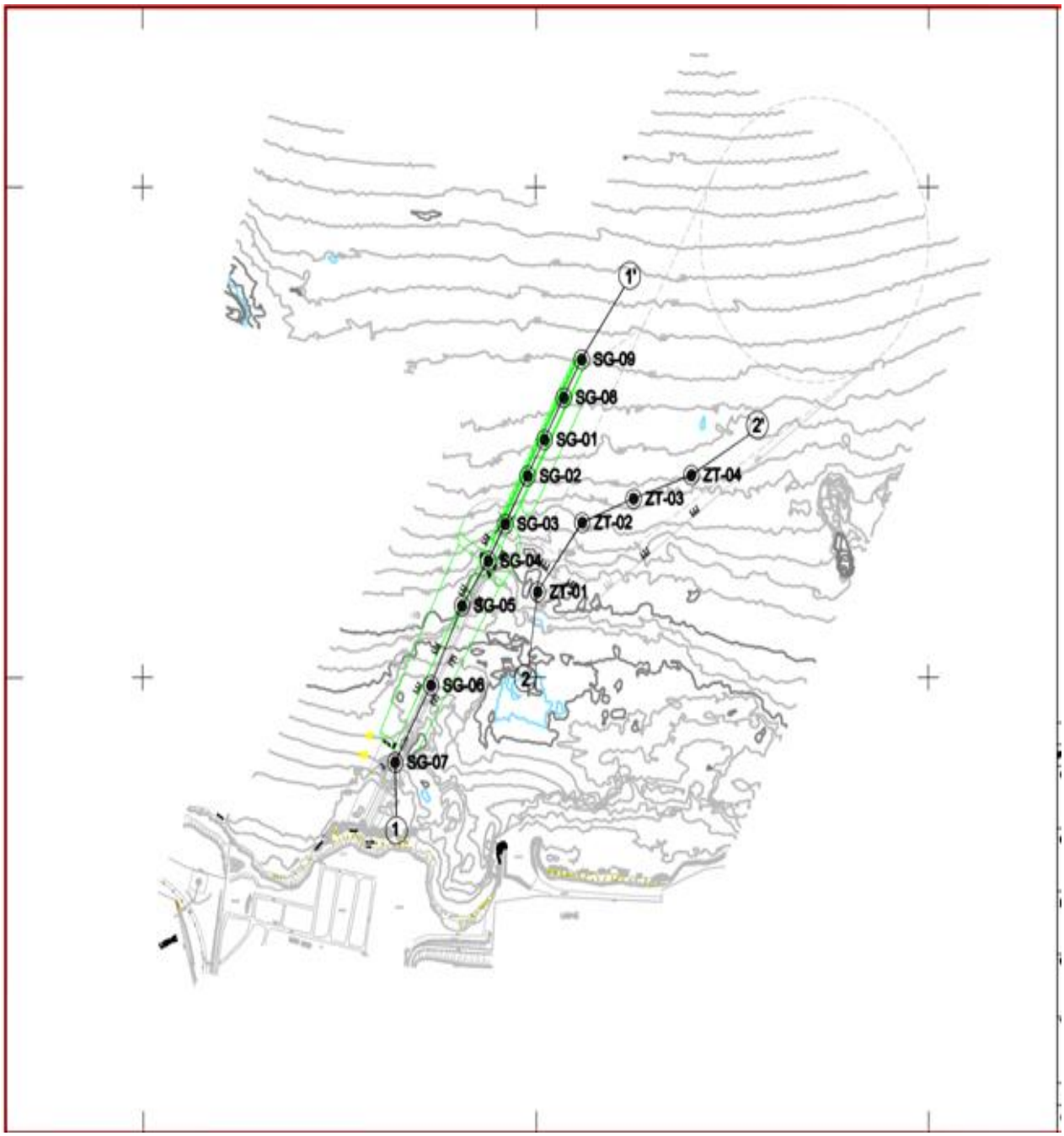


Figure C-1 Le plan de positionnement des sondages.

A.1.2 Condition géologique du site – répartition de la strate :

Selon les données géologiques de la région et celles de la strate collectée par la présente reconnaissance, la zone d'étude se répartie de haut en bas en : sable fin, argile et la calcarénite de 1ére quaternaire.

La répartition des strates sont détaillés sont le tableau ci-dessous.

Tableau A-1Répartition des strates.

Réf de sol	Type de sol	Items	Epaisseur (m)	Altitude en haut (m)	Altitude en bas (m)	Profondeur en haut (m)	Profondeur en bas (m)	Numéro de sondage
2-1	Sable fin	Désign.	5	5	5	5	5	SG05, SG06, SG07
		Maximum	2.60	-4.47	-6.77	0.00	2.60	
2-2	Argile	Désign.	1	1	1	1	1	SG07
		Maximum						
		Minimum						
		Moyen	1.00	-6.77	-7.77	2.30	3.30	
3-1	Calcarénite	Désign.	3	3	3	3	3	SG05, SG06, SG07
		Maximum	3.70	-7.77	-8.67	3.30	5.30	
		Minimum	0.90	-15.38	-16.98	1.60	4.20	
		Moyen	2.07	-10.52	-12.59	2.50	4.57	
4-1	Marne	Désign.	8	8	8	8	8	SG05
		Maximum	7.25	-12.46	-16.20	4.20	17.75	
		Minimum	0.80	-20.26	-30.53	0.00	1.30	
		Moyen	3.36	-17.19	-21.34	0.63	4.77	
4-2	Marne	Désign.	12	12	12	12	12	SG05, SG06, SG07
		Maximum	17.05	-8.67	-11.41	9.50	18.85	
		Minimum	2.74	-23.60	-35.76	0.00	4.50	
		Moyen	6.53	-18.85	-25.38	2.93	9.45	

A.1.3 Essai SPT

Tous les trous de forage sont à l'essai SPT, ce qui répond aux exigences des réglementations relatives. La distance entre les points de SPT n'est pas supérieure à 1,5m.

A.1.3.1 Equipement de l'essai SPT

Faire descende le marteau (63.5kg) en chute libre de 760mm et noter le nombre du coup qui réussissent 6 fois successivement à une pénétration de 75 mm Ajuster le nombre de coupes N, la puissance de frappement et la force de pression du coup selon les exigences de BS EN ISO 22476-3 :2005, évaluer les indices de la mécanique physique selon le nombre du coup révisé.

A.1.3.2 Procédé de l'essai SPT

Mettre le mettre ruban dans les trous de forage avant l'essai SPT, contrôler précisément la profondeur de l'essai (nettoyer les trous si le mettre ruban n'arrive pas
à la profondeur prévue), descendre la tige de forage où s'installe le pénétromètre au fond des trous. Faire une remarque à la craie à chaque 75mm (6×75mm) sur une position convenable en haut de la tige de forage mais supérieure au tube de protection. De bas en haut, les deux premiers 75mm sont la longueur de pénétration préalable (si la longueur de pénétration n'atteint pas 150mm aux 25 coups, arrêter le frappement, noter la longueur de pénétration réelle, faire de nouveau la graduation 4×75mm et commencer le frappement de l'essai), tandis que les quartes 75mm derniers sont la longueur de l'essai.

Après l'achèvement de préparation susmentionnée, commencer l'essai SPT, noter le nombre de frappe à chaque 75mm. Pour la couche d'argile ou de sable, si la longueur de pénétration n'atteint pas 300mm quand n'arrive à 50 coups, arrêter le frappement, noter la longueur de pénétration réelle ; pour la couche fortement altérée, si la longueur de pénétration n'atteint pas 300mm quand N arrive à 100 coups, arrêter le frappement, noter la longueur de pénétration réelle. Pendant le procédé de l'essai, le niveau d'eau à l'intérieur du trou (la hauteur de l'eau boueuse) doit être supérieur au niveau de la mer. Elever lentement la tige de forage, enlever le pénétromètre, traiter les échantillons du sol selon les exigences de l'essai SPT.

Les résultats de l'essai SPT et les valeurs corrigées sont résumé dans le tableau ci-dessous.

Tableau A-2 Résultats de l'essai SPT

No. Forage	Strate	SPT. Profondeur maximum	SPT. Profondeur minimum	No. Coups	Contrainte effective (kPa)	C_N	C_{E60}	C_R	C_S	C_B	(N_{60})	$(N_1)_{60}$
SG05	2-1	1.35	1.62	7	13.2	1.70	1.42	1.0	1.0	1.0	9.9	16.9
SG05	4-1	5.9	6.2	44	60.4	1.29	1.42	1.0	1.0	1.0	62.3	80.2
SG05	4-1	7.35	7.65	46	76.4	1.14	1.42	1.0	1.0	1.0	65.2	74.6
SG05	4-1	8.9	9.2	48	93.4	1.03	1.42	1.0	1.0	1.0	68	70.4
SG05	4-2	10.35	10.63	54	109.4	0.96	1.42	1.0	1.0	1.0	75.9	72.8
SG05	4-2	11.9	12.16	58	126.5	0.89	1.42	1.0	1.0	1.0	81.7	72.9
SG05	4-2	13.25	13.5	60	141.5	0.84	1.42	1.0	1.0	1.0	85	71.5
SG05	4-2	14.9	15.13	65	159.8	0.79	1.42	1.0	1.0	1.0	92.4	72.7
SG05	4-1	16.25	16.55	41	175.5	0.74	1.42	1.0	1.0	1.0	58.1	43.2
SG05	4-1	17.45	17.75	44	188.7	0.71	1.42	1.0	1.0	1.0	62.3	44.4
SG06	2-1	1.35	1.65	9	13.2	1.70	1.42	1.0	1.0	1.0	12.8	21.7
SG06	4-2	5.85	5.98	115	61.9	1.27	1.42	1.0	1.0	1.0	163.5	207.8
SG06	4-2	7.37	7.47	150	78.5	1.13	1.42	1.0	1.0	1.0	212.5	239.8
SG06	4-2	8.53	8.6	214	91.2	1.05	1.42	1.0	1.0	1.0	303.6	317.9
SG07	2-2	3.05	3.35	25	31.1	1.70	1.42	1.0	1.0	1.0	35.4	60.2
SG07	4-2	4.55	4.62	214	45.3	1.49	1.42	1.0	1.0	1.0	303.6	451.1
SG07	4-2	6.86	6.94	188	71.3	1.18	1.42	1.0	1.0	1.0	265.6	314.6

A.2 Essais au laboratoire :

Tous les échantillons prélevés sont menés au laboratoire des travaux publics de l'ouest pour réaliser les essais d'identification physique et mécanique.

Les résultats d'essai au laboratoire sont présentés dans le tableau ci-dessous.

Tableau A-3 Résultats d'essai au laboratoire

Type de sol	Eléments statistiques	Propriétés physiques						Limites d'Atterberg			Essai œdométrique			Essai compression	Essai. Cisaillement	
		γ_s (t/m^3)	γ_h (t/m^3)	γ_d (t/m^3)	W (%)	W_s (%)	S_r (%)	W_L (%)	W_p (%)	IP (%)	Pc (kPa)	Cg	Ct	Rc (kPa)	C (kPa)	Φ (degré)
2-2	Moyen	2.64	2.21	1.88	17.4	16.1	100	52.6	29.2	23.4	181.6	0.11	0.016			

Argile	Maximum															
	Minimum															
	Qté	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1			
	Ecart type															
	Coefficient de variation															
	Valeur suggérée	2.64	2.21	1.88	17.4	16.1	100	52.6	29.2	23.4	181.6	0.11	0.016			
4-1 Marne	Moyen	2.63	2.10	1.74	20.2	20.5	94.8	62.5	32.3	30.2	155.7	0.122	0.023		146.2	18.9
	Maximum	2.64	2.23	1.89	24.5	23.2	100	72.6	39.24	36.22	156.7	0.167	0.031		160.7	31.76
	Minimum	2.63	1.98	1.66	17.8	15.9	80	45.13	23.24	21.88	154.6	0.076	0.014		131.7	6.02
	Qté	5	5	5	5	5	5	5	5	5	2	2	2		2	2
	Ecart type															
	Coefficient de variation															
	Valeur suggéré	2.63	2.10	1.74	20.2	20.5	94.8	62.5	32.3	30.2	155.7	0.122	0.023		130.0	1.9
4-2 Marne	Moyen	2.63	2.12	1.83	17.4	17.8	93.8	61.9	30.1	31.5	165	0.130	0.037	310.7	192.7	25.1
	maximum	2.65	2.45	2.08	27.8	27.9	100	72.79	40.01	50.21	207.5	0.217	0.06	650	291.1	30.2
	Minimum	2.61	1.97	1.54	12.6	11	75	38.35	21.14	17.21	113	0.066	0.019	101	51	15.2

Qté	23	24	24	24	24	24	23	22	22	10	10	10	22	7	7
Ecart type	0.01	0.11	0.13	3.61	4.06	7.60	11.82	5.79	10.03	28.9	0.045	0.013	178	90	6
Coefficient de variation	0.00.	0.05	0.07	0.21	0.23	0.08	0.19	0.19	0.32	0.17	0.37	0.34	0.57	0.47	0.22
Valeur suggéré	2.63	2.12	1.83	17.4	17.8	93.8	61.9	30.1	31.5	165	0.130	0.037	244.4	126	25

A.2.2 Teneur en matière organique :

Trois ensembles d'échantillons de la marne ont complété l'essai en matière organique. Selon les normes britanniques, la teneur en matière organique de la marne est détaillée dans le tableau ci-dessous.

