

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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

فرنسيس جانسون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de Base

Thème

**Aménagement de l'Abri de Pêche
d'Ain Barbar - Annaba**

Présenté par :

AZZOUZ Sarra

Encadré par :

Mr RAHMANI Douadi
Mr MECHTI Nacereddine

Promotion 2019 /2020

REMERCIEMENT

Tout d'abord, je remercie Dieu, le tout puissant de m'avoir donné le courage, la force et la volonté pour réaliser cette étude.

Je tiens à remercier en premier lieu mes encadreur, **Mr. Douadi RAHMANI** et **Mr. Nacereddine MECHTI**, pour leur précieuse aide, le temps qu'ils m'ont consacré et les conseils qu'ils m'ont donnés.

J'exprime ma profonde gratitude à **Mr. BETTAYEB Rabah** pour m'avoir guidé, pour sa patience et sa disponibilité dans la réalisation de ce travail.

Mes sincères remerciements aussi à **Mr. SELLAM Mohamed** ; **LEBBIHI Abdelkader**, et **FERRADI Badr Eddine** ; pour leur aide, leur profonde gentillesse, et leur générosité.

Je remercie par avance les membres du jury, qui me font l'honneur d'évaluer mon travail.

Ma gratitude se destine également à tous les enseignants du Département Infrastructure de Base de l'Ecole Nationale des travaux publics qui ont contribué à ma formation, à mon suivi durant mon passage.

Enfin, je souhaite rendre hommage à mes parents, pour leur soutien moral tout au long de mes études.

Sommaire

LISTE DES FIGURES -----	11
Liste des Tableau -----	17
INDEX -----	22
Système d’unités et Annotations : -----	22
Résumé -----	23
INTRODCTION GENERALE -----	26
Chapitre Master : Les Bétons Dans le Milieu Marin -----	28
PREAMBULE -----	28
M.1.INTRODUCTION -----	28
M.2.PROBLEMATIQUE -----	28
M.3.COMPORTEMENT DU BETON DANS L’EAU DE MER -----	28
M.3.1.COMPOSITION DE L’EAU DE MER-----	28
M.3.2.LE CHOIX DU BETON DANS LE MILIEU MARIN -----	29
M.3.3.RISQUES ASSOCIES A L’UTILISATION DU BETON ARME EN MILIEU MARIN-----	30
M.3.4.ALTERATION D’UN BETON A LA MER EN ZONE DE MARNAGE-----	31
M.3.5.LA CORROSION DES ARMATURES-----	33
M.4.QUELQUES PRINCIPES DE PREVENTION -----	34
M.4.1.Les principaux facteurs prépondérants au niveau de la formulation d’un béton -----	35
M.4.2.Choix des classes d’exposition-----	35
M.5. RECENTES INNOVATIONS SUR LE BETON ARME POUR LES OUVRAGES MARITIMES -----	37
M.5.1.UTILISATION DE BFUHP-----	38
M.5.2. UTILISATION D’ARMATURES EN ACIER INOXYDABLE-----	42
M.5.2.1. PRINCIPES DE L’ACIER INOX ET UTILISATION PRATIQUE -----	42
M.5.2.2. AVANTAGES DE L’ACIER INOX-----	48
M.5.2.3. INCONVENIENTS DE L’ACIER INOX-----	49
M.6.CONCLUSION -----	50
CHAPITRE I : THEORIES DE LA HOULE -----	52
Introduction -----	52
I.1.LE MILIEU MARIN -----	52
I.2. Intérêt de la connaissance de la houle -----	52
I.3. Théorie de la houle -----	53
I.4. Déformation de la houle au cours de sa propagation -----	55
I.4. LES COURANTS -----	61
I.5. CONCLUSION -----	62
CHAPITRE II : GENERALITES SUR LES OUVRAGES MARITIMES -----	64
II.1. Introduction -----	64

II.2. Définition d'un port	64
II.3. Rôle d'un port	64
II.4. Schéma de principe d'un port maritime	65
II.5. Types de port	65
II.5.2.1 Ports établis dans les rades abritées	67
II.5.2.2 Ports extérieurs	68
II.5.2.3 Ports intérieurs	68
II.6. les ouvrages portuaires	69
II.6.1 Les ouvrages extérieurs	69
II.6.2 Les ouvrages intérieurs	71
II.6.2.4 Les ouvrage de réparation	73
II.7. CONCLUSION	74
CHAPITRE III : PRESENTATION DU PROJET ET COLLECT DES DONNEES	76
III.1. INTRODUCTION	76
III.2. SITUATION ET DESCRIPTION DE LA ZONE DE PROJET	76
III.3. PRÉSENTATION ET OBJECTIFS DU PROJET	78
III.4. COLLECT DES DONNÉES	78
III.4.1. Levé topographique et bathymétrique	78
III.4.2. Données météorologiques	78
III.4.3. Données hydrographiques	79
III.4.4. Données Sédimentologique	80
III.4.5. Données géotechniques	81
III.4.6. Données géophysiques	84
III.4.7. Faisabilité d'implantation	84
III.4.8. Caractéristiques de la flottille à injecter	85
III.5. CONCLUSION	86
CHAPITRE IV : Etude d'Aménagement	88
IV.1. Introduction	88
IV.2 Schéma d'aménagement	88
IV.2.1 Zone d'amarrage et d'avitaillement	88
IV.2.2 Zone de réparation et entretien	90
IV.2.3 Zones diverses	90
IV.3. RECOMMANDATIONS DE CONCEPTION	91
IV.3.1. Embouchure	91
IV.3.2. Zone d'évitage	91
IV.3.4. Surface du plan d'eau	91
IV.4. DESCRIPTION DES VARIANTES D'AMENAGEMENT	92
IV.4.1. Variante 1	92

IV.4.2. Variante 2	93
IV.4.3. Variante 3	94
IV.5. DONNEES DE HOULE	95
IV.5.1. Données de réfraction	95
IV.5.2. Données d'agitation	96
IV.6. ESTIMATION BUDGETAIRE	97
IV.7. ANALYSE MULTICRITERE	97
IV.7.1. Comparaison des variantes et recommandations	97
IV.8. CONCLUSION	98
CHAPITRE V : PREDIMENTIONNEMENT DE L'OUVRAGE DE PROTECTION	99
CHAPITRE V : PREDIMENTIONNEMENT DE L'OUVRAGE DE PROTECTION	100
V.1. INTRODUCTION	100
V.2. LES DIGUES DE PROTECTION	100
V.2.1-Typologies des digues	100
V.2.2- Les critères de choix de la typologie	100
V.3. Choix du bloc de la carapace et des sous-couches	101
V.4. DIMENSIONNEMENT DE LA JETÉE PRINCIPALE	102
V.4.1. Carapace	102
V.4.2. Berme	104
V.4.3. Filtre	106
V.4.4. Noyau	109
V.4.5. Butée de pied	109
V.4.6 Dimensionnement du Talus intérieur (ouvrage peu franchi)	111
V.4.6. Vérification des lois de TERZAGHI	113
V.5. DIMENSIONNEMENT DE LA JETÉE SECONDAIRE	114
V.5.1. Carapace	114
V.5.2. Berme	114
V.5.3. Filtre	114
V.5.4. Noyau	115
V.7. DIMENSIONNEMENT DU COURONNEMENT DES JETÉES	117
V.7.1. Méthodologie de pré-dimensionnement	117
V.7.2. Caractéristiques des matériaux utilisés	118
V.7.3. Calcul des efforts	120
V.7.3.1. Calcul de la force horizontale induite par la houle	120
V.7.3.2 Calcul de la force de sous-pression induite par la houle	120
V.7.4. Efforts internes	121
V.8.Ferraillage	123
V.9. CONCLUSION	123

CHAPITRE VI : ESSAIS SUR MODELE REDUIT	125
VI.1. Introduction	125
VI.2. L'ETUDE SUR MODELE REDUIT	125
VI.2.1. OBJET DE L'ETUDE	125
VI.2.2. PREPARATION DU MODELE	125
VI.2.3. CONDITIONS HYDROGRAPHIQUES	126
VI.2.4. CHOIX DE L'EHELLE	126
VI.2.5. Implantation des sondes	126
VI.3 RAPPEL SUR LES LOIS DE SIMILITUDE	128
VI.3.1 Généralités :	128
VI.3.2. CONSTRUCTION DU MODELE	129
VI.3.2.1.Choix des matériaux et construction de la maquette	129
VI.3.2.2.Matériaux de construction utilisés dans cette étude	129
VI.3.2.2. Conduite des essais	130
VI.3.2.3. CALIBRATION (réglage hydraulique du modèle)	130
VI.3.2.4. CRITERE DE FRANCHISSEMENT	130
VI.4. LA STABILITE D'UN MODELE REDUIT PHYSIQUE	130
VI.4. RESULTATS DE L'ETUDE D'AGITATION	131
VI.4.1 Objet de l'étude	131
VI.4.1.1 Résultats des essais d'agitation de la variante 2 (APS)	131
VI.4.1.2. Résultats des essais d'agitation de la variante 2.1	132
VI.4.1.3. Résultats des essais d'agitation de la variante 2.2	132
VI.4.2. Conclusion	133
VI.5. ESSAIS DE STABILITE :	133
VI.5.1 ESSAIS DE STABILITE	133
VI.5.1 CONCLUSION	139
VI.6. RESULTATS DES ESSAIS DE STABILITE	141
VI.6.1. Résultat de la variante 2 (APS)	141
VI.6.2. Résultat de la variante 2.1	142
VI.6.3 Résultat de la variante 2.2	143
VI.6.4. Résultat de la variante 2.3	146
VI.6.5. Résultat de la variante 2.4	147
VI.7. CONCLUSION	150
Chapitre VII : dimensionnement des ouvrages d'accostage	152
VII.1.Introduction	152
VII.2. Méthodes de calcul des ouvrages d'accostage	152
VII.3 Etude de quai	153
VII.3.1 Présentation de l'ouvrage	153

VII.3.2. Caractéristiques géométriques des éléments constituant le quai -----	154
VII.3.3.HYPOTHÈSES DE CALCUL -----	155
VII.3.4.Efforts agissant sur le quai -----	156
VII.3.5.Vérifications de la stabilité globale du mur de quai -----	161
VII.3.6. Vérification de la stabilité partielle-----	165
VII.3.7.Vérification de la stabilité vis à vis au glissement en cercle-----	169
VI.3.8.POUTRE DE COURONNEMENT-----	171
VII.3.8.2. -----	174
VII.4. Etude d'appontement -----	175
VII.4.1 présentation de l'ouvrage-----	175
VII.4.2. Efforts agissant sur l'appontement -----	177
VII.4.3. Stabilité globale-----	177
VI.4.4. Étude des éléments structuraux -----	180
3.6.1 Détermination des sollicitations : -----	192
VII.5 Conclusion-----	194
CHAPITRE VIII : SIGNALISATION MARITIME -----	196
VIII.1 INTRODUCTION-----	196
VIII.2. Rappel sur le balisage maritime-----	196
VIII.2.2. Les marques latérales -----	196
VIII.2.3. Les cardinales -----	198
VIII.2.4 Les marques spéciales -----	201
VIII.2.5 Les marques durables-----	202
VIII.2.6 Les marques occasionnelles : (balisage des plages) -----	202
VIII.2.7 Les marques d'eaux saines-----	204
VIII.2.7 Les marques d'eaux saines-----	204
VIII.2.8 Les marques de danger isolé-----	204
VIII.2. .Les dangers nouveaux -----	205
VIII.3 Feux-----	205
VIII.4. Panneaux et bouées -----	206
VIII.5. Limites géographiques d'application du système de signalisation recommandé -----	206
VIII.6. L'Office National de Signalisation Maritime (ONSM)-----	206
VIII.7. Principes généraux-----	208
VIII.8 BALISAGE DU PORT D'AIN BARBAR -----	211
VIII.8.1 Données géographiques générales -----	211
VIII.8.2 Les conditions de mer-----	211
VIII.8.3 Caractéristiques du balisage PROPOSE pour le port de pêche d'Ain Barbar-----	212
VIII.9. CONCLUSION-----	215
CHAPITRE IX : ETUDE D'IMPACT SUR L'ENVIRONNEMENT-----	217

IX.1. INTRODUCTION	217
IX.2. CADRE JURIDIQUE	217
IX.3. DESCRIPTION DE ZONE D'ETUDE	219
IX.4. EVALUATION DES IMPACTS PREVISIBLES	219
IX.4.1. Méthode d'analyse	219
IX.4.2. Identification des interrelations	219
IX.4.3- Description et évaluation des impacts	221
IX.5.1 Mesures d'atténuation d'ordre général	226
IX.5.1.1 Phase de réalisation	226
IX.5.1.2 Phase d'exploitation	226
IX.5.2 Mesures d'atténuation spécifiques	226
IX.6.5.1 Milieu physique	226
IX.6. CONCLUSION	230
CONCLUSION GENERALE	231
REFERENCE BIBLIOGRAPHIE	232
Annexe A : Analyse du vent	235
Annexe B : Amplitude de la houle de Projet par direction et Profondeur	238
ANNEXE C : PRE-DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES DE PROTECTION	244
C.1. INTRODUCTION	244
C.2. COEFFICIENT DE STABILITÉ	244
C.3. Houle de Projet	244
C.4. ABAQUES DU CERC	247
C.5. Dimensionnement de la jetée principale	252
C.5.1 Au niveau de profil courant	252
C.5.2 Au niveau de profil musoir	256
C.5.3 Au niveau du profil Enracinement	259
C.6. Jetée secondaire	260
C.6.1 Au niveau de Profil Courant et Enracinement	260
C.6.2 Au niveau de profil musoir	262
C.7. Etude des franchissements	264
C.7.1 Estimation du Run-Up	264
C.7.2 Largeur de la berme B	264
C.7.3 Calcule de Run-Up (Méthode de CERC)	265
C.8. FERRAILLAGE DU MUR DE COURONNEMENT	267
C.8.1 Jetée principal (Profil Courant)	267
C.8.3 Ferrailage	268
ANNEXE D : ESSAIS SUR MODEL REDUIT	275
D.1 Introduction	275

E.1 DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF DU PROJET –Deuxième Variante- (APD)----- 302

LISTE DES FIGURES

Chapitre Master : Les Bétons Dans le Milieu Marin

Figure M. 1: Corrosion dans les différentes zones.-----	29
Figure M. 2 : Zone d'agression d'un béton à la mère d'après Metta et Hokusai -----	30
Figure M. 3 : béton dégradé en zone de marnage (Hervé Barreda, CEREMA) -----	30
Figure M. 4 : Vue des franchissements et de l'effet de choc de la houle sue le couronnement de la jetée. -----	31
Figure M. 5: Corrosion des armatures peut être initiée par la carbonatation du béton-----	34
Figure M. 6: Potentiel de passivation (ou seuils de passivité) de différents alliages en fonction de l'acidité du milieu (Source : EPFL)-----	42
Figure M. 7: Représentation des différentes familles d'inox, différenciées en fonction des proportions des différents éléments. Source : Université de Liège)-----	44
Figure M. 8: Exemple de désignation selon la norme NF EN 10088 d'un acier inox (Source : Cimbéton)-----	45

Chapitre I

Figure I. 1: Naissance et croissance (Génération) de la houle.-----	53
Figure I. 2: Les caractéristiques de la houle-----	53
Figure I. 3: Diagramme d'un Enregistrement de train de vague d'une houle -----	55
Figure I. 4: Schéma de la réfraction de la houle -----	56
Figure I. 5: Diffraction de la houle au niveau du port San Marinho Do Porto (Portugal) -----	57
Figure I. 6: Différents types de déferlement de la houle. -----	58
Figure I. 7: Hauteur maximale de déferlement en fonction de la profondeur en pied d'ouvrage -----	59
Figure I. 8: Variation de l'amplitude de la houle en fonction de la profondeur d-----	60

Chapitre II

Figure II. 1: Image du port de DjenDjen-----	64
Figure II. 2: Schéma de principe d'un port maritime -----	65
Figure II. 3: Port du Lavandou dans le Var-----	68
Figure II. 4: Schéma du port de Rotterdam. -----	68
Figure II. 5: Type de bouée d'amarrage au large. -----	68
Figure II. 6: Digue à talus (Le HAVRE)-----	70
Figure II. 7: Digue Verticale -----	70
Figure II. 8: Digue Mixte -----	70
Figure II. 9: Schéma d'un duc d'Albe-----	72
Figure II. 10: Schéma d'un appontement-----	72
Figure II. 11: Schéma d'un Quai -----	72
Figure II. 12 : Quai en caissons en béton armé -----	72
Figure II. 13: Quai en rideau plan de palplanches métalliques ancrées-----	73