Tableau A-4 Résultats de l'essai de teneur en matière organique

Réf.de sol	Réf. De forage	Profondeur d'échantillon	Teneur en matière organique
4-2	SG01	5.30-5.80	0.11
4-2	SG03	830-8.80	0.14
4-2	SG05	14.10-14.60	0.062

La teneur en matières organiques de la marne est inférieure à 2%. Pour cette raison, la marne dans la zone d'étude n'est pas de sol organique.

A.2.3 Teneur en carbonate de calcium :

Tableau A-5 Résultats de la teneur en carbonate de calcium

Réf.de sol	Réf. De forage	Profondeur d'échantillon	Teneur en carbonate de calcium
4-2	SG01	5.30-5.80	11.68
4-2	SG03	830-8.80	14.02
4-2	SG05	14.10-14.60	11.68

A.2.4 L'analyse chimique de l'eau :

Tableau A-6 Résultats de l'analyse chimique de l'eau

Echantillon de l'eau	PH	Ca^{2+}	Mg^{2+}	Cl^{-}	SO_4^{2-}	HCO_3^{-}	CO_3^{2-}
1	7.01	72.1	108.1	532.5	423.9	421.0	/
2	8.50	68.1	83.8	568	369.5	225.8	63.0

ANNEXE B
Les plans de la digue

B.1 Plan de masse de la digue

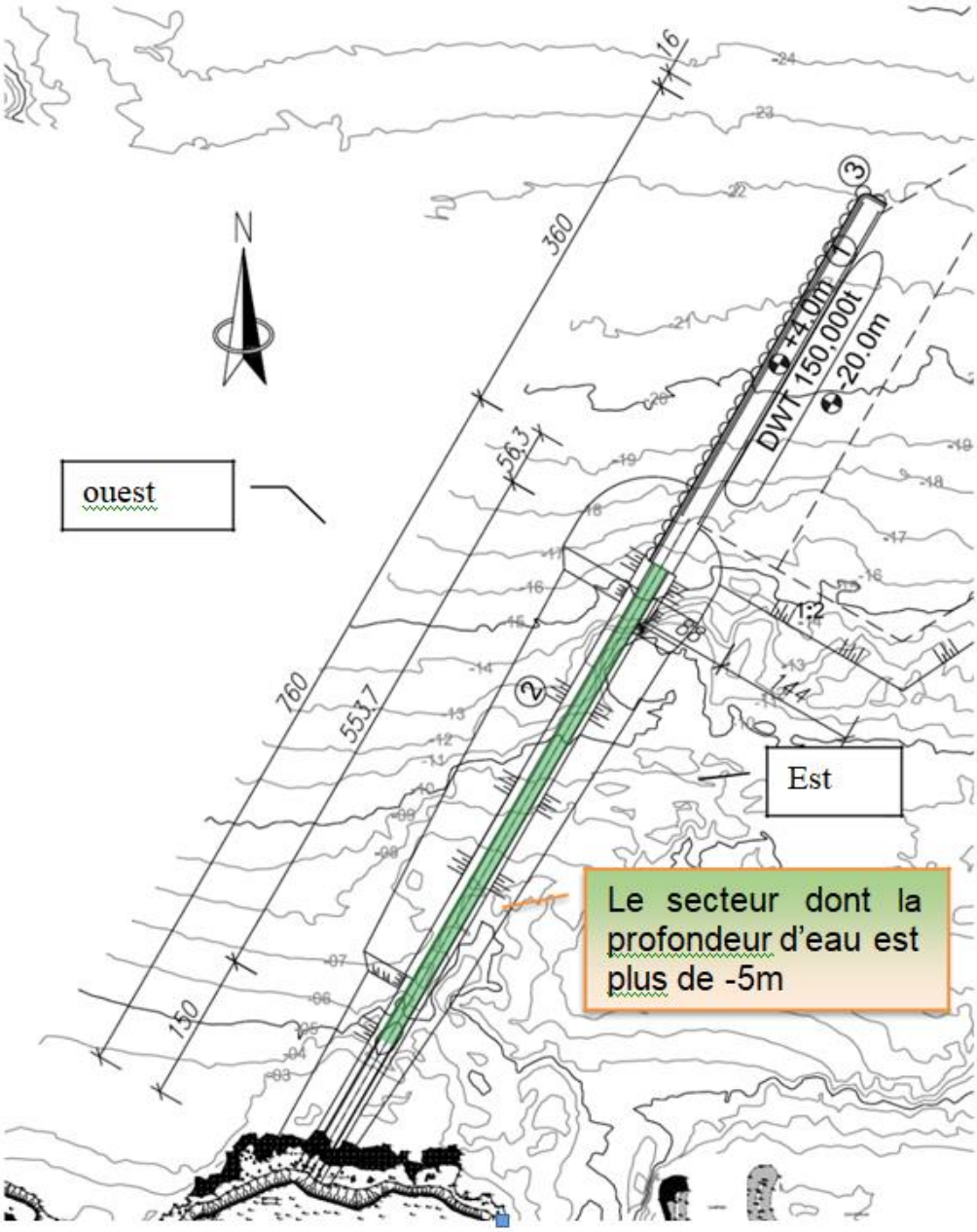


Figure B-1 Plan de masse de la digue.

B.2Les coupes typiques de la digue

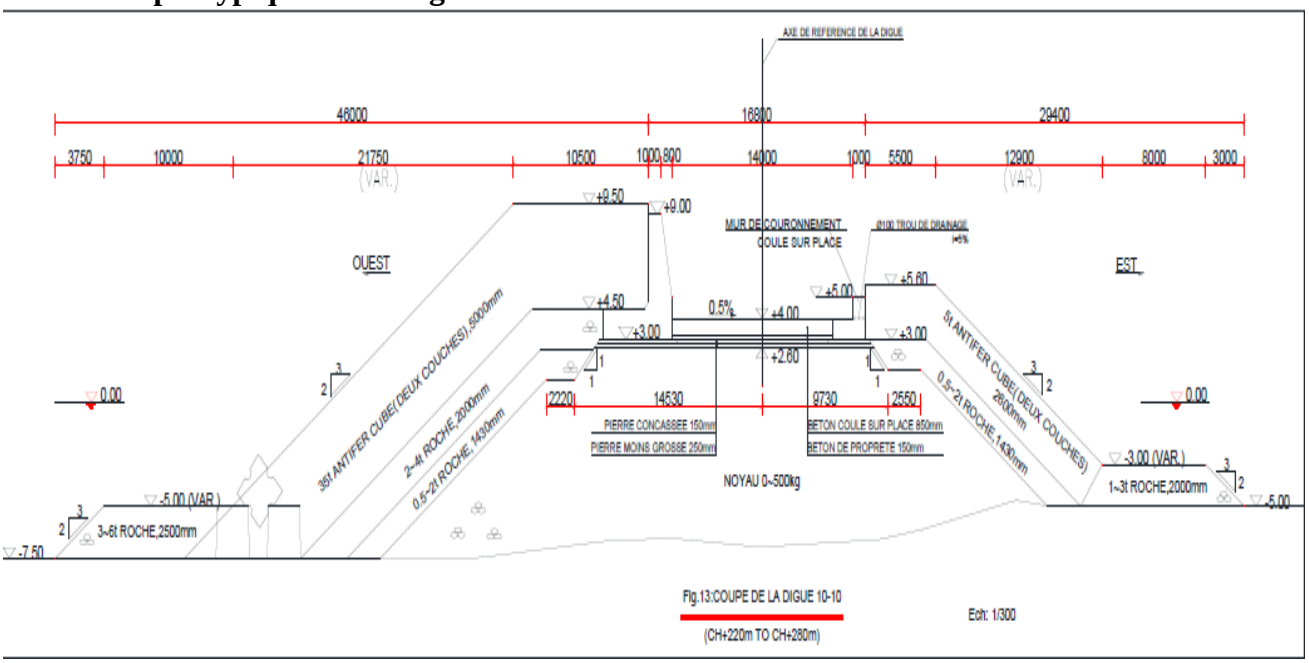


Figure B-2Ccoupe10-10 de la digue à talus

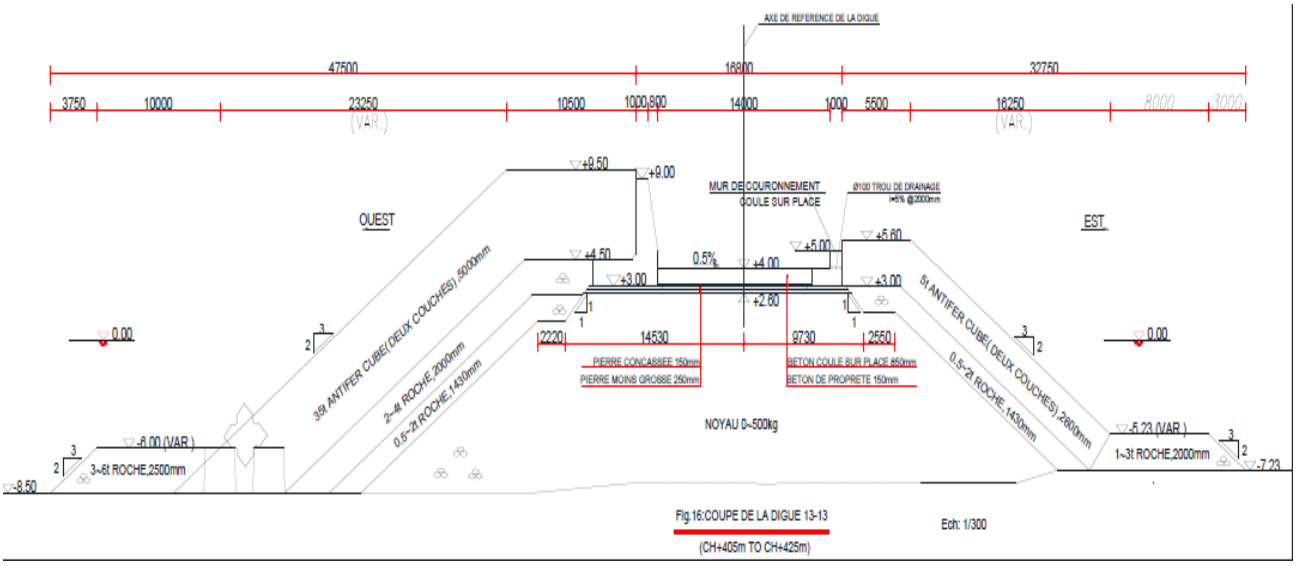


Figure B-3 Coupe 13-13 de la digue à talus

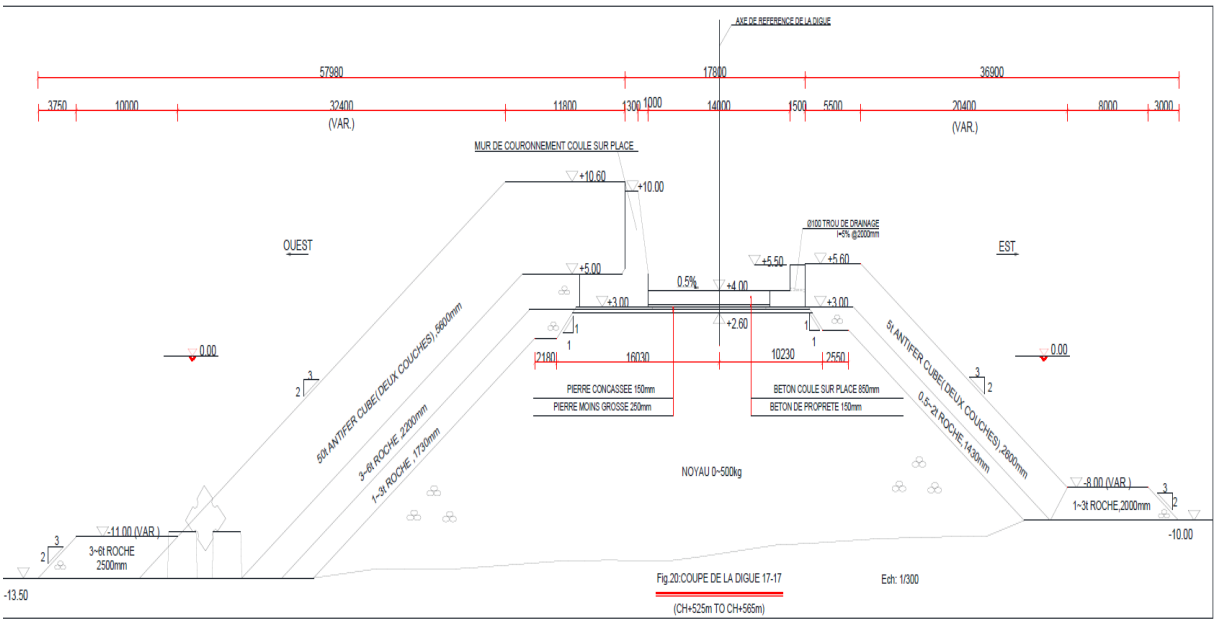


Figure B-4 Coupe 17-17 de la digue à talus

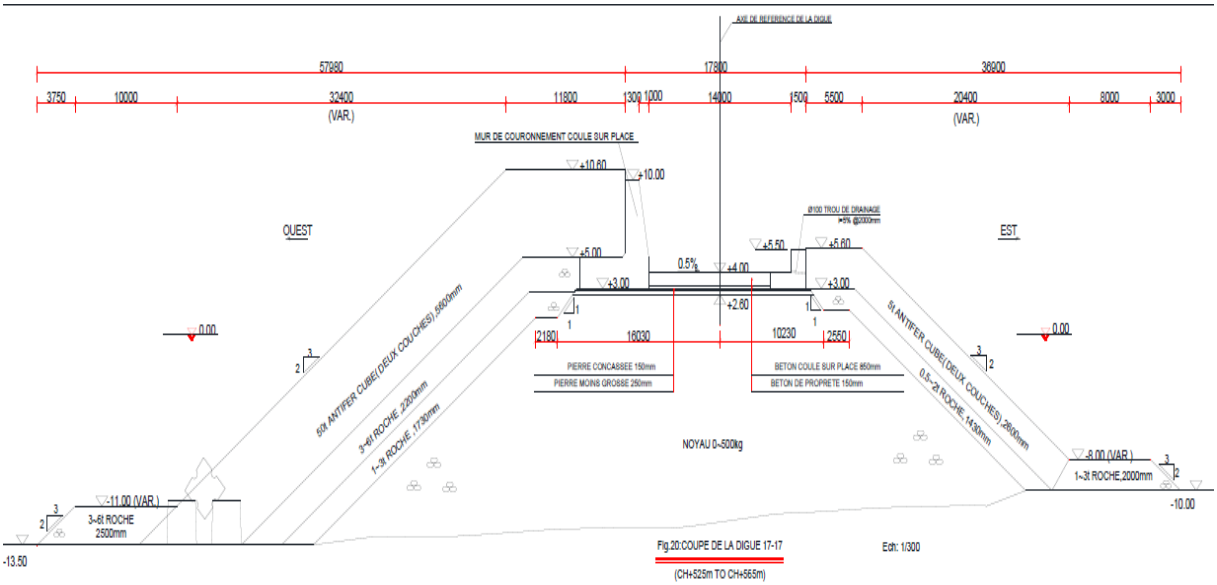


Figure B-5 Coupe 19-19 de la digue à talus.

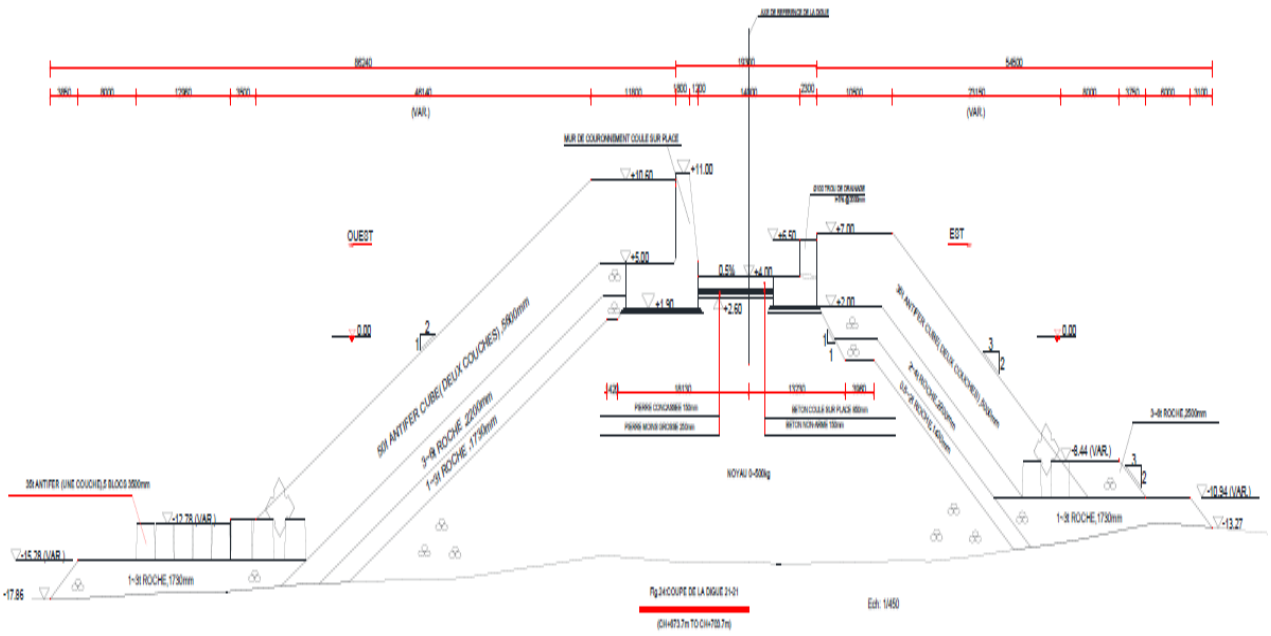


Figure B-6 Coupe 21-21 de la digue à talus

ANNEXE C : DIMENSIONNEMENT DE LA DIGUE

C.1Dimensionnement de la digue

Tableau C-1 Calcul de réduction de la hauteur de la houle conçue des houles obliques

Numéro de coupes	Côté ouest de la digue (extérieur)					Coté est de la digue (intérieur)			
	Head	DO-1	DO-2	DO-3	DO-4	Head	DI-1	DI-2	DI-3
Hauteur de la houle diagonalement incidente effective H_s (m)	8.13	8.13	7.59	6.81	5.34	5.20	3.85	3.28	3.38
Angle d'incidence β (°)	0	30	30	30	30	0	90	90	90
Paramètre de réduction x	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
Coefficient de réduction $(\cos\beta)^x$	1.00	0.92	0.92	0.92	0.92	1	0	0	0
Si les houles déferlent	Non	Non	Non	Non	Non	Non	Non	Non	Non
Coefficient de réduction maximum	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7
Coefficient réel de réduction	1.00	0.92	0.92	0.92	0.92	1.00	0.7	0.7	0.7
Hauteur de la houle réduite H_e (m)	8.13	7.45	6.96	6.24	4.90	5.20	2.69	2.30	2.36

Tableau C-2 Calcul de poids des blocs et l'épaisseur de la carapace

	Côté ouest de la digue					Coté est de la digue				
Section	10-10	13-13	17-17	19-19	21-21	10-10	13-13	17-17	19-19	21-21
H_s (m)	5.34	6.81	7.59	8.13	8.13	3.38	3.28	3.85	3.85	5.20
H_e (m)	4.90	6.24	6.96	7.45	8.13	2.36	2.30	2.69	2.69	5.20
cotα	2.00	2.00	2.00	2.00	2.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
Densité des blocs de la carapace ρ_a (kg/m^3)	2400	2400	2400	2400	2400	2400	2400	2400	2400	2400
Densité de l'eau de mer	1.025	1.025	1.025	1.025	1.025	1.025	1.025	1.025	1.025	1.025

ρ_w (kg/m^3)										
K_D	8	8	8	8	6	8	8	8	8	6
Δ	1.34	1.34	1.34	1.34	1.34	1.34	1.34	1.34	1.34	1.34
D_{n50} (m)	1.45	1.85	2.06	2.21	2.46	0.77	0.75	0.88	0.88	1.86
M (t)	7.30	15.13	20.96	25.73	35.62	1.10	1.01	1.62	1.62	15.53
La sélection réelle de M (t)	12	25	30	38	45	5	5	5	5	25
E (m)	3.5	4.5	4.7	5.1	5.4	2.6	2.6	2.6	2.6	4.5

Tableau C-3 Calcul de poids des blocs et l'épaisseur de la couche d'assise :

	Côté ouest de la digue					Côté est de la digue				
Sections	10-10	13-13	17-17	19-19	21-21	10-10	13-13	17-17	19-19	21-21
H_s (m)	5.34	6.81	7.59	8.13	8.13	3.38	3.28	3.85	3.85	5.20
H_e (m)	4.90	6.24	6.96	7.45	8.13	2.36	2.30	2.69	2.69	5.20
Poids médiane $M_{50,\,u}$ (t)	1.20	2.50	3.00	3.80	4.50	0.50	0.50	0.50	0.50	2.5
Poids minimum $M_{min,u}$ (t)	0.60	1.25	1.50	1.90	2.25	0.25	0.25	0.25	0.25	1.25
Poids maximum $M_{max,\,u}$ (t)	1.80	3.75	4.50	5.70	6.75	0.75	0.75	0.75	0.72	3.75
Nombre de couches n	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
Coefficient de couches	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92
ρ_r (kg/m^3)	2650	2650	2650	2650	2650	2650	2650	2650	2650	2650
D_{n50} (m)	0.77	0.98	1.04	1.13	1.19	0.57	0.57	0.57	0.57	0.98
E (m)	1.41	1.80	1.92	2.07	2.20	1.06	1.06	1.06	1.06	1.80
Sélection réelle de M (t)	1-3	2-4	2-4	3-6	3-6	0.5-2	0.5-2	0.5-2	0.5-2	2-4
Epaisseur réelle de la couche d'assise E (t)	1.73	2.00	2.00	2.20	2.20	1.43	1.43	1.43	1.43	2.00

C.2 Granulométrie de la couche d'assise

Les blocs artificiels exigent que la sous-couche ait une dimension spécifique afin de garantir un transfert satisfaisant des charges, d'obtenir une perméabilité suffisante et d'empêcher le mouvement des particules fines vers l'extérieur.

L'enrochement fait l'objet de la norme européenne EN 13383. Elle comprend un système de classes granulométriques applicables aux matériaux de carapace, filtre et de remplissage (de gabions notamment).

La norme EN 13383 distingue trois catégories d'enrochement :

- **Les gros enrochements** qui correspondent aux blocs les plus lourds utilisés pour la carapace ;
- **Les enrochements moyens** appropriés pour la carapace, les sous-couches et les couches filtrante ;
- **Les petits enrochements** souvent utilisés pour les filtres

Le système utilisé pour définir les exigences appliquées aux enrochements consiste à fixer des valeurs limites associées à un pourcentage de passant en masse. Un ensemble de limites nominales correspond à la taille cible de l'enrochement.

Les limites associées aux enrochements sont les suivantes :

- ELL (limite inférieure extrême) - masse en deçà de laquelle 5% de passant maximum est autorisé ;
- NLL (limite inférieure nominale) - masse en deçà de laquelle 10% de passant maximum est autorisé ;
- NUL (limite supérieure nominale) - masse en deçà de laquelle 70% de passant minimum est autorisé ;
- EUL (limite supérieure extrême) - masse en deçà de laquelle 97% de passant minimum est autorisé.

La pente globale de la courbe granulométrique ou blocométrique est un indicateur de l'uniformité de la distribution des tailles. Une estimation quantitative de cette uniformité peut être réalisée en utilisant le rapport M_{15}/M_{85} qui correspond à D_{n15}/D_{n85}.

Tableau C-4 exigences standards applicables aux enrochements suivant la norme EN 13383

Tableau 3.5 *Exigences standard applicables aux enrochements suivant l'EN 13383*

	Classe de référence	ELL	NLL	NUL	EUL	M_{cm}	
Gros enrochement	Passant associé kg	< 5 % kg	< 10 % kg	> 70 % kg	> 97 % kg	limite inférieure kg	limite supérieure kg
	10000 – 15000	6500	10000	15000	22500	12000	13000
	6000 – 10000	4000	6000	10000	15000	7500	8500
	3000 – 6000	2000	3000	6000	9000	4200	4800
	1000 – 3000	700	1000	3000	4500	1700	2100
	300 – 1000	200	300	1000	1500	540	690

	Classe de référence	ELL	NLL	NUL	EUL	M_{cm}	
Enrochement moyen	Passant associé kg	< 2 % kg	< 10 % kg	> 70 % kg	> 97 % kg	limite inférieure kg	limite supérieure kg
	60 – 300	30	60	300	450	120	190
	10 – 60	2	10	60	120	20	35
	40 – 200	15	40	200	300	80	120
	5 – 40	1.5	5	40	80	10	20
	15 – 300 *)	3	15	300	450	45	135

	Classe de référence	ELL	NLL	NUL	EUL	
Petit enrochement	Passant associé mm	< 5 % mm	< 15 % mm	> 90 % mm	> 98 % mm	< 50 % mm
	45/125	22.4	45	125	180	63
	63/180	31.5	63	180	250	90
	90/250	45	90	250	360	125
	45/180 **)	22.4	45	180	250	63
	90/180 ***)	45	90 ***)	180 ***)	250	n.d.