Figure II. 14: Quai sur pieux -----	73
Figure II. 15: Ecluse maritime -----	74
Figure II. 16: Forme de radoub -----	74
Figure II. 17: calle de hallage -----	74

Chapitre III

Figure III. 1: Site d'implantation de l'ouvrage à ANNABA -----	76
Figure III. 2: AIN BARBAR -Position-----	77
Figure III. 3: Site d'implantation de l'ouvrage à AIN BARBAR -----	77
Figure III. 4: DIAGRAMME OMBROTHERMIQUE D'ANNABA -----	78
Figure III. 5: COURBE DE TEMPÉRATURES D'ANNABA-----	79
Figure III. 6: Rose des vents de la ville d'Annaba -----	79
Figure III. 7: positionnement des sondages carottés-Sondage carotté SC ₁ -----	81
Figure III. 8: COUPES LITHOLOGIQUE DES SONDRAGES CAROTTES SC ₁ -SC ₂ -----	82

Chapitre IV

Figure IV. 1: Plan de masse de la variante 1 -----	92
Figure IV. 2: Plan de masse de la variante N°02 -----	94
Figure IV. 3: Plan de masse de la variante 3 -----	95
Figure IV. 4: Résultats de l'Agitation dans le bassin de chaque variante -----	97

Chapitre V

Figure V. 1: une possibilité de vocabulaire-----	100
Figure V. 2: Abaque de Calcul de Dn50 du talus arriere de la digue à talus -----	111
Figure V. 3: Paramètres géométriques du mur de couronnement -----	117
Figure V. 4: Modalisation de mur de garde -----	121

Chapitre VI

Figure VI. 1: Plan du modèle et directions des houles testées -----	127
Figure VI. 2: plan de masse de la variante 2(APS) et positionnement des sondes-----	128

Chapitre VII

Figure VII. 1: Coupe Transversale du quai en blocs. -----	153
Figure VII. 2: Récapitulatif des différentes sollicitations agissantes sur le quai-----	156
Figure VII. 3: Diagramme de la poussée de terre-----	157
Figure VII. 5 : Vérification de la stabilité vis à vis au glissement en cercle – Cas Statique-	169
Figure VII. 6: Vérification de la stabilité vis à vis au glissement en cercle – Séisme Ascendant	170
-----	170
Figure VII. 7: Vérification de la stabilité vis à vis au glissement en cercle – Séisme Ascendant	171
-----	171

Figure VII. 8: Effort d'amarrage -----	172
Figure VII. 9: Schéma statique -cas de charge N°01-. -----	172
Figure VII. 10: Schéma statique -cas de charge N°02-.-----	173
Figure VII. 11: Schéma statique -cas de charge N°03-.-----	173
Figure VII. 12: Ferrailage de la poutre de couronnement-----	175
Figure VII. 13 : Coupe transversale de l'appontement à -2.90m -----	176
Figure VII. 14: Vue en plan, coupe transversale & longitudinale de la prédalle -----	181
Figure VII. 15: Modalisation de la prédalle -----	182
Figure VII. 16: Ferrailage de la prédalle -----	183
Figure VII. 17: Modélisation de la structure Appontement à -4.00m -----	184
Figure VII. 18: coupes transversales de chevêtre-----	185
Figure VII. 19: coupes transversales de chevêtre-----	185
Figure VII. 20: Moment fléchissant du chevêtre de la combinaison défavorable -----	187
Figure VII. 21: Effort Tranchant au niveau du chevêtre (combinaison défavorable) -----	188
Figure VII. 22: Ferrailage du chevêtre -----	188
Figure VII. 23: Moment fléchissant My en KN.m des poutres longitudinales-----	189
Figure VII. 24: Moment fléchissant Mz en KN.m des poutres longitudinales-----	189
Figure VII. 25: Effort Tranchant en KN au niveau des poutres longitudinales -----	189
Figure VII. 26: Effort Tranchant Fz en KN au niveau des poutres longitudinales -----	189
Figure VII. 27: Effort Tranchant Fy en KN au niveau des poutres longitudinales -----	190
Figure VII. 28: Ferrailage de la poutre de rive -----	190

Chapitre VIII

Figure VIII. 1: Exemple des balisage -----	196
Figure VIII. 2: Marque Bâbord -----	197
Figure VIII. 3 Entrer au port -----	197
Figure VIII. 4: Sortie du Port-----	197
Figure VIII. 5: Marque Tribord-----	197
Figure VIII. 6: Les Cardinales -----	198
Figure VIII. 7 : Cardinal Nord -----	199
Figure VIII. 8: Cardinale Sud -----	199
Figure VIII. 9: La cardinale Ouest-----	200
Figure VIII. 10: Cardinale Est-----	201
Figure VIII. 11: Types de la Cardinale-----	201
Figure VIII. 12: Les marques spéciales de Balisage -----	202
Figure VIII. 13: Exemple de Marque durable-----	202
Figure VIII. 14: Balisage par Bouées -----	202
Figure VIII. 15: délimitation des zones réservées à la baignade-----	203
Figure VIII. 16: Exemple d'un balisage sur une plage-----	203
Figure VIII. 17: Les marques d'eaux-----	204
Figure VIII. 18: Les marques d'eau-----	204
Figure VIII. 19: Balisage au droit d'un bateau qui vient de couler-----	205
Figure VIII. 20 : Compétences régionales des Unités-----	208

Figure VIII. 21: Données géographiques générales de la zone d'implantation du port ----- 211
 Figure VIII. 22: Plan du balisage proposé ----- 212
 Figure VIII. 23: Feux de balisages des musoirs et du chenal d'accès----- 214
 Figure VIII. 24: Feux de balisages des musoirs et du chenal ----- 214
 Figure VIII. 25: Caractéristiques de la bouée tribord permanente en début de chenal----- 215

Chapitre IX :

Figure IX. 1 : Représentation du Golf d'Annaba----- 218
 Figure IX. 2: Légende des effets----- 221

ANNEXE A :

Figure A. 1: Roses trimestrielles et annuelle des vents de la région Est d'Algérie..... 235

ANNEXE C :

Figure C. 1: schéma d'une digue à talus 244

ANNEXE D :

Figure D. 1:Plan du modèle et directions des houles test----- 276
 Figure D. 2: Plan de masse de la variante 2(APS) et positionnement des sondes ----- 277
 Figure D. 3:PROFIL MUSOIR DE LA JETEE PRINCIPALE DE LA VARIANTE 2(APS)278
 Figure D. 4 : PROFIL COURANT DE LA JETEE PRINCIPALE DE LA VARIANTE 2(APS)
 ----- 278
 Figure D. 5: PROFIL EPI DE LA JETEE PRINCIPALE DE LA VARIANTE 2(APS)----- 279
 Figure D. 6: PROFIL ENRACINEMENT DE LA JETEE PRINCIPALE DE LA VARIANTE
 2(APS)----- 279
 Figure D. 7 : PROFIL EPI DE LA JETEE PRINCIPALE DE LA VARIANTE 2(APS)Figure
 D. 8: PROFIL ENRACINEMENT DE LA JETEE PRINCIPALE DE LA VARIANTE 2(APS)
 ----- 279
 Figure D. 9: PROFIL MUSOIR DE LA JETEE SECONDAIRE DE LA VARIANTE 2(APS)
 ----- 280
 Figure D. 10 : PROFIL COURANT DE LA JETEE SECONDAIRE DE LA VARIANTE
 2(APS)----- 280
 Figure D. 11:Vue en générale de la variante 2(APS) avant essai. ----- 281
 Figure D. 12:Vue en générale de la variante 2(APS) avant essai. ----- 281
 Figure D. 13: Vue de la jetée principale de la variante 2(APS) avant essai ----- 281
 Figure D. 14:Vue de la variante 2(APS) pendant l'essai de la houle quinquennale. ----- 281
 Figure D. 15: Vue de la variante 2(APS) pendant l'essai de la houle Vingtennale. ----- 281
 Figure D. 16: Vue de la variante 2(APS) pendant l'essai de la houle centennale----- 281
 Figure D. 17: Vue de la variante 2(APS) pendant l'essai d'endurance.----- 282
 Figure D. 18: Vue du musoir de la jetée principale de la variante 2(APS) après essai----- 282

Figure D. 19: Vue du profil courant de la jetée principale de la variante 2(APS) après essai.	282
Figure D. 20: Vue du profil enracinement de la jetée s de la variante 2(APS) après essai. -	282
Figure D. 21: Vue du musoir de la jetée principale de la variante 2(APS) après essai. -----	282
Figure D. 22: Plan de masse de la variante 2.1 -----	283
Figure D. 23 : Profil courant de la jetée principale de la variante 2.1.Figure D. 24: Plan de masse de la variante 2.1 -----	283
Figure D. 25: Profil musoir de la jetée principale de la variante 2.1. -----	284
Figure D. 26 : Profil courant de la jetée principale de la variante 2.1. -----	284
Figure D. 27: Profil enracinement de la jetée secondaire de la variante 2.1. -----	285
Figure D. 28: Profil enracinement de la jetée secondaire de la variante 2.1. -----	285
Figure D. 29: Vue du musoir et profil courant de la jetée principale de la variante 2.1 avant essai-----	285
Figure D. 30 : Vue de la jetée secondaire de la variante 2.1 avant essai. -----	285
Figure D. 31: Vue de la cale de halage de la variante 2.1 pendant l’essai de la houle Vingtennale. -----	285
Figure D. 32: Vue de la cale de halage de la variante 2.1 pendant l’essai de la houle centennale -----	286
Figure D. 33: Vue de la jetée secondaire de la variante 2.1 durant l’essai de la houle centennale.-----	286
Figure D. 34: Vue de la variante 2.1 après essais. -----	286
Figure D. 35: Vue de la jetée secondaire de la variante 2.1 après essais.-----	286
Figure D. 36: Vue de la variante 2.1 après essais. -----	286
Figure D. 37: Plan de masse modifié de la variante 2.2.-----	287
Figure D. 38: Profil au droit du musoir de la jetée principale variante 2.2-----	288
Figure D. 39: Vue de la variante 2.2 avant les essais.-----	288
Figure D. 40: Vue de la variante 2.2 pendant l’essai de la houle centennale.-----	288
Figure D. 41: Vue du musoir de la jetée principale de la variante 2.2 pendant l’essai de la houle d’endurance -----	288
Figure D. 42: Vue du coude du profil courant de la jetée principale. -----	289
Figure D. 43: Vue profil courant durant l’essai de la houle d’endurance. -----	289
Figure D. 44: Vue profil courant durant l’essai de la houle Vingtennale. -Franchissement piégé dans la berme du profil courant. -----	289
Figure D. 45: Vue de la variante 2.2 après essais. -----	289
Figure D. 46: Vue de la variante 2.2 après essais. -----	289
Figure D. 47: Vue de la variante 2.2 après essais. -----	289
Figure D. 48: Profil au droit du musoir de la jetée principale. -----	290
Figure D. 49 : Profil enracinement de la jetée principale-----	291
Figure D. 50: Vue de la variante 2.3 après essai. -----	292
Figure D. 51 : Vue de la variante 2.3 pendant l’essai d’endurance.-----	292
Figure D. 52 Vue de la variante 2.3 pendant l’essai de la houle centennale -----	292
Figure D. 53 : Vue de la variante 2.3 avant essai. -----	292
Figure D. 54 : : Vue de la variante 2.3 avant essai.-----	292
Figure D. 55 : Vue de la variante 2.3 avant essai. -----	292
Figure D. 56: Profil au droit du musoir de la jetée principale, variante 2.4. -----	293

Figure D. 57: Profil courant de la jetée principale, variante 2.4 -----	293
Figure D. 58: Vue de la variante 2.4 durant la houle centennale-----	294
Figure D. 59: Vue de la variante 2.4 pendant l'essai d'endurance.-----	294
Figure D. 60 : : Vue de la variante 2.4 avant essais. -----	294
Figure D. 61 : Vue de la variante 2.4 après essai, musoir.-----	294
Figure D. 62 : Vue du talus intérieur de la jetée principale de la variante 2.4 après essais.--	294
Figure D. 63 : Vue de la variante 2.4 pendant l'essai d'endurance.-----	294
Figure D. 64 : Vue an générale de la variante 2.4 après essais.-----	295
Figure D. 65: plan de masse final -Variante 2.4- -----	296
Figure D. 66 : Profil de musoir de la jetée principale(PM). -----	297
Figure D. 67 : Profil au droit du musoir de la jetée principale(PM1). -----	297
Figure D. 68 : Profil courant de la jetée principale (P1). -----	298
Figure D. 69 : Profil épi de la jetée principale (P2).-----	298
Figure D. 70: Profil enracinement de la jetée principale (P3).-----	299
Figure D. 71: Profil musoir de la jetée secondaire (P4).-----	299
Figure D. 72: Profil courant de la jetée secondaire (P5).-----	300

LISTE DES ABAQUES :

Abaque I : Ascension des lames sur un talus lisse et imperméable pour $ds/H'0 = 0$ (Pente de la plage devant l'ouvrage : 1/10 -----	247
Abaque II : correction due au poids selon la méthode de CERC -----	247
Abaque III : Ascension des lames sur un talus lisse et imperméable pour $ds/H'0 = 0.45$ (Pente de la plage devant l'ouvrage : 1/10 -----	248
Abaque IV : Ascension des lames sur un talus lisse et imperméable pour $ds/H'0 = 0.8$ (Pente de la plage devant l'ouvrage : 1/10 -----	249
Abaque V : Coefficient de correction K permettant de tenir compte de l'effet d'échelle -----	251

LISTE DES TABLEAU**Chapitre Master : Les Bétons Dans le Milieu Marin**

Tableau M. 1: Concentrations des principaux ions dissous dans une eau de mer typique dont la salinité est de 35 g/kg -----	29
Tableau M. 2: Classes d'exposition des bétons selon la norme NF EN 206/CN -----	36
Tableau M. 3: Synoptique pour la détermination des classes d'exposition -----	37
Tableau M. 4: Comparaison des caractéristiques d'un BFUHP Ductal® -----	38
Tableau M. 5: Vitesse de corrosion et résistivité comparative entre le Ductal et les bétons ordinaires (Source : AFGC) .-----	40
Tableau M. 6: Propriétés secondaires du BFUHP (Source : Cimbéton11). -----	41
Tableau M. 7: Caractéristiques mécaniques des différentes nuances d'inox (Source : Cimbéton)-----	45
Tableau M. 8: Nuances d'inox optimales pour chaque classe d'exposition (Source : Cimbéton) -----	45
Tableau M. 9: Recommandations sur les nuances d'inox à utiliser selon l'ISSF (Source : ISSF) -----	46
Tableau M. 10: Valeur recommandée de réduction de l'enrobage (terme Cdur,st) en fonction de la classe d'exposition (Source : Eurocodes) -----	47
Tableau M. 11: Seuils d'ouverture des fissures réglementaire selon l'Eurocode 2 -----	47
Tableau M. 12: Couples galvaniques de matériaux (Source : Jacques Dubois) -----	49

Chapitre I

Tableau I. 1: Classification de l'état de mer par l'échelle de Douglas	53
--	----

Chapitre III

Tableau III. 1:Amplitude de la houle au large par direction (Source : S.S.M.O. 1963-1970) -	80
Tableau III. 2: Sondage carotté SC1-----	81
Tableau III. 3: Tableau 2 Résultats du sondage carotté SC2 -----	82
Tableau III. 4: Caractéristique techniques de la flottille de pêche prévue dans le plan prévisionnel-----	85

Chapitre IV

Tableau IV. 1: Embarcations de pêche-----	88
Tableau IV. 2: Production prévisionnelle de poisson -----	89
Tableau IV. 3: surface des plans d'eau -----	91
Tableau IV. 4 : Les moyennes des résultats obtenus par direction à différentes profondeurs pour la houle Cinquantennale et centennale. -----	95
Tableau IV. 5: Houle de Projet-----	96
Tableau IV. 6: Choix de la variante -----	98