C.2.1 Les courbes de Rosin-Rammler pour les blocométries et granulométrie théorique

Les courbes de Roslin-Rammler permettent de déterminer M_{50} et n_{RRM} dès que deux points de la courbe de Rosin-Rammler sont connus. Par exemple, si la valeur de limite nominale inférieure NLL est connue et le pourcentage des passants associé Y_{NLL}, et qu'il en est de même pour la limité nominale supérieure NUL, on peut en déduire le M_{50} et n_{RRM} à partir des équations suivantes :

$$M_{50} \cong NLL \left(\frac{\ln(1-y_{NLL})}{-0.693}\right)^{-\frac{1}{n_{RRM}}}$$

$$M_{50} \cong NUL \left(\frac{\ln(1-y_{NUL})}{-0.693}\right)^{-\frac{1}{n_{RRM}}}$$

Ce qui donne : $n_{RRM} = log\left(\frac{\ln(1-y_{NUL})}{\ln(1-y_{NLL}}\right)/log(NUL/NLL)$

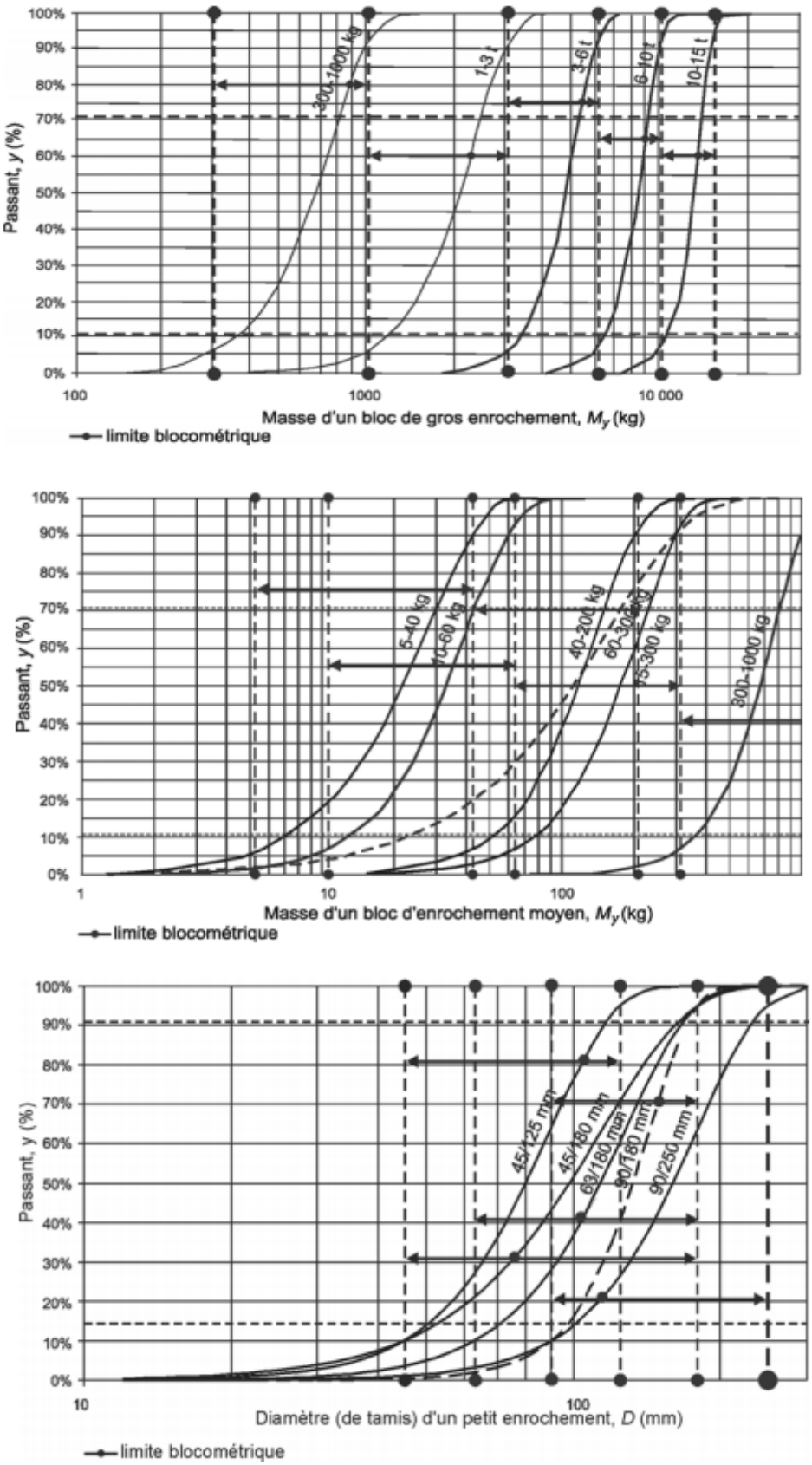


Figure C-1courbes de granulométrie standard de l'EN 13383, tracés à l'aide de courbes de Roslin-Rammler théoriques et conçues en vue d'une conformité optimale à toutes les exigences de l'EN 13383 applicables aux classes granulométriques

Pour déterminer M_{85} et M_{15} une approche simplifiée est utilisée à l'aide des caractéristiques moyenne de la granulométrie standard (M_{50}), elle est exprimée par la formule ci-dessous :

$$Y = AM_{50}{}^{B}$$

Où :

- Y : limite extrême ou nominale
- A, B : constants, exprimés dans le tableau ci-dessous.

Tableau 3.7 *Coefficients proposés pour la spécification ou la déclaration d'enrochements non-standard aux propriétés similaires à celles des enrochements standard*

		Spécification						Informations complémentaires			
		ELL < 5%	NLL <10%	NUL >70%	EUL >97%	M_{emll} min M_{em}	M_{emul} max M_{em}	M_{15}	M_{85}	M_{50} min	M_{50} max
A =		0.027	0.156	2.520	5.160	0.449	1.060	0.160	3.340	0.663	1.515
B =		1.32	1.160	0.920	0.880	1.080	0.990	1.171	0.918	1.041	0.959
Exemple pour un enrochement standard											
M_{50} = 35 kg	valeur calculée	2.9	9.6	66.4	117.9	20.9	35.8	10.3	87.2	26.9	45.9
	valeur arrondie	3	10	65	120	20	35	10	90	27	45
Exemple pour un enrochement non-standard similaire											
M_{50} =3000kg	valeur calculée	1050	1685	3984	5923	2556	2935	1893	5180	2768	3279
	valeur arrondie	1000	1700	4000	6000	2500	3000	1900	5200	2750	3250

Note : pour une blocométrie avec NLL<300kg, le passant à EUL est limité à 2% au lieu de 5%. Les masses sont en kg.

Exemple :

- **Données :**

- Blocs de la sous-couche : (1-3) t
- Blocs de base : (300-500) kg
- M_{85} : A = 3.34, B = 0.918
- M_{15} : A = 0.16, B = 1.171

- **Blocs de la sous-couche :**

A partir de la courbe de Roslin-Rammler :

NLL = 1000kg; y_{NLL}= 5% NUL = 3000kg; y_{NUL}= 85%

$$n_{RRM} = log\left(\frac{\ln(1-0.85)}{\ln(1-0.05)}\right)/log(3000/1000) = 3.29$$

$$M_{50} \cong 1000\left(\frac{\ln(1-0.05)}{-0.693}\right)^{-\frac{1}{3.29}} = 2200 \text{ Kg}$$

$M_{85} = 3.34\times2200^{0.918} = 3909$ kg

$M_{15} = 0.16\times2200^{1.171} = 1312$ kg

$D_{15} = \left(\frac{M_{15}}{\gamma_s}\right)^{1/3} = 0.79m$

- **Blocs de base :**

NLL= 300kg; y_{NLL}=6% NUL= 500kg; y_{NUL}=25%

N_{RRM} = 2.83

M_{50} = 470kg

M_{85} = 948 kg

M_{15} = 215 kg

$D_{85} = = \left(\frac{M_{85}}{\gamma_s}\right)^{\frac{1}{3}} = 0.71m$

$$\frac{D_{15sous-couche}}{D_{85base}} = \frac{0.79}{0.71} = 1.11 \leq 5$$

Tableau C-5 Calcul de poids des blocs de la butée de pied :

	Côté ouest de la digue					Côté est de la digue				
Sections	10-10	13-13	17-17	19-19	21-21	10-10	13-13	17-17	19-19	21-21
Densité des blocs de la butée de pied ρ_r (kg/m^3)	2400	2650	2650	2650	2650	2650	2650	2650	2650	2650
Densité de l'eau de mer ρ_w (kg/m^3)	1.025	1.025	1.025	1.025	1.025	1.025	1.025	1.025	1.025	1.025
Niveau d'eau conçu DWL (m, CD)	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6
Cote du lit de mer devant la digue SL (m, CD)	-18	-16	-14.93	-10.22	-7.63	-15	-12.97	-12.10	-8.74	-5.84
Hauteur de la houle effective H_s (m)	8.13	8.13	7.59	6.81	5.34	5.20	3.85	3.85	3.28	3.38
Repère d'altitude de la butée de pied Z_{toe} (m)	-12.37	-11.77	-12.43	-7.72	-5.63	-10.9	-10.97	-10.01	-6.74	-3.84
Profondeur d'eau à la butée de pied h_t (m)	11.77	11.77	11.83	7.12	5.03	10.3	10.37	9.41	6.14	3.24
Degré d'endommagement N_{od}	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
Densité déjaugé relative Δ	1.34	1.59	1.59	1.59	1.59	1.59	1.59	1.59	1.59	1.59
Profondeur d'eau devant la digue h (m)	17.4	15.4	14.33	9.62	7.03	14.4	12.37	11.41	8.14	5.24
$0.4 < h_t/h < 0.9$	Valid	Valid	Valid	Valid	Valid	Valid	Valid	Valid	Valid	Valid
$3 < h/D_{n50} < 25$	Valid	Valid	Valid	Valid	Valid	Valid	Valid	Valid	Valid	Valid

Résultats de calcul D_{n50} (m)	1.62	1.23	0.93	1.00	0.83	0.81	0.46	0.47	0.47	0.64
Résultats de calcul M (t)	10.15	4.99	2.15	2.68	1.51	1.39	0.26	0.28	0.27	0.70
Sélection réelle M(t)	12	3-6	3-6	3-6	2-4	3-6	1-3	1-3	1-3	1-3
Épaisseur	3.50	2.50	2.50	2.50	2.00	2.50	2.00	2.00	2.00	2.00

ANNEXE D :

CALCUL DE FERRAILLAGE, LA STABILITE DE MUR DE COURONNEMENT ET LA QUANTITE DE FRANCHISSEMENT

D.1 Ferraillage de mur de couronnement

Le cadre de calcul comporte essentiellement :

- Le calcul de l'effort interne de couronnement.
- Le calcul de ferraillage de couronnement.

D.1.1 Bases de conception

D.1.1.1 Durée de vie prévue

La durée de vie prévue de l'ouvrage est de 50ans.

D.1.2 Conditions naturelles

D.1.2.1 Niveau d'eau prévu

Tableau D-1Niveau d'eau prévu

Niveau d'eau prévu	NGA (m)
Niveau haut extrême	+0.70
Niveau haut de conception	+0.34
Niveau bas de conception	-0.26
Niveau bas extrême	-0.60

D.1.2.2 Houles de conception

Tableau D-2 Les conditions de houles centennales

Côté extérieur de la digue					Côté intérieur de la digue				
Position	Profondeur d'eau	H_s (m)	Tp (s)	Dir (°)	Position	Profondeur d'eau	H_s (m)	Tp (s)	Dir (°)
B-1	-22.5	8.81	14.77	344.23	--	--	--	--	--
B-5	-21.5	8.70	14.73	344.57	B-2	-21	6.55	14.12	19.18
B-6	-20	8.64	14.67	344.72	B-3	-20	4.53	14.07	24.08
DO-1	-18	8.15	14.61	346.9	B-4	-17	3.65	14.02	25.43
DO-2	-14	7.64	14.50	349.25	--	--	--	--	--
DO-3	-10	6.78	14.36	349.26	DI-1	-10	3.85	13.81	27.56
DO-4	-8	5.42	14.16	348.77	--	--	--	--	--
--	-7	--	--	--	DI-2	-7	3.28	13.59	28.95
DO-5	-6	4.48*	13.93	353.38	DI-3	-6	3.38	13.33	42.60
DO-6	-3	2.81*	13.43	348.48	DI-4	-3	2.33	12.71	41.18

D.1.3 Caractéristiques des matériaux

D.1.3.1 Béton

Les caractéristiques de béton utilisé pour les ouvrages hydrauliques sont indiquées dans le tableau ci-dessous :

Tableau D-3 Caractéristiques de béton

Désignation d'élément	Classe	f_{ck} (MPa)	$F_{ck,\ cube}$ (MPa)	E_{cm} (MPa)	μ	α_c
Couronnement de la digue	C28/35	28	36	3.20×10^4	0.2	$^{10\text{-}5}\ k^{-1}$

D.1.3.2 Armatures

Les caractéristiques des armatures utilisées selon la norme française ou européenne sont comme suit :

Tableau D-4 Caractéristiques d'armatures

Type	Diamètre (mm)	f_e (MPa)	f_r (MPa)		Coefficient d'allongement à la rupture
			Max	Min	
FeE24 AFNORF P35 015	/	240	420	500	25
FeE40A AFNORF P35 016	≤ 20	420	485	/	14
	> 20	400			

D.2 Charges de conception

D.2.1 Poids mort

Le poids mort du présent ouvrage, est calculé selon le poids des matériaux indiqués ci-dessous :

Tableau D-5 Poids volumiques des matériaux

Matériaux	Poids volumique (KN/m^3)
Béton coulé sur place	25.00
Béton de propreté	24.00

D.2.2 Force de houle

Le calcul de la force de houle se réfère à l'article 5.2.2.12 de the Rock Manual (méthode de Jensen 1984) :

$$F_H = \left(\rho_w g d_c L_{op}\right).\left(aH_s/R_{ca} - b\right)$$

Où :

H_s : la hauteur de la houle (m) ;

L_{op} : longueur de la houle des eaux profondes correspondue au cycle de pic (m) ;

dc : hauteur de la face du mur de couronnement contre les houles (m) ;

R_{ca} : élévation de la crête de la carapace (m) ;

a, b : coefficient d'expérience, en fonction du tableau 5.49 dans CIRIA C638 Rock Manuel.

Tableau X-6 valeurs des coefficients empiriques a, b de calcul de force de houle de couronnement

Section de la Figure 5.82	Intervalles des paramètres lors des essais			Valeurs des coefficients de l'Équation 5.201 correspondant à un dépassement par 0.1 % des vagues	
	R_{ca}	$s_{op} = H_s/L_{op}$	H_s/R_{ca}	a	b
A	5.60 – 10.60	0.016 – 0.036	0.760 – 2.50	0.051	0.026
B	1.50 – 3.00	0.005 – 0.011	0.820 – 2.40	0.025	0.016
C	0.10 *)	0.023 – 0.070	0.90 – 2.10	0.043	0.038
D	0.14 *)	0.040 – 0.050	1.43	0.028	0.025
E	0.18 *)	0.040 – 0.050	1.11	0.011	0.010

➢ **Note**: *) ces valeurs se rapportent à des essais sur modèles réduits.

Tableau D-7 Résultats de calcul de la force de houle

Les sections	Pression de houle (KN/m^2)	Coefficient de réduction	Pression de houle après réduction (KN/m^2)
Section 3-3 ~ section 5-5	41.00	0.5	20.50
Section 6-6	41.00	0.5	20.50
Section 7-7	30.29	0.5	15.15
Section 8-8	43.06	0.5	21.53
Section 9-9	51.94	0.5	25.97
Section 10-10	53.59	0.5	26.80
Section 11-11	53.59	0.9	48.23

Remarque :

En considérant l'effet d'inclinaison de houle et l'effet de l'abri de blocs d'Antifer au couronnement soumis de pression de houle, ainsi que les résultats d'expérience de modèle en 2D de la digue, le coefficient de réduction de la pression de houle pour le corps de la digue est pris de 0.5 et 0.9 pour ce qui au musoir.

D.2.3 Coefficients partiels et combinaisons de charges

D.2.3.1 Symboles de charges et coefficients partiels

Les charges éventuellement concernées pour le calcul seront présentées par les symboles dans le tableau et les coefficients partiels dans le tableau.

Tableau D-8 Symbole de charge

Symbole de charge	Description de charge
DL	Poids mort de la structure
W_{Ce}	Charge de la crête de la houle dans le cas extrême

Tableau D-9 Coefficients de sécurité partiel de charge

Charge			Coefficient partiel γ_F	Coefficient de combinaison		
			γ_F	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Charges permanentes	Effet défavorable	DL	1.35	--	--	--
	Effet favorable	DL	1.0	--	--	--
	Combinaison d'action permanente	W_{Ce}	1.4	0.6	0.2	0

D.2.3.2 Combinaisons de charge

Tableau D-10 Combinaisons de charge pour le calcul de l'effort interne

Catégorie	Situation de conception	No. De combinaison	Combinaison de charge
ELU	Combinaison d'actions permanentes	PL1	$\gamma_F \times DL + \gamma_F \times W_{Ce}$
ELS	Combinaison d'actions caractéristiques	CL1	$DL + W_{Ce}$
	Combinaison d'actions quasi-permanentes	QPL1	$DL + \Psi_2 \times W_{Ce}$

NB : d'après l'analyse, dans le cas extrême la charge de crête de la houle sera la charge de contrôle, dans le cas d'opération normale et la phase de manutention, les charges soumises au couronnement peuvent être ignorées.

Tableau D-11 Résultats récapulatifs de calcul de force interne de bras suspendu de couronnement

Etat de conception	Combinaison de charge	Section 3-3~ 5-5		Section 6-6		Section 7-7	
		Moment M (kN.m)	Effort tranchant V (kN)	Moment M (kN.m)	Effort tranchant V (kN)	Moment M (kN.m)	Effort tranchant V (kN)
ELU	PL1	129.15	86.10	201.80	107.63	215	95
ELS	CL1	92.25		144.14		153	
	QPL1	18.45		28.83		31	

Etat de conception	Combinaison de charge	Section 8-8		Section 9-9		Section 10-10	
		Moment M (kN.m)	Effort tranchant V (kN)		Effort tranchant V (kN)		Effort tranchant V (kN)

				Moment M (kN.m)		Moment M (kN.m)	
ELU	PL1	305	136	368	164	469	188
ELS	CL1	218		263		335	
	QPL1	44		53		67	

Section 11-11	
Moment M (kN.m)	Effort tranchant V (kN)
1215	405
868	
174	

D.3 Données de calcul :

- **Béton :**
- $f_{c28} = 28MPa$
- $E_{cm} = 3{,}2 \times 10^4 MPa$
- $\gamma_b = 1.50$
- $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} = \frac{0.85 \times 28}{1.50 \times 1} = 15.87\ MPa$
- $f_{\boldsymbol{t28}} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 28 = 2.28$
- Enrobage : 100mm

- **Aciers Fe E400 :**
- $f_e = 400MPa$
- $Es = 200000MPa$
- $\gamma_s = 1.15$
- $\frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \approx 348MPa$

D.4 Ferraillage du couronnement (section 3-3~5-5)

D.4.4 Armatures longitudinales

- **Dimensions de la section du calcul :**
- Largeur de la section : b =100cm
- Hauteur de la section : h =150cm
- Hauteur effective : d = 139cm
- **Cas de fissuration très préjudiciable :**
- $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 28 = 16.8MPa$
- $\bar{\sigma}_{st} \leq min\left\{0.8 \times \left(\frac{2}{3}\right) f_e\ ; \max\left(0.4 f_e; 88\sqrt{\eta f_{tj}}\right)\right\}\ avec\ \eta = 1.6$
- $\bar{\sigma}_{st} = 168.07MPa$
- $X = \frac{15\bar{\sigma}_{bc}}{15\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \times d = \frac{15 \times 16.8}{15 \times 16.8 + 168.07} \times 139 = 83.39cm$

- $Z = d - \frac{X}{3} = 111.20cm$
- $\bar{M}_1 = \frac{1}{2} \times b \times X \times \bar{\sigma}_{bc} \times Z$
- $\bar{M}_1 = \frac{1}{2} \times 100 \times 83.39 \times 16.8 \times 111.20 \times 10^{-3} = 7789.29\ KN.m$

➢ **Condition de non fragilité :**

- $A_{s,min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d = \frac{0.23 \times 2.28 \times 100 \times 139}{400} = 18.22cm^2$

Nappe extérieure :

On a : M_{ser} = 92.25 kN.m

Donc $\bar{M}_1 \geq M_{ser}$ donc la section est sans les armatures comprimées.

- **Calcul de la section d'armature :**

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{92.25 \times 10^3}{111.20 \times 168.07} = 4.93cm^2$$

Condition de non fragilité : $A_{ser} \geq A_{min}$ non vérifié

- **Choix des armatures :** 6HA20 → A_s = 18.85 cm^2

Nappe intérieure :

On prend les mêmes armatures que celles de la nappe extérieure.

D.4.2 Armatures transversales

- $V_u^{max} = 86.10$ KN
- $\bar{\tau}_b = min\left(0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = min\left(0.15 \times \frac{28}{1.5}; 4\right) = 2.8MPa$
- $\tau_u{}^{max} = \frac{V_u{}^{max}}{b \times d} = \frac{86.10}{100 \times 139} \times 10^{-3} = 0.062MPa$
- $\tau_u{}^{max} \leq \bar{\tau}_b$ condition vérifiée

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right)$$

$$\phi_t \leq 20mm$$

Soit : $\phi_t = 16mm$

L'espacement des barres :

$S_t \leq \min(0.9d; 40cm)$

$S_t = 25cm$

$A_t = 8.04cm^2$ on choisit 4HA16.

Les résultats de calcul de ferraillage de chaque section sont résumés dans le tableau.

D.5 Processus de calcul de la pression de la houle

Tableau D-12 Résultats de calcul de la pression de la houle

Paramètres	Côté mer de la digue								
	Head	DO-1	DO-2	15-14	DO-3	10-10	DO-4	DO-5	DO-6
Masse volumique de l'eau de mer ρ_w (kg/m^3)	1.025	1.025	1.025	1.025	1.025	1.025	1.025	1.025	1.025
Accélération de gravité g (m/s^2)	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81
Longueur de vague Lop (m)	333.4	333.4	328.4	328.4	322.1	322.1	313.2	304.4	281.7
Hauteur libre de la digue Rca (m)	9.90	9.90	9.90	8.80	8.80	8.80	8.80	5.80	4.90
Hauteur efficace de la houle H_s (m)	8.15	8.15	7.64	7.20	6.78	6.10	5.42	4.48	2.81
Coefficient a	0.051	0.051	0.051	0.051	0.051	0.051	0.051	0.051	0.051
Coefficient b	0.026	0.026	0.026	0.026	0.026	0.026	0.026	0.026	0.026
Pression de houle q (kN/m)	53.59	53.59	44.11	51.94	43.06	3.29	17.04	41.00	9.20
Coefficient de réduction k	0.90	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
Pression de houle après réduction q (kN/m)	48.23	26.80	22.06	25.97	21.53	15.15	8.52	20.50	4.60

D.6 Calcul de ferraillage de couronnement

Tableau D-13 Résultats de calcul de ferraillage de couronnement

Paramètre	**Section 3-3~5-5**	**Section 6-6**	**Section 7-7**	**Section 8-8**	**Section 9-9**	**Section 10-10**	**Section 11-11**
Dimension de la section							
Largeur de la section b (cm)	100	100	100	100	100	100	100
Hauteur de la section h (cm)	150	150	150	180	180	230	321
Hauteur effective de la section d (cm)	139	139	139	169	169	219	289
Calcul des armatures longitudinales -							
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	16.8	16.8	16.8	16.8	16.8	16.8	16.8
$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	168.07	168.07	168.07	168.07	168.07	168.07	168.07
$X = \frac{15\bar{\sigma}_{bc}}{15\bar{\sigma}_{bc}+\bar{\sigma}_{st}} \times d$ (cm)	83.39	83.39	83.39	101.38	101.38	131.38	173.37

$Z = d - \frac{X}{3}$ (cm)	111.20	111.20	111.20	135.21	135.21	175.21	231.21
$\bar{M}_1 = \frac{1}{2} \times b \times X \times \bar{\sigma}_{bc} \times Z$ (KN.m)	7789.29	7789.29	7789.29	11514.37	11514.37	19336.03	33671.29
$A_{s,min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$ ($cm^{2)}$	18.22	18.22	18.22	22.15	22.15	28.71	37.88
M_{ser} (KN.m)	92.25	144.14	153	218	263	335	868
$\bar{M}_1 \geq M_{ser}$	Section sans aciers comprimés	Section sans aciers comprimés	Section sans aciers comprimés	Section sans aciers comprimés	Section sans aciers comprimés	Section sans aciers comprimés	Section sans aciers comprimés
$A_{s,ser} = \frac{M_{ser}}{Z \times \bar{\sigma}_{st}}$ (cm^2)	4.93	6.12	8.18	9.59	11.57	11.34	22.33
$A_{s,er} \geq A_{min}$	Non vérifié	Non vérifié	Non vérifié	Non vérifié	Non vérifié	Non vérifié	Non vérifié
Choix des armatures	6HA20	6HA20	6HA20	8HA20	8HA20	6HA25	8HA25
Calcul des armatures verticales-							
V_u^{max} (KN)	86.10	107.63	95	136	164	188	405
$\bar{\tau}_b = min\left(0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right)$ (MPa)	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8
$\tau_u{}^{max} = \frac{V_u{}^{max}}{b \times d}$ (MPa)	0.062	0.077	0.068	0.080	0.097	0.085	0.14
$\tau_u{}^{max} \leq \bar{\tau}_b$	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié
$\phi_t \leq min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right)$ (mm)	20	20	20	20	20	25	25
ϕ_t (mm)	16	16	16	16	16	20	20
S_t (cm)	25	25	25	25	25	25	25
A_t (cm^2)	8.01	8.01	8.01	8.01	8.01	12.56	12.86

D.7 Stabilité de mur de couronnement

Tableau D-14 Résultats de calcul de la stabilité de mur de couronnement

Numéro de coupes	Côté ouest de la digue					Côté est de la digue				
	10-10	13-13	17-17	19-19	21-21	10-10	13-13	17-17	19-19	21-21
Densité des eaux de mer ρ_w (kg/m^3)	1.025	1.025	1.025	1.025	1.025	1.025	1.025	1.025	1.025	1.025
Vitesse accélérée de gravité g (m/s^2)	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81