Chapitre V

Tableau V. 1: Choix de type de digue pour le projet -----	101
Tableau V. 2 : Poids des blocs de carapace de la jetée principale -----	102
Tableau V. 3: Épaisseurs de la carapace de la jetée principale -----	102
Tableau V. 4: Nombre de blocs de carapace de la jetée principale-----	104
Tableau V. 5: Choix de l'abaque à utiliser pour la détermination de la hauteur du Run-Up-	105
Tableau V. 6: Hauteurs de berme de la jetée principale -----	106
Tableau V. 7: Largeurs de berme de la jetée principale-----	106
Tableau V. 8: Poids du filtre de la jetée principale -----	108
Tableau V. 9: Diamètre médian des matériaux du filtre de la jetée principale-----	108
Tableau V. 10: Épaisseurs du filtre de la jetée principale -----	108
Tableau V. 11: Poids du noyau de la jetée principale -----	109
Tableau V. 12: Poids de la butée de pieds de la jetée principale -----	109
Tableau V. 13: Épaisseur de la butée de pied de la jetée principale-----	110
Tableau V. 14: poids des enrochements de talus intérieur de la jetée pricipale-----	111
Tableau V. 15: Poids des enrochements du talus intérieur de la jetée -----	112
Tableau V. 16: Paramètres de vérification des lois de TERZAGHI (jetée principale)-----	113
Tableau V. 17: Vérification des lois de TERZAGHI (jetée principale) -----	113
Tableau V. 18: Poids des blocs de carapace de la jetée secondaire -----	114
Tableau V. 19: Épaisseurs de la carapace de la jetée secondaire -----	114
Tableau V. 20: Hauteurs de berme de la jetée secondaire -----	114
Tableau V. 21: Poids du filtre de la jetée secondaire-----	114
Tableau V. 22: Diamètre médian des matériaux du filtre de la jetée secondaire -----	114
Tableau V. 23: Épaisseurs du filtre de la jetée secondaire-----	115
Tableau V. 24: Poids du noyau de la jetée secondaire -----	115
Tableau V. 25: Paramètres de vérification des lois de TERZAGHI (jetée secondaire)-----	115
Tableau V. 26: Vérification des lois de TERZAGHI (jetée secondaire)-----	115
Tableau V. 27: Caractéristiques finales de la jetée principale -----	116
Tableau V. 28: Caractéristiques finales de la jetée secondaire-----	116
Tableau V. 29 : Coefficient empiriques a et b : Guide d'enrochement-----	118
Tableau V. 30: Caractéristiques du béton utilisé pour le couronnement-----	118
Tableau V. 31: Caractéristiques de l'acier utilisé pour le couronnement-----	120
Tableau V. 32: Effort horizontal de houle sur le couronnement de la jetée principale -----	120
Tableau V. 33: Effort horizontal de houle sur le couronnement de la jetée secondaire-----	120
Tableau V. 34: Force de sous-pression induite par la houle – Jetée principale- -----	120
Tableau V. 35: force de sous-pression induite par la houle – Jetée secondaire-----	121
Tableau V. 36: Efforts internes du mur de garde-----	123
Tableau V. 37: Sections de ferrailage choisissés pour le couronnement-----	123

Chapitre VI :

Tableau VI. 1: : récapitulatif de la houle à - 20 m -----	126
Tableau VI. 2: Matériaux de construction utilisés. -----	129

Tableau VI. 3: Critères de franchissement-----	130
Tableau VI. 4: Résultats des essais d’agitation de la direction N80° de la variante 2(APS)-	131
Tableau VI. 5: Résultats des essais d’agitation de la direction N80° de la variante 2.1 -----	132
Tableau VI. 6: Résultats des essais d’agitation de la direction N80° de la variante 2.2 -----	132
Tableau VI. 7: Résultats des essais d’agitation de la direction N47° de la variante 2.2 -----	133
Tableau VI. 8: Résultats des essais d’agitation de la direction N23° de la variante 2.2 -----	133
Tableau VI. 9: Résultat de la série progressive pour la direction N°80-----	141
Tableau VI. 10: Résultat de la série progressive de la variante 2.1 -----	142

Chapitre VII :

Tableau VII. 1 : Récapitulatif des poids et CDG du mur de quai-----	154
Tableau VII. 2: Caractéristiques des matériaux de construction-----	155
Tableau VII. 3: Cas de Charge -----	155
Tableau VII. 4: Récapitulatif des coefficients de poussées-----	156
Tableau VII. 5: Résultats de Calcul de la Poussée des terres (cas statique)-----	157
Tableau VII. 6: Poussée des terres (cas Dynamique Ascendant) -----	157
Tableau VII. 7: Poussées des terres (cas dynamique Descendant) -----	157
Tableau VII. 8: Poussée du à la surcharge 1t/ m2 (Cas Statique)-----	158
Tableau VII. 9: Poussée du à la surcharge 1t/ m2 (Cas Dynamique Ascendant) -----	158
Tableau VII. 10: Poussée du à la surcharge 1t/ m2 (Cas Dynamique Descendant) -----	158
Tableau VII. 11: Répartition des charges sur les essieux d'un camion 30t -----	159
Tableau VII. 12: Poussée due à un camion de 30 tonnes -----	159
Tableau VII. 13 : Récapitulatif des forces -----	161
Tableau VII. 14: Coefficients de sécurité-----	161
Tableau VII. 15: Vérification de la capacité portante du sol Au niveau de l’assise en enrochement -----	161
Tableau VII. 16: Vérification de la capacité portante du sol Au niveau du sol de fondation (sol support)-----	162
Tableau VII. 17: Récapitulatif des forces-----	162
Tableau VII. 18: Coefficient de sécurité (Cas dynamique)-----	162
Tableau VII. 19: Capacité portante au niveau de l'assise en enrochements 1-15kg -----	163
Tableau VII. 20: Capacité portante au niveau de la fondation -----	163
Tableau VII. 21: Récapitulatif des forces -Séisme descendant- -----	163
Tableau VII. 22: Coefficient de sécurité au renversement et au glissement -Séisme descendant- -----	164
Tableau VII. 23: Capacité portante au niveau de l'assise en enrochement -Séisme descendant- -----	164
Tableau VII. 24: Capacité portante au niveau de sol de fondation -Séisme descendant-----	164
Tableau VII. 25: Récapitulatif des forces-----	165
Tableau VII. 26: Coefficient de sécurité au renversement et au glissement-----	165
Tableau VII. 27: Récapitulatif des forces-----	165
Tableau VII. 28: Coefficient de sécurité au renversement et au glissement-----	166
Tableau VII. 29: Récapitulatif des forces-----	166

Tableau VII. 30: Coefficient de sécurité au renversement et au glissement-----	166
Tableau VII. 31: Récapitulatif des forces-----	167
Tableau VII. 32: Coefficient de sécurité au renversement et au glissement-----	167
Tableau VII. 33: Récapitulatif des forces-----	167
Tableau VII. 34: Coefficient de sécurité au renversement et au glissement-----	168
Tableau VII. 35: Récapitulatif des forces-----	168
Tableau VII. 36: Coefficient de sécurité au renversement et au glissement-----	168
Tableau VII. 37 : Efforts horizontaux agissant sur le couronnement du quai à -4.00 m-----	172
Tableau VII. 38: Efforts MNT appliqués sur la poutre de couronnement -----	174
Tableau VII. 39: Combinaisons de charge du couronnement du quai à -----	174
Tableau VII. 40 : Armatures longitudinales du couronnement du quai à - 4m -----	174
Tableau VII. 41: Récapitulatif des forces-----	176
Tableau VII. 42 : Efforts appliqués sur l'appontement (cas statique)-----	177
Tableau VII. 43: Coefficient de sécurité au renversement et au glissement-----	178
Tableau VII. 44: Vérification de la capacité portante du sol Au niveau de l'assise en enrochement -----	178
Tableau VII. 45: Vérification de la capacité portante du sol de fondation -----	178
Tableau VII. 46: Coefficient de sécurité au renversement et au glissement-----	178
Tableau VII. 47: Vérification de la capacité portante du sol Au niveau de l'assise en enrochement -----	178
Tableau VII. 48: Vérification de la capacité portante du sol de fondation -----	179
Tableau VII. 49: Efforts appliqués sur l'appontement (cas dynamique) -----	179
Tableau VII. 50: Coefficient de sécurité au renversement et au glissement-----	179
Tableau VII. 51: Vérification de la capacité portante du sol Au niveau de l'assise en enrochement -----	179
Tableau VII. 52: Vérification de la capacité portante du sol de fondation -----	180
Tableau VII. 53: Caractéristiques du béton utilisé pour les éléments de l'appontement -----	180
Tableau VII. 54: Caractéristiques des aciers HA utilisés pour les éléments de l'appontement -----	180
Tableau VII. 55: Efforts internes de la prédalle-----	183
Tableau VII. 56: Armatures de la prédalle-----	183
Tableau VII. 57: Combinaison des charges -----	184
Tableau VII. 58: Résultats des Effort appliqués sur le chevetre -----	187
Tableau VII. 59: Résultats des Effort appliqués sur les poutres longitudinales-----	190
Tableau VII. 60: Efforts maximaux au niveau de la pile -----	191

Chapitre VIII :

Tableau VIII. 1 : Signalisation Maritimes installés au niveau des ports d'Algérie-----	207
--	-----

Chapitre IX

Tableau IX. 1: Textes législatifs et réglementaires complets régissant les études-----	217
--	-----

Tableau IX. 2 Inventaire des sources d'impacts générales par les différentes actions du projet: ----- 220
Tableau IX. 3 ----- 222
Tableau IX. 4: ----- 224
Tableau IX. 5: ----- 225

ANNEXE A

Tableau A. 1 : Fréquence annuelle des vents par vitesse et par direction (Période 1963- 1970)
..... 236

ANNEXE B

Tableau B. 1 : Houle centennale : Direction N 360° ----- 238
Tableau B. 2: Houle centennale : Direction N 45° ----- 239
Tableau B. 3: Houle centennale : Direction N 90° ----- 240
Tableau B. 4: Houle centennale : Direction N 345° ----- 241

ANNEXE C

Tableau C. 1: Types d'enrochement des différentes couches de la digue ----- 245
Tableau C. 2: coefficient de couche $k\Delta$ ----- 245
Tableau C. 3: Coefficient de stabilité K_D ----- 246
Tableau C. 4: Porosité (Indice de vide en pourcentage : %) ----- 246

INDEX

AFNOR:	Association Française de NORmalisation
ANRH:	Agence Nationale des Ressources Hydrauliques
BMVE :	basse marée vive eau
BMVEE :	basse marée vive eau exceptionnelle
C.E.R.C:	Coastal Engineering Research Center
CM :	cartes marines
CSH :	calcium ulfate
GPS:	Global Positioning System
LCHF:	Laboratoire Central Hydraulique de France
LEM:	Laboratoire d'Etudes Maritimes
NGA :	niveau d'eau général en Algérie
ONM:	Office Nationale de la Météo
PIANC:	Permanent International Association Of Navigation Congress
PMVE :	pleine marée vive eau
PMVEE :	pleine marée vive eau exceptionnelle
PDAU:	Plan Directeur d'Aménagement Urbain
SIG:	System d'Information Géographique
SSMO:	Summury of Synoptic Meteorological Observations
SWAN:	Simulating WAves Near shore
UTM:	Universal Transverse Mercator
WGS:	World Geodetic System (système géodésique mondial)
ZH :	zéro hydrographique

SYSTEME D'UNITES ET ANNOTATIONS :

Surface :	mètre carré (m²)
Volume :	mètre cube (m³) / litre (L)
Angle :	Degré (°)
Masse :	Tonne (t) / Kilogramme (kg)
Temps :	Seconde (s)
Vitesse :	mètre par seconde (m/s) / nœud
Accélération :	mètre par seconde carrée (m/s²)
Force :	Newton (N)
Pression :	Pascal (Pa)
Température :	degré Celsius (C°)

d:	Bras de levier de l'élément considéré.
E :	Longueur du bateau moyen
H :	hauteur de l'élément considéré
l_e :	Longueur totale du navire de projet
N :	Nombre d'embarcations
M :	Moment de l'élément considéré
M _b :	Largeur du bateau moyen
P :	poids de l'élément considéré
S :	surface de l'élément considéré
S_a :	Surface du plan d'eau
V :	volume de l'élément considéré
γ_b :	Poids volumique du béton
γ'_b :	Poids volumique déjaugé du béton
γ_{ba} :	Poids volumique du béton armé
γ'_{ba} :	Poids volumique déjaugé du béton armé

RESUME

La construction de ports et d'ouvrages maritimes présente certains des problèmes et défis les plus inhabituels du génie civil. La présence continue et immédiate de la mer fournit à l'ingénieur un adversaire certain de découvrir toute faiblesse dans la structure construite pour y résister.

Très intéressée par ce type d'infrastructures ;j'ai choisi comme thème pour mon projet de fin d'études : l'étude d'aménagement d'un nouvel abri de pêche (Ain Barbar – Annaba-).

Ce document comporte deux parties : la première est consacrée au master ; traitant la problématique des bétons dans le milieu marin ; quant à la deuxième pour le projet de fin d'étude ; commençant par un petit rappel sur quelques notions de base sur l'environnement marin et les ouvrages portuaires, dimensionnement des ouvrages extérieures et intérieures de la variante retenue et pour conclure un aperçu sur la signalisation maritime ainsi qu'une étude d'impact sur l'environnement a été effectuéeselon le guide algérien d'étude d'impact sur l'environnement.

Mots clés : abri de pêche, milieu marin, les ouvrages portuaires.

ABSTRACT

The construction of harbours and sea works offers some of the most unusual problems and challenges in Civil Engineering. The continuous and immediate presence of the sea provides the engineer with an adversary certain to discover any weakness in the structure built to resist it.

Very interested in this type of infrastructure; I chose as the theme for my graduation project: the study of the development of a new fishing shelter(Ain Barbar-Annaba-).

This document has two parts, the first devoted to the master; dealing with the problem of concrete in the marine environment; as for the second for the end of study project; starting with a brief reminder of some basic notions of the marine environment and port structures, dimensioning of interior and exterior building of the chosen variant and to conclude an overview of maritime signage also an environmental impact study has been done according to the Algerian guide.

Key words: fishing harbour, the marine environment, port structures

ملخص

يعد بناء الموانئ والأشغال البحرية من أكثر المشاكل والتحديات تحدياً في الهندسة المدنية. إذ يشكل الوجود المستمر للبحر خصماً مؤكداً للمهندس ولذلك وجب اكتشافاً يضعف في الهيكل المبني لمقاومته.

نظراً لاهتمامي الكبير

بهذا النوع من البنى التحتية؛ اخترت كموضوع علمي مشروع والتخرج: دراسة إنجاز ميناء صيد جديد (عين بربر-عنابة-).

يتكون هذا المستند من جزأين، الجزء الأول والمخصص للماستر؛ حيث يعالج إشكالية الخرسانة في البيئة البحرية. أما الثاني فيخص مشروع نهاية الدراسة؛ بدءاً بتذكير موجز ببعض المفاهيم الأساسية للبيئة البحرية وهياكل الموانئ وانتهاءً بتحديد أبعاد الهياكل الخارجية والداخلية للمتغير المختار واستنتاج نظرة عامة على الإشارات البحرية وكذلك دراسة الأثر البيئي وفق الدليل الجزائي لدراسة الأثر على البيئة.

الكلمات المفتاحية: مأ وبالصيد، البيئة البحرية، هياكل الموانئ.

INTRODCTION GENERALE

Le domaine public maritime constitue pour le pays un patrimoine éminemment stratégique, Les ports jouent un rôle primordial dansL'économie nationale et dans les échanges commerciaux de notre pays. Ils sont l'un des principaux outils industriels et commerciaux pour le développement économique et social du pays.

Le présent mémoire se rapporte à l'aménagement d'un nouveau port de pêche à Ain Barbar ; la wilaya d'Annaba.

Il comporte deux chapitres exposant quelques notions concernant le milieu marin et les ouvrages portuaires, il vient après le chapitre qui porte sur la collecte des données de base et l'établissement des besoins du projet.

Quant à Le quatrième chapitre a voulu exposerl'étude d'aménagement où l'on propose des variantes structurelles qu'on compare à travers une analyse multicritère.

Les cinquième et septième chapitres ont été respectivement consacrés au dimensionnement des ouvrages de protection et d'accostage.

Pour aboutir au dimensionnement final des ouvrages de protection, on soumettra la variante aux essais sur modèle réduit physique. Qui sera présenté dans le sixième chapitre.

Pour conclure mon travail, j'ai consacré le huitième chapitre à la signalisation maritime et le neuvième à l'étude d'impact de monprojet sur l'environnement.



**CHAPITRE MASTER :
LE BETON DANS LE
MILIEU MARIN**

CHAPITRE MASTER : LES BETONS DANS LE MILIEU MARIN

PREAMBULE

Les mers et les océans sont, par définition, de vastes étendus du globe terrestre couvert d'eau salée. Ils occupent 71 % de la surface du globe, soit 361 millions de km², 1322 millions de km³ d'eau. Cette eau contient des substances dissoutes, les sels, principalement du chlore et du sodium. On trouve 30 à 40 grammes de sels dissous pour un kilogramme d'eau de mer

Pour cela l'emploi du béton dans les constructions marines exige certaines précautions car le matériau est susceptible d'être attaqué par les sels que contient l'eau de mer.

Les dégradations des ouvrages maritimes en béton sont d'ordre chimique ou physique. Les deux principaux types d'altération se traduisent par des fissurations ou une érosion ; les détériorations s'effectuent à des degrés variables suivant que le béton est totalement immergé, en immersion alternée ou totalement émergé.

Donc, la durabilité du béton en milieu marin dépend surtout de la mise en œuvre et de la qualité du béton, des matériaux composant ce béton et principalement le ciment.

M.1.INTRODUCTION

Le béton utilisé en milieu marin est soumis aux environnements les plus agressifs de notre planète, et concerne la plupart du temps des applications critiques. Le béton doit affronter les attaques chimiques de l'eau de mer, et est aussi touché par l'impact continu des vagues et l'action abrasive du sable et de galets durant le flux et le reflux de la marée. Cet impact et cette abrasion peuvent provoquer l'éclatement du béton et la corrosion des armatures conventionnelles en métal, ce qui, en fin de compte conduira à une défaillance structurelle.

A travers ce chapitre on fait le point des connaissances actuelles sur le comportement du béton à l'eau de mer ; les problèmes les plus importants ; et les moyens de lutte qui pourraient présenter un intérêt pour répondre au besoin de très grande durée de vie.

M.2.PROBLEMATIQUE

Le béton étant un système chimique sensible (porosité et phénomènes de transport) au milieu dans lequel il s'insère, ce système est instable : cela revient à dire que l'environnement d'un béton influe directement sur sa durabilité.

Comment les milieux marins impactent-ils la durabilité des bétons armés ? A quels risques sont soumis les bétons armés en milieu marin ?

Quelle importance porte la durabilité du béton armé sur la durabilité globale de l'infrastructure marine ?

Quelles sont les techniques permettant d'augmenter la durabilité des bétons armés ? Ces techniques sont-elles compatibles entre elles ? Quelles sont les dernières innovations ?

M.3.COMPORTEMENT DU BETON DANS L'EAU DE MER

M.3.1.COMPOSITION DE L'EAU DE MER

Il est tout d'abord impératif de se persuader que l'eau de mer n'est pas simplement une solution de chlorure de sodium. Un simple regard sur la norme ASTM D1141 fixant les

conditions opératoires de préparation d'une eau de mer artificielle suffit à s'en convaincre. Le tableau ci-dessous rappelle les concentrations des éléments majoritaires

Tableau M. 1: Concentrations des principaux ions dissous dans une eau de mer typique dont la salinité est de 35 g/kg

Anions	g/kg	Cations	g/kg
Chlorure	19.352	Sodium	10.784
Sulfate	2.712	Magnésium	1.284
Hydrogénocarbonate	0.108	Calcium	0.412
Bromure	0.067	Potassium	0.399
Carbonate	0.015	Strontium	0.008

L'agressivité du milieu marin reste essentiellement due à l'abondance des ions Cl⁻, principalement présents sous forme de NaCl et de MgCl₂

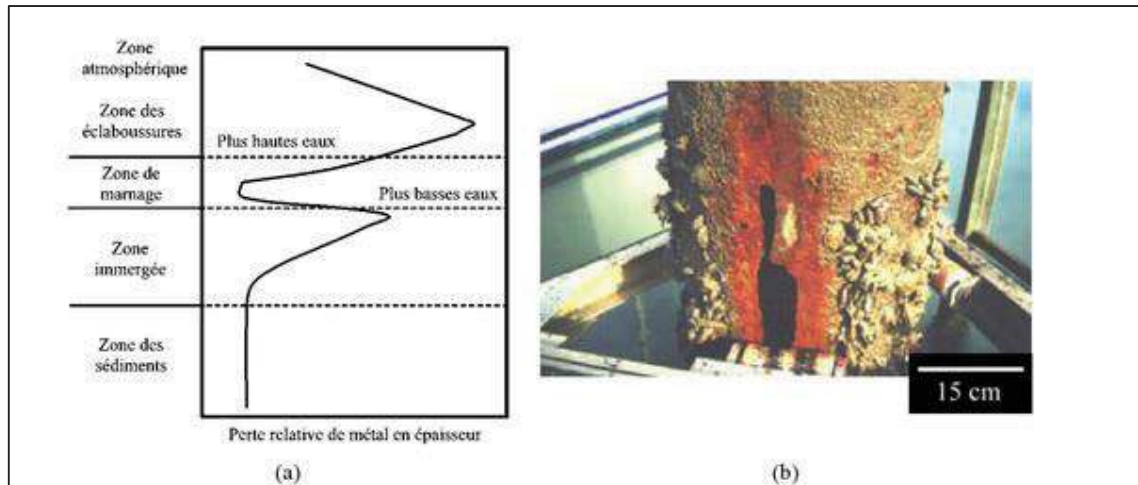


Figure M. 1: Corrosion dans les différentes zones.

(a) Vitesse de corrosion de palplanches en eau de mer en fonction de la zone [12]. (b) Corrosion d'un pieu métallique, guide d'un ponton portuaire, au niveau de la limite des plus basses eaux (Crédit photo ;J.B Mém)

M.3.2.LE CHOIX DU BETON DANS LE MILIEU MARIN

Dans les structures destinées à l'exploitation en mer, le choix se porte parfois sur les structures en béton plutôt que les structures en acier, qui nécessitent un entretien permanent et coûteux (protection cathodique). Par contre le béton qui lui possède des avantages avec des moyens de remède tel que des constructions massives, voire surdimensionnées, résistant au choc, choix des formes, mise en œuvre soignée d'un béton de qualité riche en ciment, correctement dosé en agrégats, dur, dense, imperméable, introduction d'entraîneur d'air, utilisation d'un ciment prise mer etc...

M.3.3.RISQUES ASSOCIES A L'UTILISATION DU BETON ARME EN MILIEU MARIN

Pour évaluer la durabilité "potentielle" d'un béton, il est nécessaire de connaître les mécanismes susceptibles de conduire à sa dégradation, et d'étudier la résistance du matériau vis-à-vis de ces dégradations. Ces désordres limitant de la durée de vie des ouvrages sont :

- Les actions mécaniques liées à la houle
- Les attaques liées aux agents externes du béton, par exemple les cycles de gel-dégel qui entraînent gonflements et fissuration du béton par formation de gel interne et un écaillage des surfaces exposées aux sels (de déverglaçage).
- Les réactions chimiques internes, mettant en jeu des espèces issues du milieu environnant ou déjà présentés dans le matériau, telles que l'alcali-réaction ou les attaques sulfatiques, sources de gonflement et de fissuration du béton,
- La pénétration d'agents agressifs qui peut conduire à l'amorçage (et au développement) du processus de corrosion des armatures,

Tous les types d'agressions sont simultanés et agissent en synergie.

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

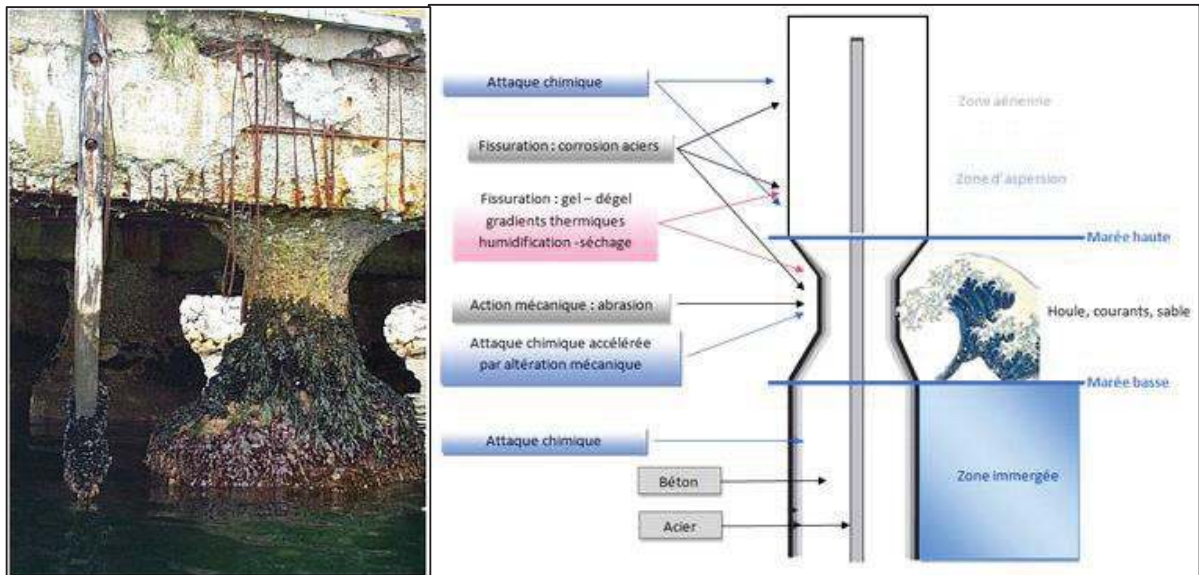


Figure M. 3 : béton dégradé en zone de marnage (Hervé Barreda, CEREMA)

Figure M. 2 : Zone d'agression d'un béton à la mer d'après Metta et Hokusai

C'est à la dégradation des bétons dans cette zone particulièrement délétère que nous allons maintenant nous intéresser.

M.3.4.ALTERATION D'UN BETON ALA MER EN ZONE DE MARNAGE

La zone de marnage est le lieu de toutes les agressions du béton qui est exposé là où s'exercent ensemble, les phénomènes énumérés précédemment...

En nous intéressant maintenant à la dégradation des bétons dans cette zone particulièrement exposée, gardons présent à l'esprit que l'altération mécanique du béton par la houle et le courant (chocs, abrasion) favorise puis accélère les processus d'altération chimique.



Figure M. 4 : Vue des franchissements et de l'effet de choc de la houle sue le couronnement de la jetée.

M.3.4.1.L'attaque chimique par l'eau de mer

L'eau de mer contient plusieurs espèces dissoutes dont la concentration est élevée. Ces espèces sont plus ou moins agressives vis-à-vis de la matrice cimentaire. L'attaque de cette dernière par l'eau de mer résulte de plusieurs mécanismes physico-chimiques plus ou moins concomitants et interdépendants.

Elle complète les normes NF P 15-301, NF P 15-314 et NF P 15-315, définit les ciments pour travaux à la mer qui sont également destinés à être utilisés en environnement moyennement agressif vis-a-vis des sulfates. Elle spécifie les types de ciments pouvant être ainsi désignés et prescrit les limites de composition ainsi que des spécifications physiques et chimiques complémentaires de celles de la norme NF P 15-301, de même que les désignations s'appliquant aux produits conformes à ces spécifications.

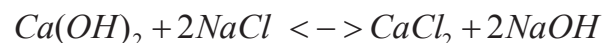
M.3.4.2.L'attaque de la matrice cimentaire par les chlorures

La pénétration des chlorures dans le béton qui est un milieu poreux se fait en présence d'eau.

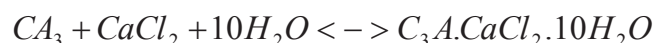
Chlorure de sodium

L'action du chlorure de sodium sur la matrice cimentaire est double :

- 1- Consommation des ions calcium de la portlandite et des C-S-H, par formation de chlorure de calcium soluble :



- 2- Formation de monochloroaluminate de calcium ($C_3A.CaCl_2.10H_2O$), par réaction des chlorures de calcium avec l'aluminate tricalcique C_3A et les aluminates hydratés :

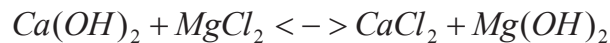


Ces monochloroaluminates de calcium, communément appelés **chlorures liés**, consomment des chlorures et par conséquent en réduisent le taux d'ions libres en solution (**ou chlorures libres**), ce qui retarde finalement le risque de corrosion des aciers ! Mais cette protection peut être déstabilisée par une action sulfatique associée qui, réagissant avec le monochloroaluminate de calcium, peut produire secondairement de l'ettringite, susceptible de produire une expansion.

Dans les zones d'aspersion et de marnage, à côté de l'action chimique sur la matrice cimentaire, les cycles de dissolution-cristallisation du chlorure de sodium, accentués par les effets cycliques d'hydratation puis de séchage, peuvent à leur tour engendrer des pressions de cristallisation – retrait, qui provoquent un écaillage de surface. Sans compter un phénomène de lixiviation de la chaux, qui accroît encore la porosité du béton...

Chlorure de magnésium

Ce sel exerce également une action dissolvante sur la chaux. Mais le gel alors en solution



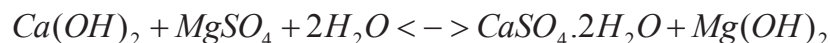
conduit à la formation de brucite (Mg(OH)₂) :

... brucite, qui, une fois précipitée en surface du béton, peut ralentir la pénétration des ions agressifs à l'intérieur. A l'image du chlorure de sodium, la réaction du chlorure de magnésium avec les aluminates provoque la formation de monochloroaluminate de calcium. Enfin, il est bon de signaler un phénomène fréquent de substitution ionique pouvant accompagner ce type de réactions en milieu marin, à savoir la substitution du calcium des C-S-H par le magnésium, donnant naissance à des M-S-H moins compacts et résistants...

M.3.4.3.L'attaque de la matrice cimentaire par les sulfates

Sulfate de magnésium

Ce sel, très agressif, associe différentes réactions : Réactions de dissolution Ca⁺⁺ de l'hydroxyde de calcium et des C-S-H et d'échange avec les ions Mg⁺⁺ de l'eau de mer. Ces réactions conduisent à la précipitation de brucite Mg(OH)₂, à la transformation progressive des C-S-H en composés C-M-S-H et M-S-H sans propriétés liantes, ainsi qu'à la formation de



gypse

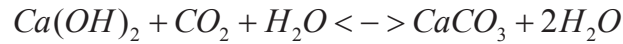
La réaction du sulfate avec les aluminates du liant conduit à la précipitation d'ettringite pouvant être expansive :



La lixiviation des C-S-H et l'expansion de l'ettringite provoquent, l'une un accroissement de la porosité, l'autre une fissuration qui majorent les processus d'altération par l'accélération des transferts d'ions au sein de la matrice.

M.3.4.4.Action du dioxyde de carbone

Présent dans l'eau de mer sous forme de bicarbonate de potassium, il dissout l'hydroxyde de calcium et les C-S-H et produit ainsi des carbonates de calcium (CaCO_3) qui précipitent sous la forme de calcite, minéral beaucoup moins soluble qui peut ainsi atténuer les processus d'altération chimique :



La thaumasite ($\text{CaSO}_4 \cdot \text{CaSiO}_3 \cdot \text{CaCO}_3 \cdot 15\text{H}_2\text{O}$), potentiellement expansive, peut également se former dans les bétons en cours de dégradation par l'eau de mer, à partir des sulfates de l'eau de mer, de la silice libérée suite à la dégradation des C-S-H et du CO_2 ou à partir de l'ettringite à laquelle elle peut se substituer...