Longueur de la houle des eaux profondes L_{op} (m)	313.2	322.1	328.4	333.4	333.4	277.6	288.5	297.9	297.9	306.2
Hauteur du couronnement dc (m)	4.50	6.00	6.50	7.30	8.80	2.00	2.00	2.50	2.50	4.50
Hauteur entre la crête de la digue et le niveau d'eau Rca (m)	7.30	8.80	9.00	9.60	9.90	4.90	4.90	4.90	4.90	6.30
Hauteur de la houle effective (m)	5.34	6.81	7.59	8.13	8.13	3.38	3.28	3.85	3.85	5.20
Largeur du couronnement Bc (m)	4.50	5.00	6.30	7.00	10.00	2.50	2.50	3.50	3.50	5.00
Coefficient a	0.051	0.051	0.051	0.051	0.051	0.051	0.051	0.051	0.051	0.051
Coefficient b	0.026	0.026	0.026	0.026	0.026	0.026	0.026	0.026	0.026	0.026
Force de houle horizontale F_H ($0.5*F_H$) (KN)	80.12	130.86	182.57	209.72	467.06	25.62	23.61	52.69	52.69	222.98
Flottabilité des houles F_U (KN)	80.12	109.05	176.95	201.10	265.38	32.03	29.51	73.77	73.77	123.88
Poids linéique du couronnement F_G (KN)	329.43	459.67	602.94	779.09	1368.22	82.32	82.30	135.24	135.24	417.48
Moment stable du couronnement M_G (KNm)	631.07	1051.89	1694.84	2444.99	6169.80	120.60	120.60	289.68	286.68	1502.93

Moment renversé de houles M_H (KNm)	180.27	392.28	593.35	765.48	2055.07	25.62	23.61	65.86	65.86	501.71
Moment de flottabilité de houles M_U (KNm)	240.37	363.50	743.19	938.48	1769.17	53.38	49.19	172.12	172.12	412.93
Coefficient de frottement f	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65
Force d'anti-glissement $f*(F_G-F_U)$ (KN)	162.05	227.90	276.89	375.69	716.85	214.24	215.87	214.24	214.24	365.12
Moment stable (M_G-M_U) (KNm)	390.70	688.39	951.65	1506.51	4400.62	67.22	71.41	117.56	117.56	1090.00
Coefficient de sécurité anti-glissement $f*(F_G-F_U)/F_H$	2.02	1.74	1.52	1.79	1.53	8.36	9.14	4.07	4.07	1.64
Coefficient de sécurité d'anti basculement $(M_G-M_U)/M_H$	2.17	1.75	1.60	1.97	2.14	2.62	3.02	1.78	1.78	2.17
$f*(F_G-F_U) > 1.5* F_H$	stable	stable	stable	stable	stable	stable	stable	stable	stable	stable
$M_G-M_U >1.5 M_H$	stable	stable	stable	stable	stable	stable	stable	stable	stable	stable

D.8 Calcul de la quantité de franchissement

Tableau D-15 Résultats de calcul de quantité de franchissement

Numéro de coupes	Côté ouest de la digue					Côté est de la digue				
	10-10	13-13	17-17	19-19	21-21	10-10	13-13	17-17	19-19	21-21
Cycle de pic T_p (s)	14.16	14.36	14.50	14.61	14.61	13.33	13.59	13.81	13.81	14.00
Cycle spectrale $T_{m-1,0}$ (s)	12.87	13.05	13.18	13.28	13.28	12.12	12.35	12.55	12.55	12.73
Vitesse accélérée de gravité g (m/s^2)	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81
Pente tanα	0.5	0.5	0.5	0.5	0.4	0.67	0.67	0.67	0.67	0.67
Cambrure de la houle s_0	0.02	0.03	0.03	0.03	0.03	0.01	0.01	0.02	0.02	0.02
Paramètre de déferlement $\xi_{m-1,0}$	3.48	3.13	2.99	2.91	2.33	5.49	5.68	5.33	5.33	4.65
Repère d'altitude de la crête du couronnement Z_c (m)	7.50	9.00	9.50	10.00	10.50	5.00	5.00	5.50	5.50	6.50
Niveau d'eau conçu SWL (m)	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70
Hauteur supérieure au niveau d'eau de la crête du couronnement R_c (m)	6.80	8.30	8.80	9.30	9.80	4.30	4.30	4.80	4.80	5.80
Elément d'influence d'épaulement γ_b	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Elément d'influence de rugosité γ_f	0.47	0.47	0.47	0.47	0.47	0.47	0.47	0.47	0.47	0.47
Elément d'influence de la direction de la houle γ_β	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.70	0.70	0.70	0.70	1.00
Elément d'influence du	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

couronnement γ_v										
Quantité de franchissement q (l/s/m)	315.79	320.20	368.12	375.55	95.20	313.60	314.73	358.46	358.46	1254.22
Quantité de franchissement maximale q_{max} (l/s/m)	6.74	13.14	21.47	25.68	18.27	0.17	0.12	0.26	0.26	15.53
Largeur de la carapace devant le mur de couronnement G_c (m)	7.36	9.40	10.00	10.80	11.40	5.50	5.50	5.50	5.50	9.40
Coefficient de réduction de la quantité de franchissement C_r	0.39	0.39	0.42	0.42	0.37	0.27	0.25	0.36	0.36	0.20
Quantité de franchissement réduite q* (l/s/m)	2.61	5.07	9.10	10.69	6.80	0.05	0.03	0.09	0.09	3.16

ANNEXE E :
CALCUL DU POTENTIEL DE LA LIQUEFACTION ET LE TASSEMENT

E.1 Calcul de potentiel de la liquéfaction

E.1.1 Résultats de la vérification de la liquéfaction du sable de surface dû au séisme de niveau 1

- **Forage NO-07 :**

Accélération au sol	0.125g	Magnitude de séisme	7
Niveau du sol (m)	-4.5	Niveau d'eau souterrain (m)	0
Densité de sable déjaugé (KN/m^3)	18	Densité d'eau (KN/m^3)	10
Diamètre du forage (mm)	115	Coefficient de sécurité	1

Profondeur (m)	0.5	1.5	2.5
Elévation (m)	-5	-6	-7
N_m	9	9	9
σ_{v0} (KPa)	9	27	45
σ'_{v0} (KPa)	4.5	13.5	22.5
a_{max}/g	0.125	0.125	0.125
CSR	0.162	0.161	0.159
C_N	1.70	1.70	1.70
C_E	1.10	1.10	1.10
C_B	1.00	1.00	1.00
C_R	0.75	0.75	0.75
C_S	1.00	1.00	1.00
$(N_1)_{60}$	12.6	12.6	12.6
FC %	15	15	15
A	2.498	2.498	2.498
B	1.048	1.048	1.048
$(N_1)_{60CS}$	15.7	15.7	15.7
$CRR_{7.5}$	0.167	0.167	0.167
MSF	1.22	1.22	1.22
FS	1.26	1.27	1.28
Liquéfié (oui/non)	Non	Non	Non

- **Forage NO-06 :**

Accélération au sol	0.125g	Magnitude de séisme	7
Niveau du sol (m)	-6.8	Niveau d'eau souterrain (m)	0
Densité de sable déjaugé (KN/m^3)	18	Densité d'eau (KN/m^3)	10
Diamètre du forage (mm)	115	Coefficient de sécurité	1

Profondeur (m)	0.5	1	1.5
Elévation (m)	-7.3	-7.8	-8.3
N_m	9	9	9
σ_{v0} (KPa)	9	18	27
σ'_{v0} (KPa)	4.5	9	13.5
a_{max}/g	0.125	0.125	0.125
CSR	0.162	0.161	0.161
C_N	1.70	1.70	1.70
C_E	1.10	1.10	1.10
C_B	1.00	1.00	1.00
C_R	0.75	0.75	0.75
C_S	1.00	1.00	1.00
$(N_1)_{60}$	12.6	12.6	12.6
FC %	15	15	15
A	2.498	2.498	2.498
B	1.048	1.048	1.048
$(N_1)_{60CS}$	15.7	15.7	15.7
$CRR_{7.5}$	0.167	0.167	0.167
MSF	1.22	1.22	1.22
FS	1.26	1.27	1.28
Liquéfié (oui/non)	Non	Non	Non

- **Forage NO-05 :**

Accélération au sol	0.125g	Magnitude de séisme	7
Niveau du sol (m)	-13	Niveau d'eau souterrain (m)	0
Densité de sable déjaugé (KN/m^3)	18	Densité d'eau (KN/m^3)	10
Diamètre du forage (mm)	115	Coefficient de sécurité	1

Profondeur (m)	0.5	1.5	2.5
Elévation (m)	-13.5	-14.5	-15.5
N_m	9	9	9
σ_{v0} (KPa)	9	27	45
σ'_{v0} (KPa)	4.5	13.5	22.5
a_{max}/g	0.125	0.125	0.125
CSR	0.162	0.161	0.159
C_N	1.70	1.70	1.70
C_E	1.10	1.10	1.10
C_B	1.00	1.00	1.00
C_R	0.75	0.75	0.75
C_S	1.00	1.00	1.00
$(N_1)_{60}$	12.6	12.6	12.6
FC %	15	15	15

α	2.498	2.498	2.498
β	1.048	1.048	1.048
$(N_1)_{60CS}$	15.7	15.7	15.7
$CRR_{7.5}$	0.167	0.167	0.167
MSF	1.22	1.22	1.22
FS	1.26	1.27	1.28
Liquéfié (oui/non)	Non	Non	Non

E.1.2 Résultats de la vérification de la liquéfaction du sable de surface dû au séisme de niveau 2

- **Forage NO-07 :**

Accélération au sol	0.25g	Magnitude de séisme	7
Niveau du sol (m)	-4.5	Niveau d'eau souterrain (m)	0
Densité de sable déjaugé (KN/m^3)	18	Densité d'eau (KN/m^3)	10
Diamètre du forage (mm)	115	Coefficient de sécurité	1

Profondeur (m)	0.5	1.5	2.5
Elévation (m)	-5	-6	-7
N_m	9	9	9
σ_{v0} (KPa)	9	27	45
σ'_{v0} (KPa)	4.5	13.5	22.5
a_{max}/g	0.25	0.25	0.25
CSR	0.324	0.321	0.319
C_N	1.70	1.70	1.70
C_E	1.10	1.10	1.10
C_B	1.00	1.00	1.00
C_R	0.75	0.75	0.75
C_S	1.00	1.00	1.00
$(N_1)_{60}$	12.6	12.6	12.6
FC %	15	15	15
α	2.498	2.498	2.498
β	1.048	1.048	1.048
$(N_1)_{60CS}$	15.7	15.7	15.7
$CRR_{7.5}$	0.167	0.167	0.167
MSF	1.22	1.22	1.22
FS	0.63	0.64	0.64
Liquéfié (oui/non)	Oui	Oui	Oui

- **Forage NO-06 :**

Accélération au sol	0.25g	Magnitude de séisme	7
Niveau du sol (m)	-6.8	Niveau d'eau souterrain (m)	0
Densité de sable déjaugé (KN/m^3)	18	Densité d'eau (KN/m^3)	10
Diamètre du forage (mm)	115	Coefficient de sécurité	1

Profondeur (m)	0.5	1	1.5
Elévation (m)	-7.3	-7.8	-8.3
N_m	9	9	9
σ_{v0} (KPa)	9	18	27
σ'_{v0} (KPa)	4.5	9	13.5
a_{max}/g	0.25	0.25	0.25
CSR	0.324	0.323	0.321
C_N	1.70	1.70	1.70
C_E	1.10	1.10	1.10
C_B	1.00	1.00	1.00
C_R	0.75	0.75	0.75
C_S	1.00	1.00	1.00
$(N_1)_{60}$	12.6	12.6	12.6
FC %	15	15	15
α	2.498	2.498	2.498
β	1.048	1.048	1.048
$(N_1)_{60CS}$	15.7	15.7	15.7
$CRR_{7.5}$	0.167	0.167	0.167
MSF	1.22	1.22	1.22
FS	0.63	0.63	0.64
Liquéfié (oui/non)	Oui	Oui	Oui

- **Forage NO-05 :**

Accélération au sol	0.25g	Magnitude de séisme	7
Niveau du sol (m)	-13	Niveau d'eau souterrain (m)	0
Densité de sable déjaugé (KN/m^3)	18	Densité d'eau (KN/m^3)	10
Diamètre du forage (mm)	115	Coefficient de sécurité	1

Profondeur (m)	0.5	1.5	2.5
Elévation (m)	-13.5	-14.5	-15.5
N_m	9	9	9
σ_{v0} (KPa)	9	27	45
σ'_{v0} (KPa)	4.5	13.5	22.5
a_{max}/g	0.25	0.25	0.25

CSR	0.324	0.321	0.319
C_N	1.70	1.70	1.70
C_E	1.10	1.10	1.10
C_B	1.00	1.00	1.00
C_R	0.75	0.75	0.75
C_S	1.00	1.00	1.00
$(N_1)_{60}$	12.6	12.6	12.6
FC %	15	15	15
α	2.498	2.498	2.498
β	1.048	1.048	1.048
$(N_1)_{60CS}$	15.7	15.7	15.7
$CRR_{7.5}$	0.167	0.167	0.167
MSF	1.22	1.22	1.22
FS	0.63	0.63	0.64
Liquéfié (oui/non)	Oui	Oui	Oui

F.1.3 Résultats de la vérification de la liquéfaction du sable sous le noyau dû au séisme de niveau 1