M.3.4.5. Corrosion des armatures

Ces attaques chimiques se conjuguent avec la corrosion des armatures favorisée par la migration des ions chlorures et le dépassement d'une teneur critique au niveau de l'acier, l'eau évidemment et la teneur en oxygène de l'eau de surface. Cette corrosion, outre la dégradation des aciers, génère des produits expansifs qui font fissurer le béton d'enrobage et accélèrent encore le processus général d'altération.

M.3.5. LA CORROSION DES ARMATURES

La corrosion des armatures est un paramètre fondamental de la durabilité des bétons dans les ouvrages, nous passons donc ici rapidement en revue ses causes, ses mécanismes et les solutions qu'il est possible d'y apporter.

M.3.5.1. Béton et corrosion

En raison de son pH élevé, le béton, quand il est sain, est un milieu naturellement protecteur pour les armatures. Il se forme autour de celles-ci un film passif (solution solide $\text{Fe}_3\text{-Fe}_2\text{O}_3$) qui empêche quasiment le développement de la corrosion.

Dans certaines conditions (carbonatation du béton d'enrobage, teneur importante en chlorures), cet équilibre peut être rompu. Consécutif à une dépassivation de l'acier, un phénomène de corrosion peut s'amorcer.

La destruction du film passif et la dégradation du métal mettent en jeu un mécanisme de piles électrochimiques avec zones anodiques, zones cathodiques et milieu électrolytique constitué par la solution interstitielle du béton elle-même.

Au niveau de l'anode, le métal est dissous avec production d'électrons qui sont consommés au niveau de la cathode, par réduction de l'oxygène. Cette réaction entraîne la libération d'ions hydroxyle OH^- .

Ces derniers réagissent ensuite avec les ions ferreux produits au niveau de l'anode pour former, en présence d'oxygène, des oxydes et hydroxydes de fers gonflants.

La corrosion ne se développe qu'en présence d'oxygène. C'est une des raisons pour laquelle la cinétique de corrosion dans les structures en béton immergées est faible.

M.3.5.2. Mécanismes de la corrosion

La corrosion des armatures peut être initiée par la carbonatation du béton d'enrobage au contact du CO_2 atmosphérique ou par la pénétration des ions chlorures du milieu environnant.

Dans le cas de la carbonatation et quand son front atteint les armatures, le métal est dépassivé par la diminution du pH aux environs de 9, diminution due à la réaction entre les hydrates de la pâte de ciment et le CO₂ atmosphérique.

Dans le cas des chlorures, la dépassivation est initiée lorsqu'une teneur critique en chlorures arrive au niveau des armatures. Le seuil critique est généralement admis pour un rapport de concentration Cl⁻ / OH⁻ compris entre 0,6 et 1 soit une teneur en chlorures de 0,4% par rapport à la masse du ciment.

Le produit de corrosion expansif induit une fissuration puis un éclatement du béton d'enrobage. Cette nouvelle dégradation accélère alors le processus jusqu'à la ruine complète de l'ouvrage.

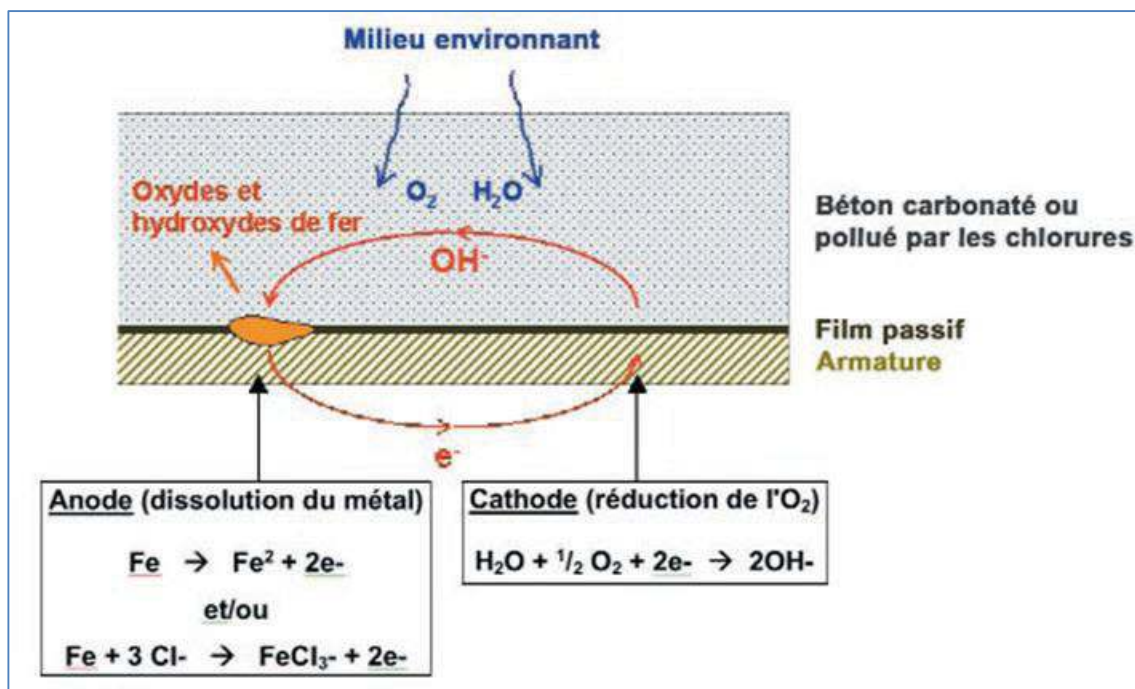
M.3.5.3. Les solutions anticorrosion

Diverses solutions permettent de retarder ou même d'empêcher la corrosion des armatures du béton :

- Attention à la qualité du béton lui-même : augmentation réfléchie des enrobages et amélioration de la compacité du béton pour limiter les échanges avec le milieu extérieur
- Protection des armatures : anodes de zinc, protection cathodique, inhibiteurs de corrosion, revêtements époxydiques, barres d'acier galvanisé.
- Entretien et réparation réguliers de l'ouvrage pour réduire ou éviter les fissurations.

M.4. QUELQUES PRINCIPES DE PREVENTION

Malgré la complexité des réactions chimiques générées par les eaux en site maritime, l'application de quelques principes de prévention élémentaires respectés au niveau de la



formulation du béton (dosage adéquat en ciment, faible E/C, béton compact et peu perméable), du choix du type d'armatures, de la conception de l'ouvrage et lors de sa réalisation (vibration, cure) permettant d'obtenir des bétons résistant durablement dans les milieux agressifs. Une

Figure M. 5: Corrosion des armatures peut être initiée par la carbonatation du béton

conception de l'ouvrage adaptée

L'ouvrage doit être conçu de manière à éviter, dans la mesure du possible, de créer des zones d'accumulations et de stagnations d'eau et des cheminements préférentiels dus aux ruissellements.

Une formulation à base d'un ciment adapté suffisamment dosé ; Le respect des spécifications liées aux classes d'exposition, un dosage suffisamment élevé en ciment (de type PM), un rapport E/C faible et le respect des exigences sur la composition chimique permettent de maîtriser les principales agressions. Un béton compact et peu perméable

Les qualités intrinsèques du béton, sa compacité et sa perméabilité conditionnent sa durabilité. Le béton résiste d'autant mieux à l'action des eaux agressives que sa porosité, sa diffusivité (paramètre de résistance à la diffusion des ions agressifs) et sa perméabilité sont faibles.

M.4.1. Les principaux facteurs prépondérants au niveau de la formulation d'un béton

Les principaux facteurs prépondérants au niveau de la formulation d'un béton pour obtenir une compacité élevée (donc une faible porosité) sont :

- un dosage en ciment adéquat ;
- une faible teneur en eau ;
- une granulométrie comportant des éléments fins, en quantité suffisante pour remplir les espaces entre les plus gros granulats.
- Le respect des valeurs d'enrobage des armatures
- Le respect des épaisseurs d'enrobage permet de maîtriser la corrosion des armatures de béton armé.
- L'utilisation d'armatures inox est une alternative très intéressante en particulier en zone de marnage.
- Une mise en œuvre et une cure soignées
- La vibration doit être adaptée et homogène. La cure (à appliquer dès le décoffrage ou la fin du surfacage), doit être efficace afin d'éviter en particulier, tout phénomène de dessiccation excessive du béton au jeune âge.
- La température et l'humidité relative pendant la mise en œuvre du béton et les jours suivants sont des paramètres importants conditionnant les performances du béton.

M.4.2. Choix des classes d'exposition

Ces classes traduisent les actions dues à l'environnement^(*) auxquelles le béton de l'ouvrage ou de chaque partie d'ouvrage, et les armatures vont être exposés pendant la durée d'utilisation de la structure.

La norme NF EN 206/CN, en conformité avec l'Eurocode 2 (norme NF EN 1992-1-1), définit 18 classes d'exposition regroupées par risque de corrosion des armatures (XC, XD, XS) et d'attaques du béton (XF, XA) dépendant des actions et conditions environnementales auxquelles le béton est soumis.

Les classes d'exposition de chaque partie d'ouvrage sont une donnée de base du projet.

La norme NF EN 206/CN fixe, pour chaque classe d'exposition, les valeurs limites spécifiées applicables pour la composition et les propriétés du béton :

- Rapport maximal eau efficace/liant équivalent ;
- Dosage minimal en liant équivalent ;
- Classe de résistance minimale à la compression du béton ;
- Teneur minimale en air dans le béton (le cas échéant) ;
- Type et classe de constituants permis.

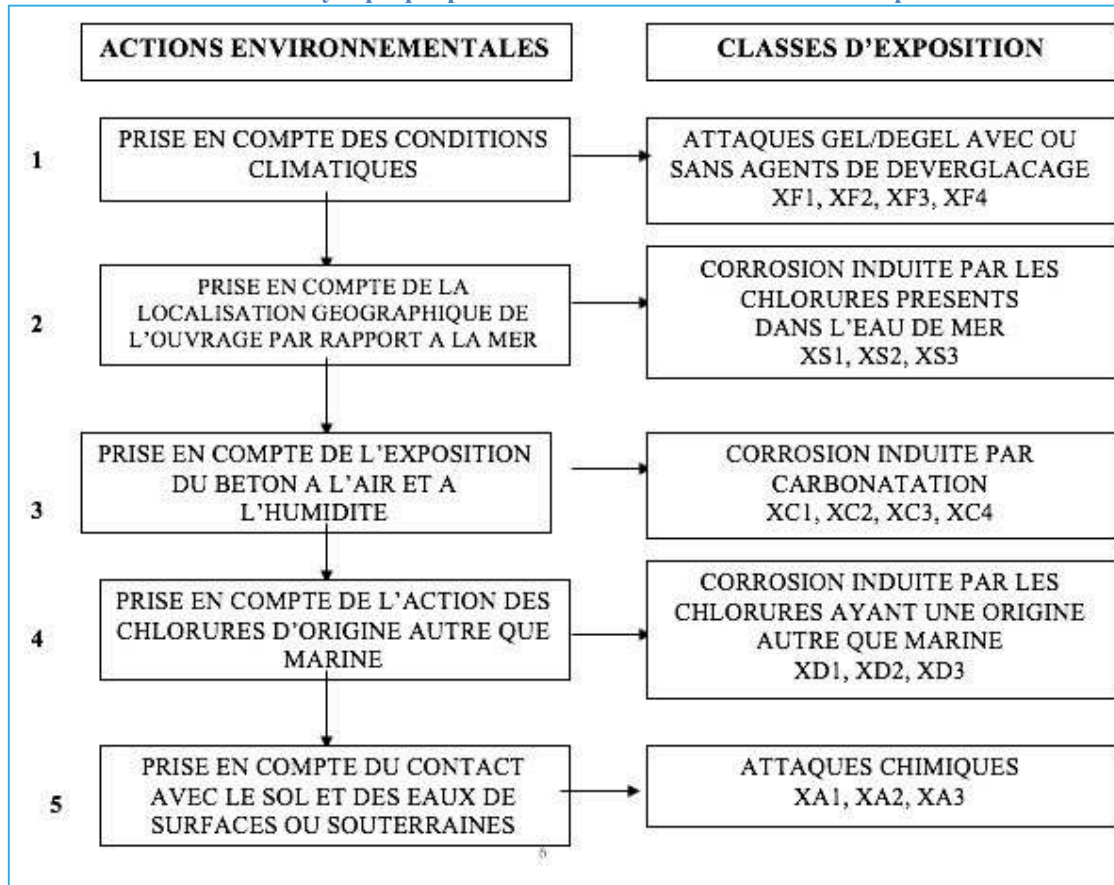
Chaque béton d'une partie d'ouvrage peut être soumis simultanément à plusieurs classes d'exposition.

Tableau M. 2: Classes d'exposition des bétons selon la norme NF EN 206/CN

Classe d'exposition	Description de l'environnement	Béton concerne
XO	Aucun risque de corrosion ou d'attaque	Béton non armé ou béton armé en environnement très sec
XC	Corrosion induite par carbonatation	Béton contenant des armatures ou des pièces métalliques noyées exposé à l'air et à l'humidité
XC1	Sec ou humide en permanence	
XC2	Humide, rarement sec	
XC3	Humidité modérée	
XC4	Alternance d'humidité et de séchage	
XD	Corrosion induite par les chlorures ayant une origine autre que marine	Béton contenant des armatures ou des pièces métalliques noyées soumis au contact d'une eau ayant une origine autre que marine contenant des chlorures, y compris des sels de déverglaçage
XD1	Humidité modérée	
XD2	Humide, rarement sec	
XD3	Alternance d'humidité et de séchage	
XS	Corrosion induite par les chlorures présents dans l'eau de mer	Béton contenant des armatures ou des pièces métalliques noyées soumis au contact des chlorures présents dans l'eau de mer ou à l'action de l'air véhiculant du sel marin
XS1	Exposé à l'air véhiculant du sel marin mais pas en contact direct avec l'eau de mer	
XS2	Immergé en permanence	
XS3	Zone de marnage, zone soumise à des projections ou des embruns	
XF	Attaque gel/dégel avec ou sans agent de déverglaçage	Béton soumis à une attaque significative due à des cycles gel/dégel alors qu'il est mouillé
XF1	Saturation modérée en eau sans agent de déverglaçage	
XF2	Saturation modérée en eau avec agent de déverglaçage	
XF3	Forte saturation en eau sans agent de déverglaçage	
XF4	Forte saturation en eau avec agent de déverglaçage	
XA	Attaques chimiques	Béton exposé aux attaques chimiques se produisant dans les sols naturels, les eaux de surface et / les eaux souterraines
XA1	Environnement à faible agressivité chimique	
XA2	Environnement d'agressivité chimique modérée	
XA3	Environnement à forte agressivité chimique	

Le béton doit respecter toutes les valeurs limites applicables pour la composition et les propriétés du béton pour chaque classe d'exposition et donc la sélection des plus sévères exigences et spécifications.

Tableau M. 3: Synoptique pour la détermination des classes d'exposition



M.5.RECENTES INNOVATIONS SUR LE BETON ARME POUR LES OUVRAGES MARITIMES

L'approche performancielle permet de réfléchir à des bétons innovants. Ci-après les exemples des armatures inox et du BFUHP qui semblent être aujourd'hui des innovations pertinentes aux problématiques des ouvrages maritimes.

M.5.1.UTILISATION DE BFUHP

Le BFUHP (bétons fibrés à ultra haute performance) est une solution innovante, ayant déjà fait l'objet de nombreuses recherches, utilisée depuis quelques temps déjà comme matériau structural pour des ouvrages emblématiques. Les plus connus sont la MuCEM de Marseille ou la gare de péage du Viaduc de Millau. Ses qualités mécaniques révolutionnant l'utilisation du béton ainsi que ses caractéristiques physiques et chimiques (faible porosité, forte densité, forte alcalinité) amènent aujourd'hui à imaginer une utilisation pour des ouvrages maritimes. Le CETMEF (Centre d'Études Techniques Maritimes Et Fluviales) a d'ailleurs réalisé en 2011 une étude comparative sur l'extension du quai de Kergroise au port de Lorient pour évaluer l'opportunité de son utilisation. Un ouvrage du CETMEF, Utilisation des bétons fibrés à ultra haute performance en site maritime (2011), a été publié sur ce sujet, faisant lui-même référence à un ouvrage traitant des qualités de durabilité du BFUHP, Recommandations pour les Bétons fibrés à ultra-hautes performances (2002), de l'AFGC et du SETRA. 68

La particularité de cette innovation est qu'elle remplace à la fois le béton et les armatures, grâce aux fibres métalliques ou en polymères.

M.5.1.1. CARACTERISTIQUES TECHNIQUES DU BFUHP

Le BFUHP se différencie des bétons « ordinaires » sur 4 aspects :

- Une résistance en compression très élevée (>150 MPa)
- L'utilisation de fibres métalliques ou polymères, pour remplacer les armatures passives ou actives en donnant une résistance en traction élevée et homogène au béton (2 à 11% du volume)
- Un dosage en liant et en additions très fort ($C = 700$ à 1000 kg/m^3 et $E/C < 0,2$ contre $C = 350 \text{ kg/m}^3$ et $E/C = 0,4$ pour des bétons classiques + utilisation de fumée de silice à 20 – 30 %)
- Un ajustement très maîtrisé de la courbe granulométrique ($D_{\max} = 7\text{mm}$ et indice des vides réduit au maximum)

Etant donné leur relative jeunesse, les BFUHP ne sont pas encore pris en compte dans les textes réglementaires. Ainsi, leur utilisation est cantonnée à une formulation par approche performancielle. A ce sujet, l'ouvrage de l'AFGC (*Association Française de Génie Civil*) représente encore aujourd'hui une référence pour les recommandations de formulation.

Tableau M. 4: Comparaison des caractéristiques d'un BFUHP Ductal®
(formulé par Bouygues) avec un béton formulé par approche performancielle, suivant les spécifications d'indicateur de durabilité de l'AFGC

Indicateur	Béton classique formulé pour une durabilité > 100 ans Classe XS3, XC4	Béton BFUHP Ductal®
Porosité à l'eau (%)	<9	1,5 à 6
Perméabilité à l'air (m2)	<10-17	10-19
Coefficient de diffusion des chlorures (m2/s)	<10-12	$2 \cdot 10^{-14}$

Cette comparaison montre déjà que le BFUHP est capable de remplir les objectifs d'un béton à très grande durée de vie, mais en plus qu'il est capable de rester viable sur des durées beaucoup plus longues. Pour comparaison, un coefficient diffusion des chlorures de $2 \cdot 10^{-14} \text{m}^2/\text{s}$ signifie grossièrement que la vitesse de pénétration des chlorures est à 2% de celle d'un béton classique formulé selon les critères très stricts du guide de l'AFGC – CEFACOR (centre Français de l'anticorrosion). Par exemple, la profondeur de la carbonatation après un essai de vieillissement accéléré d'une éprouvette sur un mois serait de l'ordre de 1 mm pour un béton formulé par le guide de l'AFGC et de moins de 0,1 mm pour un BFUHP.

M.5.1.2. PROBLEMATIQUES LIEES AUX PARTICULARITES DU BFUHP

Du fait de ses particularités par rapport à un béton classique, plusieurs questions sur des risques techniques liés à son utilisation ressortent régulièrement, notamment en raison de la relative jeunesse de ce matériau. A la différence des bétons classiques, dont les désordres tels que l'alcali-réaction n'a été compris et observés que récemment, le BFUHP ne bénéficie pas de retours d'expérience de plusieurs dizaines d'années. Ces questionnements concernent, le plus souvent (d'après AFGC, 2002)

→ La stabilité dans le temps des adjuvants présents en grande quantité (par rapport à ce qui existait jusqu'à présent).

Les BFUHP présente une proportion d'adjuvant pour le gâchage extrêmement important en comparaison des bétons classiques. Cette disposition est indispensable, car étant donné le faible dosage en eau, les adjuvants permettent d'assurer l'ouvrabilité du béton, sans quoi sa rhéologie ne serait assurée que quelques minutes. Ces adjuvants agissent chimiquement en se fixant sur les surfaces minérales pour réduire l'interaction entre les particules. Lorsque la prise est faite (après 7j les adjuvants sont quasiment tous fixés), les adjuvants restent ensuite stables du moment que le béton est sain, i.e. dont le pH reste basique. La diminution du PH peut entraîner le relargage de molécules d'adjuvants dans les pores, par exemple lors de la carbonatation. Néanmoins, aucune réaction n'a été montrée entre les CSH (la matrice du béton) et les adjuvants relargués dans les pores.

→ Phénomènes de gonflement et fissuration par hydratation du clinker résiduel.

L'hydratation complète du ciment se fait à un rapport E/C supérieur à 0,418. Dans le cas des BFUHP, le rapport est seulement de 0,3, ce qui implique donc la présence de clinker résiduel qui présente de nombreux avantages mécaniques et chimiques.

Mais, ce clinker non hydraté à la prise du béton peut, suite à une pénétration d'eau, réagir à plus long terme. La réaction d'hydratation du clinker produit des hydrates plus volumineux que les grains de clinker initiaux. On estime que pour 1 cm³ de clinker, on obtient 2,18 cm³ d'hydrates. Ainsi, dans un béton déjà durci, le clinker produit en première approche un gonflement du béton. En réalité, la théorie (Le Chatelier) et l'expérience montrent que la précipitation des hydrates peut se faire loin du site de réaction. A l'endroit où 1cm³ de clinker est hydraté, on aura 1cm³ d'hydrates, les 1,18cm³ restant précipiteront dans les pores ou les fissures par lesquels les hydrates sont arrivés. (Remarque : même à E/C > 0,418, l'hydratation

du clinker n'est en réalité jamais complète, car tous les grains de clinker n'ont pas nécessairement été en contact avec l'eau).

Au contraire, cette hydratation différée du clinker par pénétration d'eau dans les fissures du béton a un effet très positif sur la résistance au vieillissement du BFUHP puisque cela permet une cicatrisation de ces fissures.

Globalement, le reste de clinker non hydraté a un triple effet positif par

- Augmentation module d'Young (les grains de clinker ont un module proche de 120 GPa)
- Cicatrisation des fissures
- Maintien du pH alcalin, grâce à la réserve de clinker non hydraté donc d'alcalins potentiels.

→ Agressions chimiques des fibres métalliques et des fibres polymères

La principale distinction technique entre les bétons armés classiques et le BFUHP est le positionnement des armatures. Dans un béton classique, elles sont regroupées derrière un enrobage de béton dont l'épaisseur est contrôlée. Dans un BFUHP, elles sont réparties de façon aléatoire dans la totalité de la matrice. Il est donc légitime de se poser des questions sur la tenue à la corrosion de ces fibres, notamment celle proche de la surface du béton. Globalement, la formulation chimique du béton est déjà l'une des solutions du problème : grâce au clinker, comme expliqué précédemment, les armatures sont particulièrement bien protégées en raison d'un milieu basique stable sous les agressions chimiques (phénomène de passivation des armatures). De plus, le béton est très compact, la diffusion des chlorures et la vitesse de carbonatation très faibles offrent une très grande résistivité et une vitesse de corrosion extrêmement faible.

Tableau M. 5: Vitesse de corrosion et résistivité comparative entre le Ductal et les bétons ordinaires (Source : AFGC).

	B30/C30	B80/C80	Ductal*
Vitesse de corrosion des armatures ($\mu\text{m}/\text{an}$)	1.2	0.25	<0.01
Rate of reinforcement corrosion ($\mu\text{m}/\text{year}$)			
Réistivité-Résistivity (kW.cm)	16	96	1133

Les fibres polymères présentent les mêmes risques de corrosion que les fibres métalliques à ceci près qu'elles sont aussi sensibles aux UV. Le BFUHP aux fibres polymères a d'ailleurs été utilisé en avant-première pour réaliser la protection acoustique de la gare TGV de Monaco en 1999. Du fait de la compacité de la matrice, cette sensibilité aux UV reste limitée. Néanmoins, pour les fibres qui sortiraient de la matrice de béton, il est conseillé de les brûler ce qui a pour effet de les liquéfier et de les faire remplir les capillaires du béton.

M.5.1.3. REPONSES TECHNIQUES APPORTEES PAR LE BFUHP – OPPORTUNITE D'UTILISATION DU BFUHP SELON LES SPECIALISTES

Etant donné ses nombreuses qualités mécaniques et chimiques, l'utilisation du BFUHP est tout à fait envisageable dans les ouvrages maritimes à très grande durée de vie. En plus de leur

impermeabilité, ces bétons présentent également des avantages vis-à-vis d'agressions mécaniques très spécifiques, comme l'abrasion.

Tableau M. 6: Propriétés secondaires du BFUHP (Source : Cimbéton11).

Gel-dégel : Module résiduel après 300 cycles Perte de masse après 300 cycles	100% <10g/m ³
Abrasion (coefficient CNR)	1.3
Carbonations : Pénétration sur 15 mm	>12000 ans

Outre sa très grande résistance à la pénétration d'agents agressifs, le BFUHP présente des qualités qui conviennent beaucoup à l'environnement marin, notamment sa résistance à l'abrasion.

Ainsi, selon les termes de Cimbéton, les bétons fibrés sont « *particulièrement adaptés aux environnements sévères tels que de fortes variations d'hygrométrie ou des agressions chimiques par des ions chlorures. Ils permettent d'envisager la réalisation d'ouvrages offrant des grandes durées de service* ».

Le CETMEF, dans son ouvrage sur le port de Lorient donne un avis similaire. Il reconnaît néanmoins la rareté des ouvrages maritimes en BFUHP (d'après Jean-Yves Le Ven, Directeur du CETMEF (2009-2013)). Ceci s'explique par le coût très élevé du BFUHP, conçu pour être utilisé à petite dose alors que les ouvrages maritimes, par leur envergure, nécessitent souvent des quantités de béton importantes. En revanche, on peut envisager beaucoup plus facilement de l'utiliser pour la réparation des ouvrages.

M.5.1.4.Perspectives de recherches et développement

Les BFUP fruit d'un ensemble d'avancées scientifiques font encore l'objet de nombreuses recherches. Ces recherches visent à optimiser les performances du matériau, à mieux appréhender son comportement et ses propriétés, à mieux comprendre les effets combinés des fibres et des armatures passives ou de précontrainte sur les caractéristiques mécaniques et la ductilité, à maîtriser les déformations au jeune âge (retrait endogène), à modéliser les écoulements du matériau frais dans les coffrages et les moules et l'orientation privilégiée des fibres. Les recherches se focalisent aussi sur la mise au point de nouvelles applications et de nouvelles solutions structurelles optimisées.

M.5.2. UTILISATION D'ARMATURES EN ACIER INOXYDABLE

« L'utilisation d'acier inoxydable devient une alternative très sérieuse pour la zone de marnage, dès lors qu'une exigence particulièrement élevée de durée de vie est requise. Cette utilisation doit faire l'objet d'un bilan global, qui prend en compte les contraintes techniques mais aussi l'environnement économique du projet. », LERM

M.5.2.1. PRINCIPES DE L'ACIER INOX ET UTILISATION PRATIQUE

M.5.2.1.1. PASSIVITE ACCRUE : PROTECTION CONTRE LA CORROSION GENERALISEE

La dénomination d'acier inox désigne réglementairement des aciers dont la teneur en chrome est d'au moins 10,5% et de carbone d'au plus 1,2%. Tout comme des aciers classiques en carbone, les aciers inox se protègent de la corrosion par la formation d'une couche de surface dite passive, à partir d'oxydes de chrome. La différence avec les aciers classiques, sur lesquels la couche passive est composée d'oxydes de fer, est que cette couche d'oxyde de chrome est beaucoup plus stable. Alors qu'à l'air ambiant, sous un pH de 7, les oxydes de fer se dissolvent, les oxydes de chromes eux restent stables. Le diagramme ci-contre illustre cette différence importante. Plus la teneur en chrome est importante, plus la passivation de l'acier est efficace.

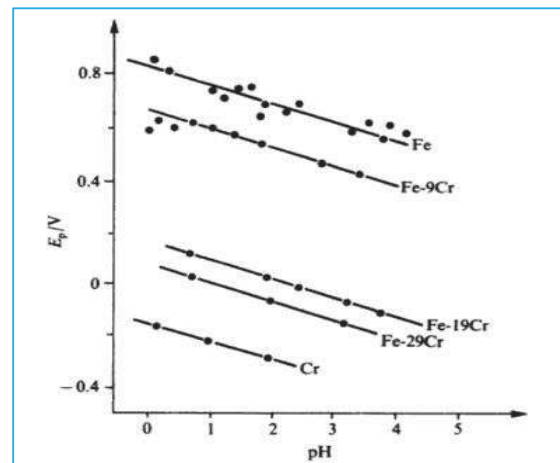


Figure M. 6: Potentiel de passivation (ou seuils de passivité) de différents alliages en fonction de l'acidité du milieu (Source : EPFL)

Le fer pur nécessite un potentiel important pour être passivé (> 0,4 V à pH 7) ; le chrome pur est naturellement passif et stable (d'après Corrosion et chimie de surface des matériaux, EPFL)

Ainsi, dans le béton, le passage d'un pH de 13 à 8 (après carbonatation par exemple) entrainera la corrosion généralisée par dépassivation des aciers carbonés, tandis que les aciers inox n'ont pas de corrosion généralisée avant un pH de 2,5.

M.5.2.1.2. SENSIBILITE A LA CORROSION PAR PIQURE

Malgré une couche passivante très stable, les aciers inox ne sont pas aussi résistants aux mécanismes de corrosion par piqûre (pénétration des chlorures, cf. 1.4.3.) qui surviennent par dissolution de la couche passivante indépendamment du pH. Or, même si cette corrosion par piqûre entraîne une corrosion généralisée beaucoup plus lente que pour des aciers carbone (la corrosion par piqûre crée une pile électrochimique qui diminue le potentiel du métal et peut le faire passer sous le seuil de passivité, à pH constant), puisque le seuil de passivité d'un alliage Fer-Chrome reste inatteignable, cela provoque une fragilisation de l'armature, difficilement détectable à court terme par les méthodes de suivi.

C'est pourquoi l'attention est largement portée sur ce point pour les aciers inox : l'utilisation de telles armatures ayant vocation à réduire les moyens de suivi et de protection complémentaires (indispensables pour les aciers classiques), il est indispensable de pouvoir justifier de la bonne résistance des inox au phénomène de corrosion par piqûre. C'est pourquoi, les sidérurgistes utilisent l'indicateur PREN : Pitting Resistance Equivalent Number (ou résistance équivalente à la corrosion par piqûre), mettant en relation les matériaux utilisés dans l'alliage d'inox avec la résistance à la corrosion par piqûre.

$$PREN = \%Cr + 3,3 * \%Mo + 16 * \%N$$

En effet, des études ont montré qu'il existe une relation empirique de proportionnalité entre le PREN et la quantité de Chrome, de Molybdène et l'Azote : même lorsque l'acier est mis à nu, il doit être soumis à une différence de potentiel suffisante (supérieur à son potentiel de corrosion, ou plus précisément, de corrosion par piqûre Epiq). Plus la teneur en molybdène ou en azote est élevée, plus son potentiel augmente. L'indicateur PREN traduit donc le fait qu'augmenter de 1% la teneur en azote est équivalent, vis-à-vis de Epiq, à augmenter d'environ 4,8% la teneur en molybdène ou de 16% la teneur en chrome. La valeur en azote est cependant difficilement ajustable car son augmentation au-dessus des valeurs seuils des différentes classes d'inox conduit à une perte de propriétés mécaniques.

L'indice PREN s'échelonne de 0 à 60. Différents guides donnent des valeurs seuils à partir desquels on peut considérer que l'inox est résistant à la corrosion par piqûre. Globalement, on peut donc estimer que des PREN supérieurs à 30 donnent une résistance suffisante pour une utilisation dans un béton armé en milieu marin.

Attention néanmoins, cette valeur est indicative et n'a pas vraiment vocation à valider l'utilisation d'un inox par rapport à un autre, notamment car les valeurs des coefficients peuvent varier selon les sources (de 16 à 30 pour l'azote d'après différentes publications scientifiques) et les synergies entre les composants ne sont pas prises en compte.

M.5.2.1.3. CLASSIFICATION DES INOX

Les aciers inox sont classés en 4 familles selon leur structure cristalline, qui détermine leurs aptitudes générales en particuliers sur les caractéristiques mécaniques :

- ✚ Les aciers martensiques : contenant 12 à 18% de chrome et une forte teneur en carbone (près de 1,2%) Ce sont les inox les moins élaborés.