- **Forage NO-07 :**

Accélération au sol	0.125g	Magnitude de séisme	7
Niveau du sol (m)	+4	Niveau d'eau souterrain (m)	0
Densité du rock déjaugé (KN/m^3)	17	Niveau de rock	-4.5
Densité de sable déjaugé (KN/m^3)	18	Densité d'eau (KN/m^3)	10
Diamètre du forage (mm)	115	Coefficient de sécurité	1

Profondeur (m)	9	10	11
Elévation (m)	-5	-6	-7
N_m	9	9	9
σ_{v0} (KPa)	157	172	190
σ'_{v0} (KPa)	118	127	136
a_{max}/g	0.125	0.125	0.125
CSR	0.099	0.100	0.100
C_N	0.92	0.89	0.86
C_E	1.10	1.10	1.10
C_B	1.00	1.00	1.00
C_R	0.95	1.00	1.00
C_S	1.00	1.00	1.00
$(N_1)_{60}$	8.7	8.8	8.5
FC %	15	15	15
α	2.498	2.498	2.498
β	1.048	1.048	1.048
$(N_1)_{60CS}$	11.6	11.7	11.4
$CRR_{7.5}$	0.127	0.129	0.126

MSF	1.22	1.22	1.22
FS	1.57	1.57	1.53
Liquéfié (oui/non)	Non	Non	Non

- **Forage NO-06 :**

Accélération au sol	0.125g	Magnitude de séisme	7
Niveau du sol (m)	+4	Niveau d'eau souterrain (m)	0
Densité du rock déjaugé (KN/m^3)	17	Niveau de rock	-6.8
Densité de sable déjaugé (KN/m^3)	18	Densité d'eau (KN/m^3)	10
Diamètre du forage (mm)	115	Coefficient de sécurité	1

Profondeur (m)	11.3	11.8	12.3
Elévation (m)	-7.3	-7.8	-8.3
N_m	9	9	9
σ_{v0} (KPa)	193	202	211
σ'_{v0} (KPa)	141	145	150
a_{max}/g	0.125	0.125	0.125
CSR	0.097	0.097	0.097
C_N	0.84	0.83	0.82
C_E	1.10	1.10	1.10
C_B	1.00	1.00	1.00
C_R	1.00	1.00	1.00
sC_S	1.00	1.00	1.00
$(N_1)_{60}$	8.4	8.2	8.1
FC %	15	15	15
α	2.498	2.498	2.498
β	1.048	1.048	1.048
$(N_1)_{60CS}$	11.3	11.1	11.0
$CRR_{7.5}$	0.124	0.123	0.122
MSF	1.22	1.22	1.22
FS	1.56	1.55	1.54
Liquéfié (oui/non)	Non	Non	Non

- **Forage NO-05 :**

Accélération au sol	0.125g	Magnitude de séisme	7
Niveau du sol (m)	+4	Niveau d'eau souterrain (m)	0
Densité du rock déjaugé (KN/m^3)	17	Niveau de rock	-13
Densité de sable déjaugé (KN/m^3)	18	Densité d'eau (KN/m^3)	10

Diamètre du forage (mm)	115	Coefficient de sécurité	1

Profondeur (m)	17.5	15.5	19.5
Elévation (m)	-13.5	-14.5	-15.5
N_m	9	9	9
σ_{v0} (KPa)	298	316	334
σ'_{v0} (KPa)	203	212	221
a_{max}/g	0.125	0.125	0.125
CSR	0.085	0.083	0.080
C_N	0.68	0.66	0.65
C_E	1.10	1.10	1.10
C_B	1.00	1.00	1.00
C_R	1.00	1.00	1.00
C_S	1.00	1.00	1.00
$(N_1)_{60}$	6.8	6.6	6.4
FC %	15	15	15
α	2.498	2.498	2.498
β	1.048	1.048	1.048
$(N_1)_{60CS}$	9.6	9.4	9.2
$CRR_{7.5}$	0.109	0.108	0.106
MSF	1.22	1.22	1.22
FS	1.58	1.59	1.61
Liquéfié (oui/non)	Non	Non	Non

E.1.4 Résultats de la vérification de la liquéfaction du sable sous le noyau dû au séisme de niveau 2

- **Forage NO-07 :**

Accélération au sol	0.25g	Magnitude de séisme	7
Niveau du sol (m)	+4	Niveau d'eau souterrain (m)	0
Densité du rock déjaugé (KN/m^3)	17	Niveau de rock	-4.5
Densité de sable déjaugé (KN/m^3)	18	Densité d'eau (KN/m^3)	10
Diamètre du forage (mm)	115	Coefficient de sécurité	1

Profondeur (m)	9	10	11
Elévation (m)	-5	-6	-7
N_m	9	9	9
σ_{v0} (KPa)	157	172	190
σ'_{v0} (KPa)	118	127	136
a_{max}/g	0.25	0.25	0.25
CSR	0.198	0.200	0.200

C_N	0.92	0.89	0.86
C_E	1.10	1.10	1.10
C_B	1.00	1.00	1.00
C_R	0.95	1.00	1.00
C_S	1.00	1.00	1.00
$(N_1)_{60}$	8.7	8.8	8.5
FC %	15	15	15
α	2.498	2.498	2.498
β	1.048	1.048	1.048
$(N_1)_{60CS}$	11.6	11.7	11.4
$CRR_{7.5}$	0.127	0.129	0.126
MSF	1.22	1.22	1.22
FS	0.79	0.79	0.77
Liquéfié (oui/non)	Oui	Oui	Oui

- **Forage NO-06 :**

Accélération au sol	0.25g	Magnitude de séisme	7
Niveau du sol (m)	+4	Niveau d'eau souterrain (m)	0
Densité du rock déjaugé (KN/m^3)	17	Niveau de rock	-6.8
Densité de sable déjaugé (KN/m^3)	18	Densité d'eau (KN/m^3)	10
Diamètre du forage (mm)	115	Coefficient de sécurité	1

Profondeur (m)	11.3	11.8	12.3
Elévation (m)	-7.3	-7.8	-8.3
N_m	9	9	9
σ_{v0} (KPa)	193	202	211
σ'_{v0} (KPa)	141	145	150
a_{max}/g	0.25	0.25	0.25
CSR	0.194	0.194	0.194
C_N	0.84	0.83	0.82
C_E	1.10	1.10	1.10
C_B	1.00	1.00	1.00
C_R	1.00	1.00	1.00
C_S	1.00	1.00	1.00
$(N_1)_{60}$	8.4	8.2	8.1
FC %	15	15	15
α	2.498	2.498	2.498
β	1.048	1.048	1.048
$(N_1)_{60CS}$	11.3	11.1	11.0
$CRR_{7.5}$	0.124	0.123	0.122
MSF	1.22	1.22	1.22
FS	0.78	0.77	0.77
Liquéfié (oui/non)	Oui	Oui	Oui

- **Forage NO-05 :**

Accélération au sol	0.25g	Magnitude de séisme	7
Niveau du sol (m)	+4	Niveau d'eau souterrain (m)	0
Densité du rock déjaugé (KN/m^3)	17	Niveau de rock	-13
Densité de sable déjaugé (KN/m^3)	18	Densité d'eau (KN/m^3)	10
Diamètre du forage (mm)	115	Coefficient de sécurité	1

Profondeur (m)	17.5	15.5	19.5
Elévation (m)	-13.5	-14.5	-15.5
N_m	9	9	9
σ_{v0} (KPa)	298	316	334
σ'_{v0} (KPa)	203	212	221
a_{max}/g	0.25	0.25	0.25
CSR	0.169	0.165	0.161
C_N	0.68	0.66	0.65
C_E	1.10	1.10	1.10
C_B	1.00	1.00	1.00
C_R	1.00	1.00	1.00
C_S	1.00	1.00	1.00
$(N_1)_{60}$	6.8	6.6	6.4
FC %	15	15	15
A	2.498	2.498	2.498
B	1.048	1.048	1.048
$(N_1)_{60CS}$	9.6	9.4	9.2
$CRR_{7.5}$	0.109	0.108	0.106
MSF	1.22	1.22	1.22
FS	0.79	0.80	0.81
Liquéfié (oui/non)	Oui	Oui	Oui

F.2 Calcul de l'affaissement

La méthode de calcul pour le fluage pour le fluage de digue se présente ci-dessous :

$$S_c = H\alpha \log\left(\frac{t_2}{t_1}\right)$$

Où :

S_c : fluage des matériaux incohérents produisant entre le temps t_1 et t_1

H : épaisseur du matériau

α: taux de compression du fluage logarithmique (%) qui peut être entre 1 à 2% pour les remblais de granulats, et se réduite à 0.5 à 1% après le remplissage. Le fluage de noyau, de la

sous-couche et de la carapace est très faible. Donc prenant compte d'une conception conservatrice, taux de compression de fluage logarithmique est supposé de 0.20%. Pour le sable existant qui sera très dense après l'application de la charge de la digue, le taux de compression de fluage logarithmique du sable est supposé de 0.50%.

Par exemple, pour la section 10-10 :

- **Le fluage pour un an après le transfert :**

$$S_{c_{rock}} = H\alpha \log\left(\frac{t_2}{t_1}\right) = 8.07 \times 0.20\% \times \log\left(\frac{3+1}{3}\right) \times 1000 = 2.02$$

$$S_{c_{sable}} = H\alpha \log\left(\frac{t_2}{t_1}\right) = 2.30 \times 0.50\% \times \log\left(\frac{3+1}{3}\right) \times 1000 = 1.44$$

- **Le fluage pour un 50ans après le transfert :**

$$S_{c_{rock}} = H\alpha \log\left(\frac{t_2}{t_1}\right) = 8.07 \times 0.20\% \times \log\left(\frac{3+50}{3}\right) \times 1000 = 20.13$$

$$S_{c_{sable}} = H\alpha \log\left(\frac{t_2}{t_1}\right) = 2.30 \times 0.20\% \times \log\left(\frac{3+50}{3}\right) \times 1000 = 14.34$$

Tableau E-1 Résultats de calcul de fluage pour les coupes typique de la digue

Paramètres	Coupe 10-10 Profondeur d'eau -7.5m		Coupe 13-13 Profondeur d'eau -10m		Coupe 17-17 Profondeur d'eau -14m		Coupe 18-18 Profondeur d'eau -16m		Coupe 21-21 profondeur d'eau -18m	
	TVC	Sable fin	TVC	Sable fin	TVC	Sable fin	TVC	Sable fin	TVC	Sable fin
H (m)	8.07	2.30	11.48	1.60	14.53	2.60	14.85	2.60	18.77	0.00
α	0.20 %	0.50 %	0.20 %	0.50 %	0.20 %	0.50 %	0.20 %	0.50 %	0.20 %	0.50 %
Temps de transfert (ans)	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00
Durée de service (ans)	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00
Fluage à 1 an après transfert (mm)	2.02	1.44	2.87	1.00	3.63	1.62	3.71	1.62	4.69	0.00
Fluage total à 1an après transfert	3.45		3.87		5.25		5.33		4.69	
Fluage à 50 ans après	20.13	14.34	28.63	9.98	36.24	16.21	37.04	16.21	46.82	0.00

transfert (mm)										
Fluage total à 50 ans après transfert (mm)	34.47		38.61		52.46		53.25		46.82	

ANNEXE F : Modèle physique réduit

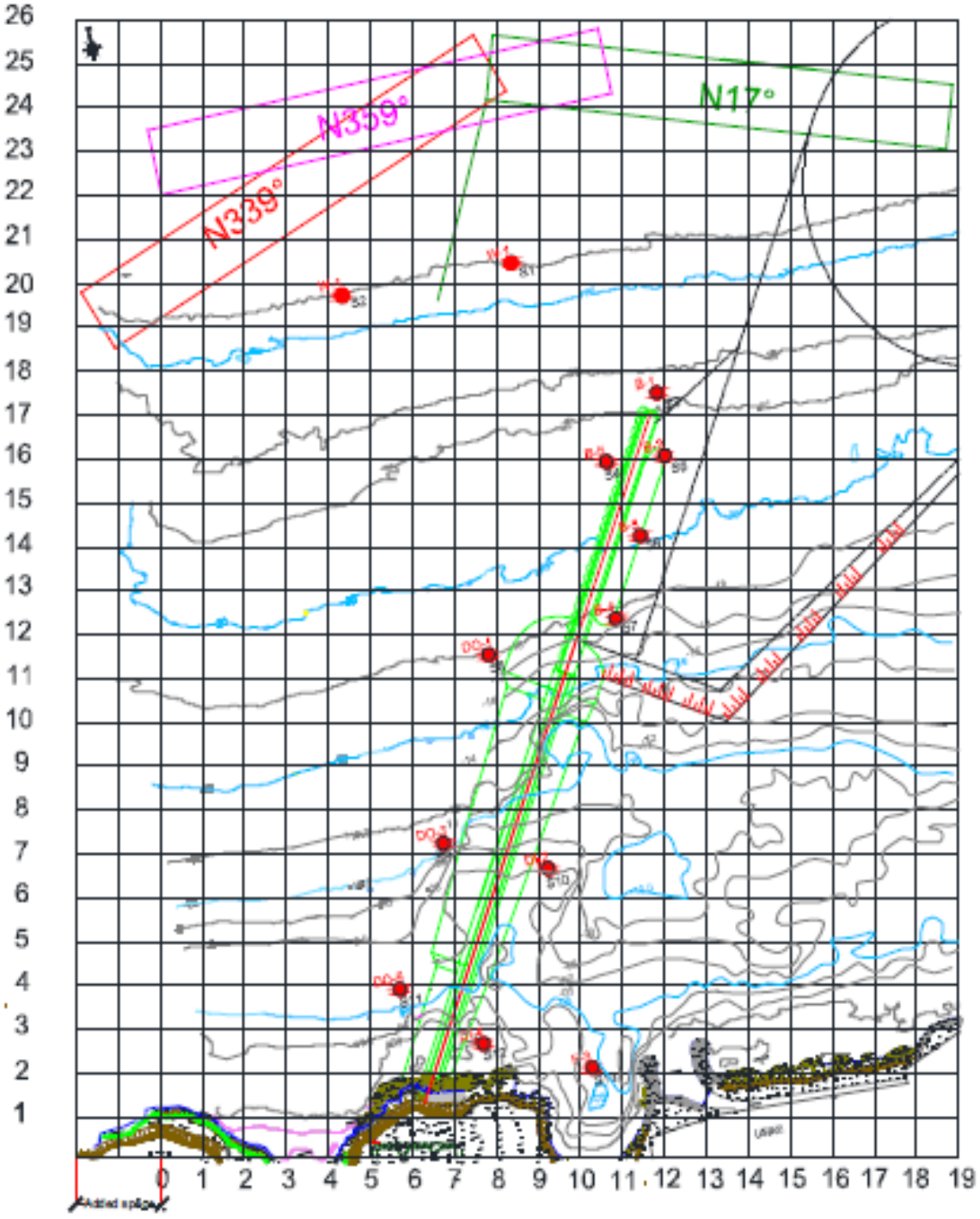


Figure 30 : Plan modèle et positionnement des sondes.