- ✚ Les aciers ferritiques : la teneur en carbone est largement diminuée (moins de 0,1%). Ils possèdent une très bonne résistance mécanique.
- ✚ Les aciers austénitiques : la teneur en chrome aux alentours de 18% est complétée par une forte quantité de nickel (8 à 10%). Ce sont les aciers inox avec la meilleure résistance à la corrosion. Ils ont également un fort allongement à la rupture.
- ✚ Les aciers duplex ou austéno-ferritiques : il s'agit de combiner les atouts des aciers ferritiques et austénitiques. Ce sont les aciers inox avec les meilleures résistances mécaniques (jusqu'à 800MPa). Ils sont très indiqués pour un usage en milieu marin.

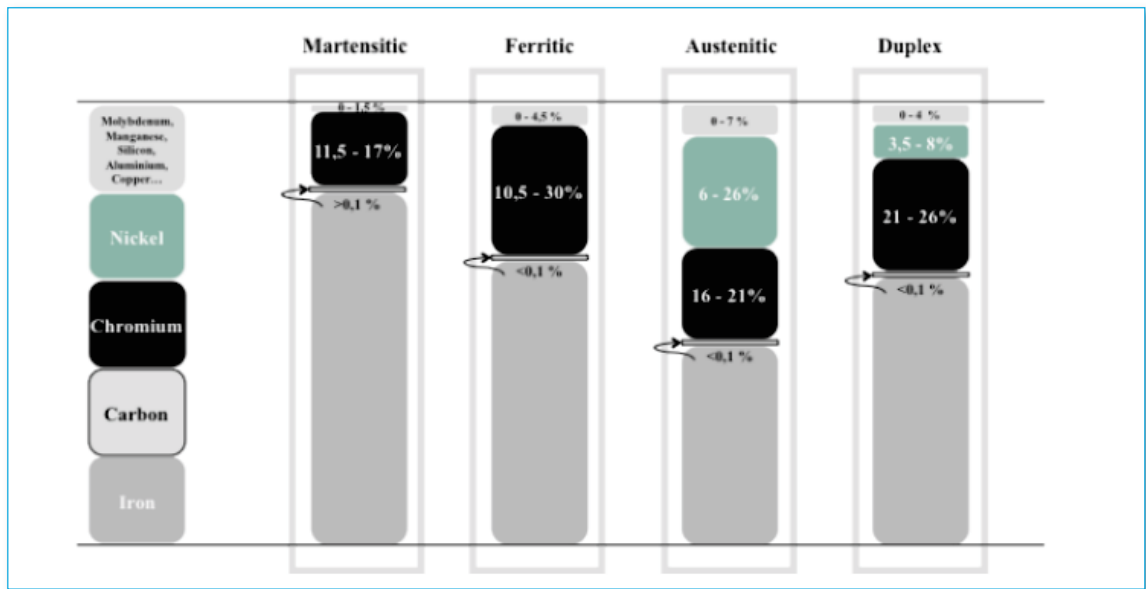


Figure M. 7: Représentation des différentes familles d'inox, différenciées en fonction des proportions des différents éléments. Source : Université de Liège)

Issu de l'ouvrage : Stainless steel in structures in view of sustainability, Barbara Ross

Puis à l'intérieur de chaque famille, il existe des nuances d'inox en fonction des variations de teneurs en chrome et nickel et de l'ajout de différents métaux. Tous ces inox sont désignés selon la norme NF EN 10088 par une désignation symbolique (cf. ci-dessous) et une désignation numérique commençant par 1.XXXX (le 1 correspond à l'acier, les 2 chiffres suivants dépendent de la quantité de nickel et de molybdène, et les deux derniers sont délivrés par le CEN).

Pour le calcul de béton armé, les aciers inox peuvent aussi être désignés par InE235, InE500, InE650 ou InE800 en fonction de leur résistance mécanique (235, 500, 650 ou 800 MPa).

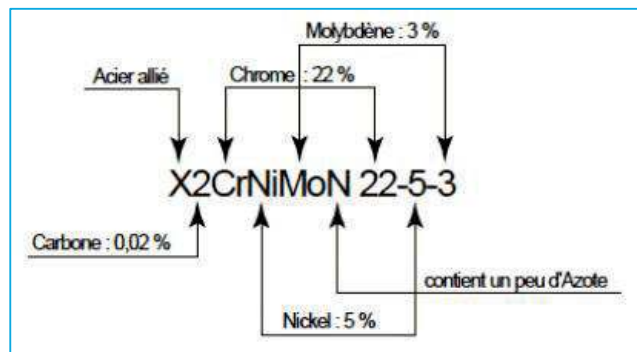


Tableau M. 7 : Caractéristiques mécaniques des différentes nuances d'inox (Source : Cimbéton)

Famille d'Inox	Nuances d'Inox		Limites conventionnelle d'élasticité à 0.2 % en Mpa			
	Symbolique	numérique	235	500	650	800
Ferritique	X3CrNb17	1.4511	InE2	InE235	-	-
Austénique	X5SSCrNi18-10	1.4301	3	-	InE500	-
Austénique	X5CrNiMo17-12-2	1.4401	-	-	InE500	-
Austénique	X3CrNiMo17-13-3	1.4436	-	-	InE500	-
Austénique	X6CrNiMoTi7-12-2	1.4571	-	-	InE500	-
Austénique	X1CrNiMoCu25-20-5	1.4539	-	-	InE500	-
Austénique	X8CrMoCuNB17-8-3	1.4597	-	-	InE500	-
Austéno-ferritique	X2CrNiMoN22-5-3	1.4462	-	-	InE500	InE800

M.5.2.1.4. SELECTION DE L'ACIER INOX

Les nuances d'inox sont, conformément à la norme NF EN 10088, plus ou moins adaptées aux différents types d'agressions (en fonction des classes d'exposition de la norme NF EN 206). Ci-dessous, le tableau donne les nuances d'armatures inox conseillées d'après le guide Le béton armé d'inox, de Cimbéton. Pour les bétons correspondant aux classes XC, XD, XS, XF ou XA, l'utilisation des armatures inox est considérée comme une mesure de protection envisageable voir « la mieux adaptée ».

Tableau M. 8 : Nuances d'inox optimales pour chaque classe d'exposition (Source : Cimbéton)

Désignations		Nuance conseillée			Autre nuance possible
		1.4511	1.4301/1.4311 ou 1.4597	1.4462	
X0 : aucun risque de corrosion		1.4511	1.4301/1.4311 ou 1.4597	1.4462	1.4539
XC : corrosion induite par la carbocation					
	XC1	×			
	XC2		×		
	XC3		×		
	XC4		×		
XD : Corrosion induite par les chlorures					
	XD1		×		
	XD2		×		
	XD3		×		
XS : Corrosion induite par les chlorures en mer					
	XS1		×		
	XS2			×	×
	XS3			×	×
XF : attaque gel / dégel					
	XF1		×		
	XF2		×		
	XF3		×		
	XF4			×	×
XA / : attaques chimiques					

Figure M. 8 : Exemple de désignation selon la norme NF EN 10088 d'un acier inox (Source : Cimbéton)

	XA1		×		
	XA2		×		
	XA3			×	×

Le guide d'utilisation de l'inox de Cimbéton conseille l'utilisation de l'acier inox en substitution totale ou partielle des armatures carbone, notamment « dans les zones particulièrement sollicitées et exposées à des risques importants de corrosion » ou dans les « zones inaccessibles et pour lesquelles les opérations de maintenance sont impossibles ». On notera à propos que l'inox 1.4462 du tableau ci-dessus est l'une des nuances proposées par l'entreprise Bouygues dans le dossier d'Avant-Projet pour l'extension en mer de l'Anse du Portier. Néanmoins ce n'est pas celle qui semble vouloir être retenue.

Il est également très ludique de faire la comparaison des recommandations françaises avec les recommandations étrangères. On parlera ici de la version Britannique des Eurocodes, interprété par l'ISSF (International Stainless Steel Forum), donnant des recommandations de sélection de nuances en fonction des conditions d'utilisation.

Tableau M. 9: Recommandations sur les nuances d'inox à utiliser selon l'ISSF (Source : ISSF)

Conditions d'utilisation				
Nuance en accord avec le BS EN 10088-1	Structures en acier conçues pour une grande durée de vie (>50 ans) ou dont la maintenance est impossible (inaccessibilité, ...)	Structures en acier exposées aux chlorures et non protégées par du béton ou un traitement étanche	Ecrous et pièces fortement sollicitées exposées aux chlorures	Armatures exposées aux chlorures et protégées par un béton spécialement conçu sur des exigences de durabilité
1.4301	1	1	5	3
1.4162	1	1	5	3
1.4436	2	2	1	1
1.4429	2	2	1	1
1.4362	2	2	1	1
1.4462	2	2	1	1
1.4529	4	4	4	4
1.4501	4	4	4	4

Remarque : ces recommandations mélangent l'utilisation d'acier nu et d'acier pour béton armé. Toutefois la 4^{ème} classe est très proche de la classe XS3.

- 1: Choix approprié vis-à-vis des risques de corrosion et du coût**
- 2: Sur spécification pour ces conditions**
- 3: Peut être adapté mais nécessite l'avis d'un spécialiste**
- 4: Approprié pour des applications précises, sur avis d'un spécialiste**
- 5: Inapproprié**

UTILITE DES ELEMENTS CLASSIQUES DE L'INOX

Ce petit paragraphe a pour ambition de donner quelques indications sur l'utilité des différents éléments présents ou non dans les différentes nuances d'inox.

- ✚ Nickel : c'est ce qui permet à l'inox de gagner en résistance. Contrairement à des aciers classiques (résistance de 500 MPa), l'inox peut donc monter jusqu'à des résistances de 800 MPa. La nuance duplex 1.4462 contient notamment une proportion importante de Nickel (6%). Toutefois, cette proportion peut monter jusqu'à 7% pour les inox les plus résistants. L'inconvénient du Nickel est du surcoût qu'il engendre sur le prix de l'acier¹³.
- ✚ Azote : cet élément permet une augmentation très importante de la résistance à la corrosion par piqûre ou caverneuse de l'inox. De plus, cela donne à l'acier des meilleures propriétés de soudage. Toutefois, une quantité trop importante peut rendre l'inox plus fragile.
- ✚ Molybdène : c'est le principal élément utilisé pour améliorer la résistance de l'inox à tout type de corrosion. Son efficacité a notamment été prouvée dans des milieux acides ou chargés en ions (notamment les chlorures).

M.5.2.1.5. L'ACIER INOX DANS L'EUROCODE 2

Les armatures inox sont également citées dans les Eurocodes, notamment l'Eurocode 2 qui permet des réductions d'enrobage et d'ouverture de fissure dans le cas de leur utilisation. Ces tolérances réglementaires sont aussi essentielles pour justifier de l'intérêt économique de l'inox.

Tableau M. 10: Valeur recommandée de réduction de l'enrobage (terme $C_{dur,st}$) en fonction de la classe d'exposition (Source : Eurocodes)

Cst Classe liée à la structure	Classe d'exposition						
	XO	XC1	XC2 XC3	XC4	XD1 XS1	XD2 XS2	XD3 XS3
S1	0	0	0	0	0	0	0
S2	0	0	0	0	0	0	5
S3	0	0	0	0	0	5	10
S4	0	0	0	0	5	10	15
S5	0	0	0	5	10	15	20
S6	0	0	5	10	15	20	25

Tableau M. 11: Seuils d'ouverture des fissures réglementaire selon l'Eurocode 2

Classe d'exposition	Élément en béton armé et éléments en béton précontraint sans armatures adhérentes	Armatures passives Inox
X0 ; XC1	0.40	Combinaison quasi-permanente de charges
XC2 ,XC3,XC4	0.30	0.4
XD1 ;XD2 ;XS1 ;XS3 ;SD3	0.20	0.35

M.5.2.2. AVANTAGES DE L'ACIER INOX

Les avantages de l'acier inox se regroupent en 2 principales catégories, à savoir, les avantages sur la durabilité et les avantages mécaniques.

En ce qui concerne les avantages sur la durabilité, l'inox permet, comme expliqué plus haut, l'augmentation de la passivité des armatures donc une bien meilleure résistance vis-à-vis des processus de corrosion. De manière générale, dans le traitement de leur dénomination, l'ensemble des processus de corrosion sont pris en compte (par exemple, la classe PREN). C'est pour cela qu'on peut considérer les armatures inox comme une méthode de protection des armatures à part entière puisqu'à la différence des aciers carbone classiques, la protection contre la corrosion générale et les corrosions particulières (la corrosion par piqûre est l'exemple le plus connu, mais aussi la corrosion sous contrainte, ...) est un paramètre d'entrée au choix de la nuance d'inox.

Du point de vue des caractéristiques mécaniques, là encore l'inox possède des avantages intéressants (c'est d'ailleurs ce qui lui donne son intérêt économique, au-delà des considérations techniques).

Le premier aspect est sa résistance mécanique pouvant aller jusqu'à 800MPa. En réalité, cette résistance mécanique accrue est liée à la protection contre un autre type de corrosion, la corrosion sous contrainte, qui nécessite d'élever la résistance mécanique et la déformation à la rupture de l'acier.

Puis on peut citer l'aspect des dispositions constructives : la réduction des enrobages jusqu'à 25mm. Le tableau sur les valeurs recommandées de réduction des enrobages résume en fait un point sur lequel l'Eurocode veut attirer l'attention du concepteur. Des enrobages supérieurs à 50mm peuvent causer des problèmes de fissuration qui impliqueront, d'une part d'augmenter sensiblement la quantité d'acier à utiliser afin de réduire leur ouverture, donc d'augmenter par la même quantité d'acier susceptible de se corroder et nécessitant une protection (à priori cathodique), et d'autre part le risque de pénétration d'agents agressifs par des fissures qui seront, malgré le calcul réglementaire, d'autant plus ouvertes. Les valeurs recommandées de réduction d'enrobage pour les aciers inox traduisent donc la volonté de l'Eurocode de conserver un enrobage maximum de 50mm.

Enfin, accroissement des caractéristiques mécaniques du matériau peuvent avoir de nombreux autres avantages dans le cas de sollicitations singulières. On citera pour exemple la très bonne résistance aux séismes de l'inox, en particulier des inox duplex (par exemple le 1.4301) avec une grande teneur en nickel (10%) et la présence de molybdène et ce pour plusieurs raisons. Tout d'abord sa résistance mécanique (800 MPa), sa ductilité de l'inox et les très grandes déformations plastiques qu'il peut supporter (déformation à la rupture jusqu'à 0,3 voire 0,4%). Puis sa grande capacité d'absorption d'énergie et sa très bonne résistance à la fatigue et aux cycles du séisme.

M.5.2.3. INCONVENIENTS DE L'ACIER INOX

Malgré les nombreux atouts et réponses que l'inox peut donner aux problématiques rencontrées actuellement sur les projets d'ouvrages de grande durée de vie dans des environnements agressifs, la frilosité sur son utilisation est certainement due à ces quelques inconvénients techniques, pour lesquels on connaît déjà souvent les solutions mais dont la pratique dépasse parfois la théorie.

Le principal défaut de l'utilisation, dans le cas de son association la plus commune avec des aciers carbone uniquement pour les zones les plus exposées pour améliorer sa viabilité économique, est le couplage galvanique avec les autres métaux. Globalement, deux métaux ne se corrodant pas avec la même facilité ont une caractéristique qui les différencie particulièrement, à savoir leur potentiel. Ainsi, si on les met en contact (dans un électrolyte qui peut être l'eau ou simplement la solution interstitielle du béton), leur différence de potentiel crée une pile électrochimique qui amorce le transfert d'électrons de l'anode (le métal qui se corrode le plus facilement, avec le potentiel le plus bas, le plus électronégatif, aussi appelé le métal le moins noble) vers la cathode (le métal le plus noble) et le transfert des cations (le Fe²⁺ dans le cas de l'acier) dans la solution interstitielle, qui crée donc un processus de corrosion galvanique.