Figure F-1Plan modèle et positionnement des sondes

Variante initiale



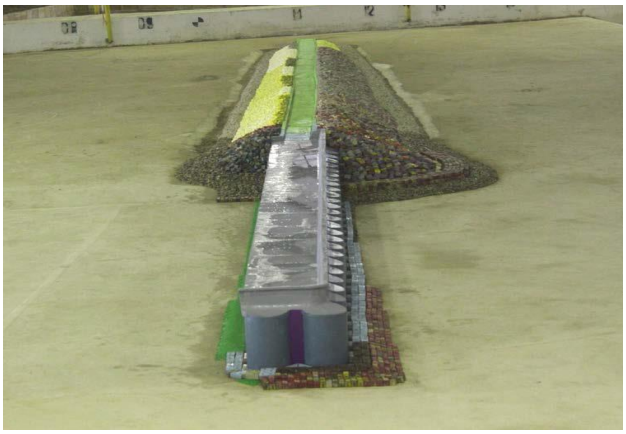


Figure F-2 vue générale du quai minéralier avant les essais

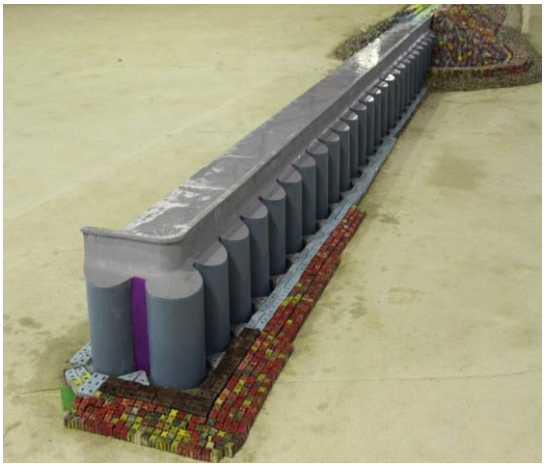


Figure F-3 vue des caissons et les blocs du pied avant les essais

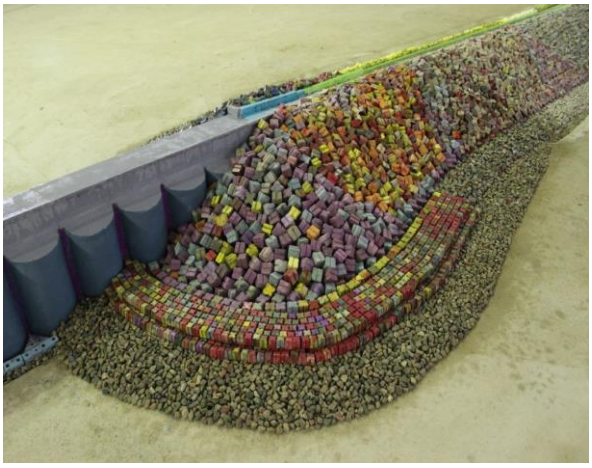


Figure F-4 état de la jonction (ouest) avant les essais

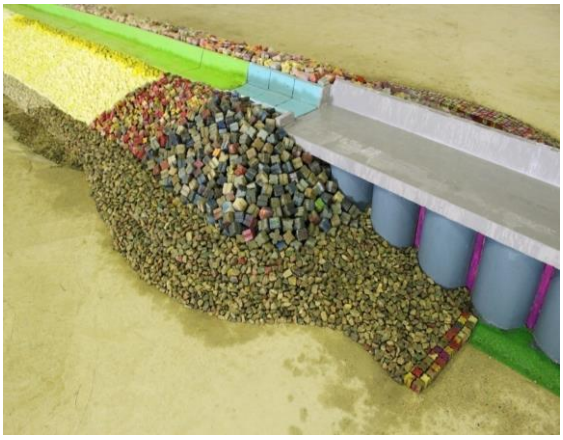


Figure F-5 état de la jonction (est) avant les essai



Figure F-6 profil ouest constitué de différentes catégories des BCR

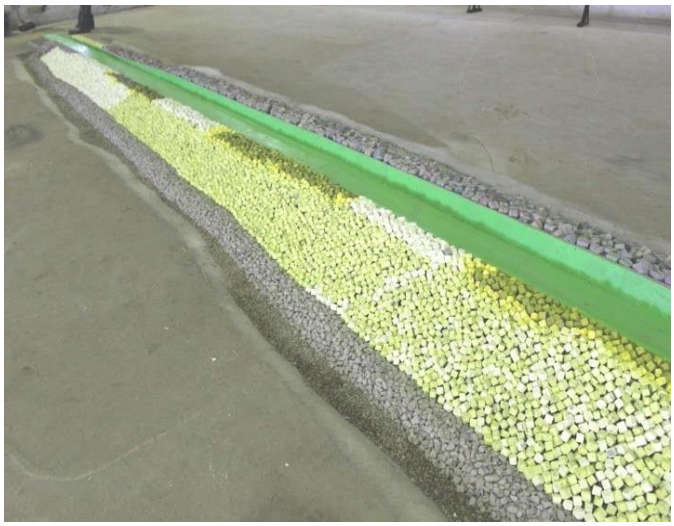


Figure F-7 profil est constitué essentiellement de BCR5t en jaune avec butée au pied

Variante initiale durant et après les essais



Figure F-8 concentration des franchissements au niveau de la jonction



Figure F-9 franchissement à H_{20ans}



Figure F-10 déferlement et concentration de la houle au niveau de la jonction

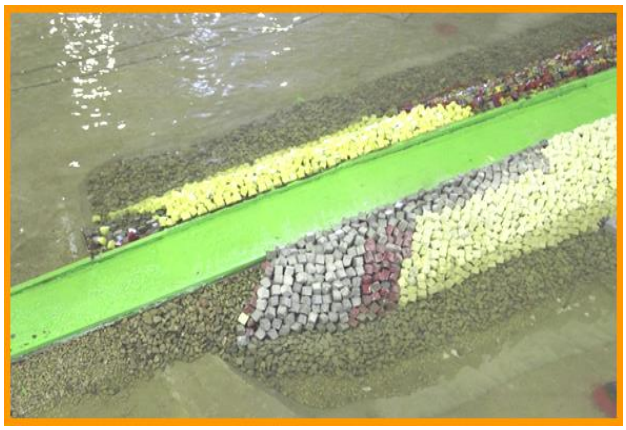


Figure F-11 Glissement des BCR5t



Figure F-12 stabilité parfaite des BCR35t de la jonction après les essais



Figure F-13 stabilité parfaite des blocs aux pieds des caissons



Figure F-14 chute massive de BCR12t et quelques glissements de BCR50

Variante 01



Figure F-15 Prolongement des BCR5t vers l'enracinement



Figure F-16 Mise en place des BCR62t (marron) au niveau de la carapace et BCR35t à la base du côté ouest de la jonction

Variante 01 après les essais



Figure F-17 Etat de la jonction après les essais



Figure F-18 Départ de quelques BCR5t du pied de la carapace



Figure F-19 Glissement d'une dizaine de BCR62t avec dérangement de BCR 35t



Figure F-20 Stabilité parfaite des blocs du pied des caissons

Variante 02



Figure F-21 Mise en place d'une carapace en enrochement (3-6) t de part et d'autre (marron) avec prolongement de la contre butée en enrochements (1-3) t vers l'enracinement du côté est

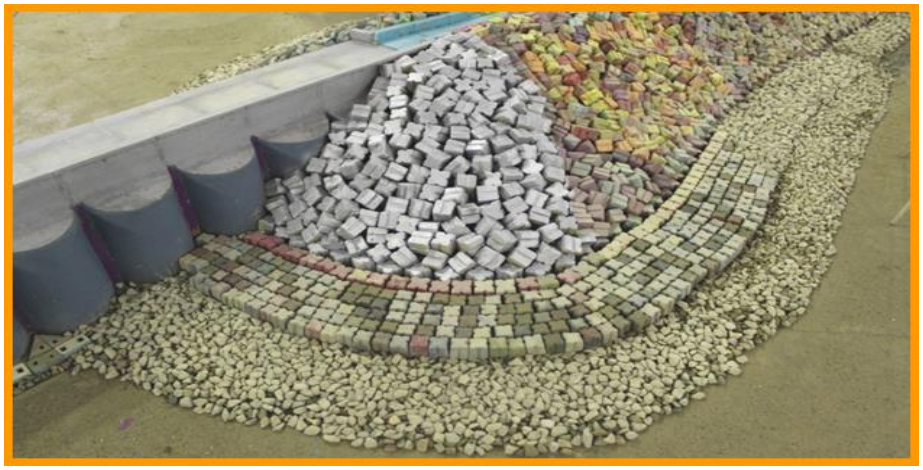


Figure F-22 Remplacement des BCR62t par des BCR72t



Figure F-23 Mise en place des gabions pour simuler leur stabilité

Variante 02 après les essais

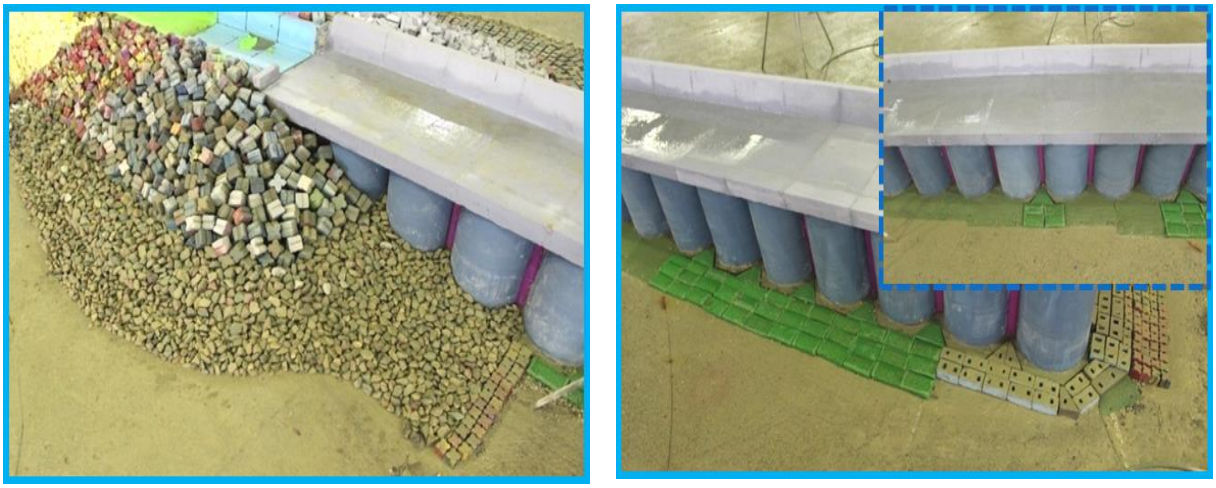


Figure XII-F Stabilité des gabions, mis appart quelques chutes de BCR12t observées derrière la jonction du côté est mais qui reste acceptable

Variante 03



Figure F-24 Séparation totale au niveau des joints les quartes derniers caissons du quai



Figure F-25 Remplacement des BCR 12t et des blocs parallelopidique posés à la base des caissons par une butée en enrochement (3-6) t

Variante 03 après les essais



Figure F-26 Une parfaite stabilité de la butée en enrochement (3-6)t après les essais



Figure F-27 Glissement de quelques BCR70t de la jonction ouest.