TYPE DE MATERIAUX TYPE OF MATERIALS	DDP / Potential difference (VOLT)															
	Platine (Pt), Or (Au), Graphite (C)	Rhodium	Argent (Ag)	Titane (Ti)	Acier, Inox - 18% Chrome, 8% Nickel (passif) (Cr)	Monel, Nickel (Ni), Cuivre (Cu)	Acier chromé (18%), Laiton (La)	Chrome / Acier, Inox - 13% chrome (passif) (Cr)	Etain (Sn)	Acier, Inox - 13% Chrome (actif)	Fer (Fe)	Aluminium (Al)	Acier galvanisé / Galvanic steel	Zinc (Zn)	Alliages de Magnésium / Magnesium alloys	
Platine (Pt), Or (Au), Graphite (C)	+0,25	0	0,05	0,25	0,4	0,45	0,55	0,6	0,7	0,75	0,8	0,95	1	1,3	1,35	1,85
Rhodium	+0,20	0,05	0	0,2	0,35	0,4	0,5	0,55	0,65	0,7	0,75	0,9	0,95	1,25	1,3	1,8
Argent (Ag)	0,00	0,25	0,2	0	0,15	0,2	0,3	0,35	0,45	0,5	0,55	0,7	0,75	1,05	1,1	1,6
Titane (Ti)	-0,15	0,4	0,35	0,15	0	0,05	0,15	0,2	0,3	0,35	0,4	0,55	0,6	0,9	0,95	1,45
Acier, Inox - 18% Chrome, 8% nickel (passif) (Cr)	-0,20	0,45	0,4	0,2	0,05	0	0,1	0,15	0,25	0,3	0,35	0,5	0,55	0,85	0,9	1,4
Monel, Nickel (Ni), Cuivre (Cu)	-0,30	0,55	0,5	0,3	0,15	0,1	0	0,05	0,15	0,2	0,25	0,4	0,45	0,75	0,8	1,3
Acier chromé (18%), Laiton (La)	-0,35	0,6	0,55	0,35	0,2	0,15	0,05	0	0,1	0,15	0,2	0,35	0,4	0,7	0,75	1,25
Chrome / Acier, Inox - 13% chrome (passif) (Cr)	-0,45	0,7	0,65	0,45	0,3	0,25	0,15	0,1	0	0,05	0,1	0,25	0,3	0,6	0,65	1,15
Etain (Sn)	-0,50	0,75	0,7	0,5	0,35	0,3	0,2	0,15	0,05	0	0,05	0,2	0,25	0,55	0,6	1,1
Acier, Inox - 13% Chrome (actif)	-0,55	0,8	0,75	0,55	0,4	0,35	0,25	0,2	0,1	0,05	0	0,2	0,25	0,55	0,6	1,1
Fer (Fe)	-0,70	0,95	0,9	0,7	0,55	0,5	0,4	0,35	0,25	0,2	0,2	0	0,05	0,35	0,4	0,9
Aluminium (Al)	-0,75	1	0,95	0,75	0,6	0,55	0,45	0,4	0,3	0,25	0,25	0,05	0	0,3	0,35	0,85
Acier galvanisé / Galvanic steel	-1,05	1,3	1,25	1,05	0,9	0,85	0,75	0,7	0,6	0,55	0,55	0,35	0,3	0	0,05	0,55
Zinc (Zn)	-1,10	1,35	1,3	1,1	0,95	0,9	0,8	0,75	0,65	0,6	0,6	0,4	0,35	0,05	0	0,5
Alliages de Magnésium / Magnesium alloys	-1,60	1,85	1,8	1,6	1,45	1,4	1,3	1,25	1,15	1,1	1,1	0,9	0,85	0,55	0,5	0

Tableau M. 12: Couples galvaniques de matériaux (Source : Jacques Dubois)

Tableau des différences de potentiel entre les différents couples de matériaux. En bleu, les couples adaptés à des environnements rigoureux, salins, avec un fort niveau d'humidité. En orange, les couples adaptés à un environnement rigoureux, avec un niveau d'humidité moindre. En rouge, les couples adaptés à des conditions « intérieures » avec un faible niveau d'humidité.

Le tableau ci-dessus donne les différences de potentiel et les risques de corrosion galvanique entre les différents types de métaux. Dans notre cas, l'association d'inox passif (dont la couche passivante est formée) et de fer nous place entre une DDP (différence de

potentiel) de 0,25V et une DDP de 0,5V (l'acier 1.4462 possède 22% de chrome et 5% de nickel, ce qui le situe entre les deux aciers inox proposés dans ce tableau). On se trouve donc seulement dans la zone adaptée à un environnement rigoureux (limite supérieure de 0,3V) voire même adaptée à des conditions « intérieures » (ces conditions peuvent être obtenues avec un béton très dense). Une attention particulière doit donc être portée sur ce point.

Malgré tout, de nombreux guides rappellent que ce couplage galvanique ne peut être amorcé tant que les deux métaux en contact ne sont pas tous deux corrodés (en fait le couplage galvanique ne peut qu'accélérer la corrosion, pas l'amorcer). De plus, dans un milieu alcalin (milieu basique, cas de la solution interstitielle du béton, $\text{pH} > 13$), les potentiels pris par les deux métaux se rapprochent significativement. Néanmoins, au jeune âge du béton armé, l'alcalinité du milieu n'est pas encore à son niveau définitif. C'est donc à ce moment que la corrosion galvanique peut avoir un effet important.

D'après des études réalisées en laboratoire, retranscrites par Cimbéton, il a été montré que dans le cas de l'inox 1.4401 (17% de chrome, 12% de nickel et 2% de molybdène, donc des caractéristiques bien plus défavorables que l'inox 1.4462 adapté aux ouvrages maritimes) en couple avec des aciers carbone dans un béton placé dans des conditions de très forte concentration en chlorures (expérience en laboratoire : 3mol/L de NaCl), le courant de corrosion était toujours bien plus faible (15 fois) que dans le cas de l'utilisation d'acier carbone seuls

Enfin, pour en terminer avec les inconvénients de l'inox, il semble pertinent de revenir sur le critère économique. Bien que l'inox puisse posséder des avantages certains, permettant d'optimiser les structures et de chercher la rentabilité, il faut tout de même remarquer que l'inox reste un matériau cher, principalement les alliages fortement dosés en nickel, qui présentent les meilleures caractéristiques. La forte disponibilité de nuances d'inox est donc une nécessité.

M.6.CONCLUSION

D'une manière générale, le béton placé dans ce milieu agressif que constitue l'eau de mer subit des contraintes mécaniques et physicochimiques importantes, mais on sait en général y remédier, puisque certaines structures en béton ont été immergées plus de cinquante ans sans dommages. Ce qui est encore mal connu, bien que des publications commencent à apparaître sur le sujet, **c'est le comportement du béton à la fatigue en milieu marin**. Il est clair que les expérimentations dans ce domaine présentent un grand intérêt pour les réalisations futures de structures off-shore.

A thick, dark blue vertical bar runs down the left side of the page. A horizontal blue arrow points from the bar towards the right, overlapping the text.

CHAPITRE I : THEORIES DE LA HOULE

CHAPITRE I : THEORIES DE LA HOULE

INTRODUCTION

Le **milieu marin** est toujours agité ; cette agitation se manifeste principalement sous forme de phénomènes de grande période de l'ordre de grandeur de la demi-journée ou de la journée : les **marées**, et sous forme de phénomènes de courte période : la **houle** et les **seiches**. La marée est d'origine astronomique. La houle est engendrée par le vent. Les seiches sont les oscillations qui affectent certains bassins portuaires ou golfes ; elles ont une période de l'ordre de grandeur de la minute ; elles peuvent être dues à des variations des conditions météorologiques.

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

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

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

I.1.LE MILIEU MARIN

Milieu marin : Ensemble des mers et des domaines qu'elles occupent au moins temporairement. Ce domaine est habituellement divisé en plusieurs zones :

- En fonction de la profondeur :
 - zone **littorale**, zone située entre les limites des marées ;
 - zone **néritique**, jusqu'à 200 mètres ;
 - zone **bathyale**, de 200 à 3 000 mètres ;
 - zone **abyssale**, de 3 000 à 7 000 mètres ;
 - zone **hadale**, ou zone **ultra-abyssale**, plus de 7 000 mètres ;

I.2. INTERET DE LA CONNAISSANCE DE LA HOULE

Les houles conditionnent les ouvrages portuaires de plusieurs manières :

- Elle influe sur l'implantation des ouvrages portuaire pour protéger le port.
- Elle agit sur l'évolution du trait de côte, comme dans le cas de l'impact sédimentologique des ouvrages projetés doit être étudié.
- Elle est le paramètre essentiel de dimensionnement structurel des ouvrages.

I.3. THEORIE DE LAHOULE

I.3.1. Définition de la houle

Lors d'un coup de vent, un séisme, ou un passage de navire, la surface de la mer se couvre de rides, plus l'intensité de ces phénomènes augmente, la déformation de la surface s'accroît en formant des ondulations d'aspect désordonné(i).

Tableau I. 1: Classification de l'état de mer par l'échelle de Douglas

Degrés	Termes descriptifs français (anglais)	Hauteur des vagues
0	Calme (calm-glassy)	0
1	ridée (calm - rippled)	0 à 0,1 m
2	belle (smooth)	0,1 à 0,5 m
3	peu agitée (slight)	0,5 à 1,25 m
4	agitée (moderate)	1,25 à 2,5 m
5	forte (rough)	2,5 à 4 m
6	très forte (very rough)	4 à 6 m
7	grosse (high)	6 à 9 m
8	très grosse (very high)	9 à 14 m
9	énorme (phenomenal)	>14 m

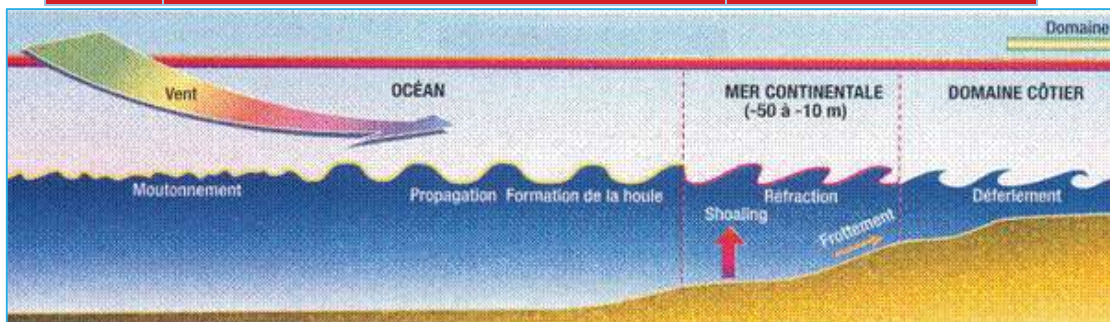


Figure I. 1: Naissance et croissance (Génération) de la houle.

I.3.2. Caractéristiques de la houle

Une houle est caractérisée par :

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

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

- Une période T : l'intervalle de temps

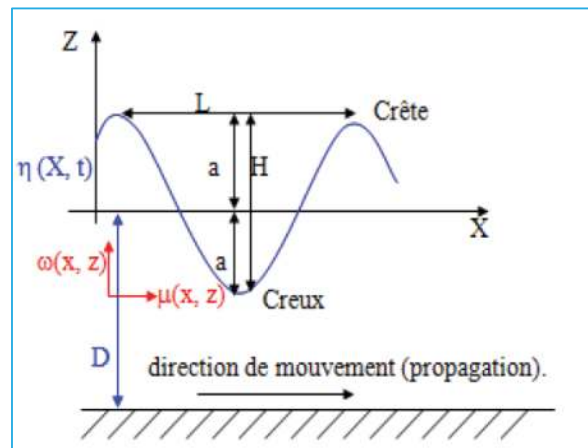


Figure I. 2: Les caractéristiques de la houle

- séparant le passage de deux crêtes successives (ou creux) 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 : $C = \frac{L}{T} = \frac{gT}{2\pi} \tanh \left[\frac{2\pi d}{L} \right]$
 - Une cambrure δ : $\delta = \frac{H}{L}$

I.3.3. Théorie statistique de la houle

Les fondements de la théorie statistique de la houle consistent à supposer l'agitation de la mer, en dehors de la zone de génération de la houle, comme résultant 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

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

mer à la cote H par :

Le moment d'ordre zéro moétant 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 supérieur 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 .

$$H_s = 4\sqrt{m_0} = 1.6 m_0$$

- **La houle de projet** : L'étude de la probabilité d'apparition d'une houle ou d'une tempête de caractéristique 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 entraîner la ruine, par contre pour des 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 général des ensembles de houles complexes, constituant des trains de vagues, dont l'étude est un problème de statistique.

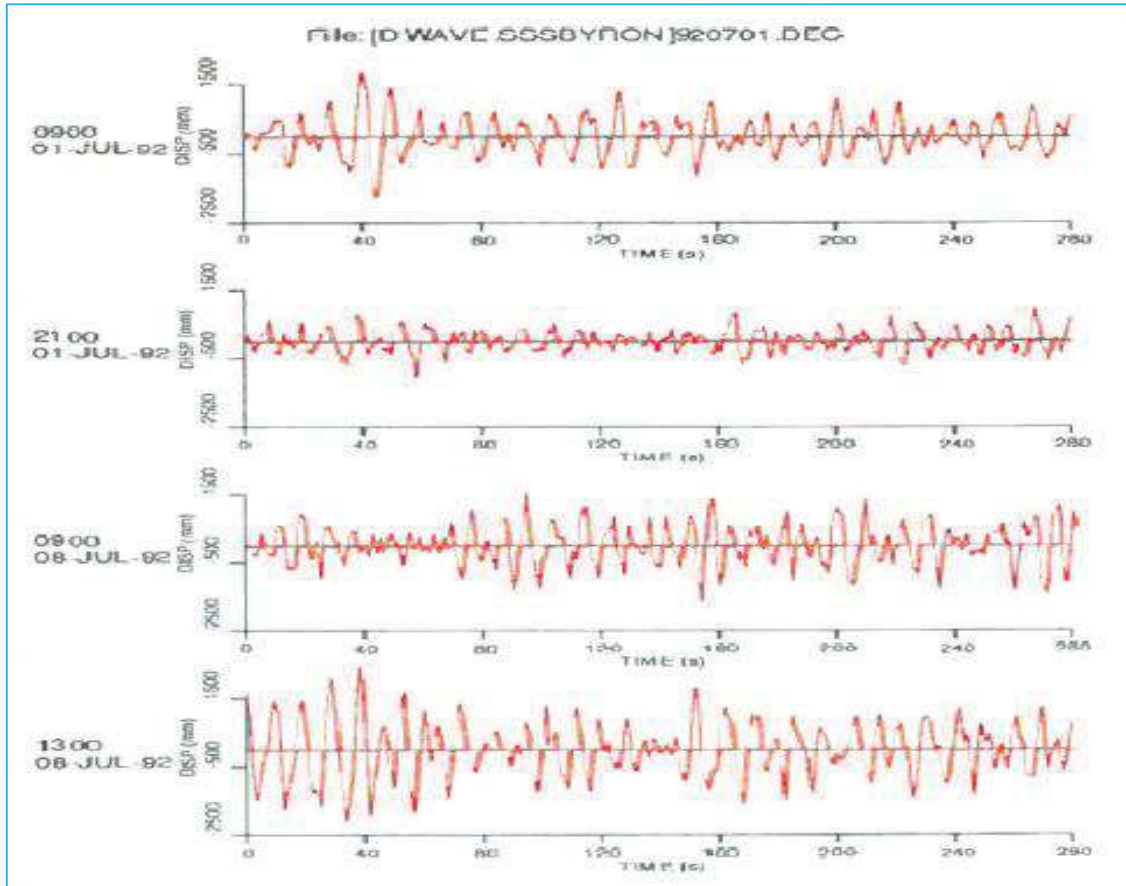


Figure I. 3: Diagramme d'un Enregistrement de train de vague d'une houle

I.4. DEFORMATION 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**(§4.1).
- Lorsqu'un ouvrage n'arrête qu'une partie du front de houle, des oscillations se manifestent derrière l'ouvrage ; la houle contourne l'obstacle : elle **diffracte**(§4.2).
- La hauteur de la houle ne peut pas prendre une valeur trop élevée, 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 est partiellement ou totalement détruite : la houle **déferle** (§ 4.3).

- 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** (§ 4.4).

I.4.1. 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 côte faiblement inclinée, dont les lignes de niveau sont sensiblement parallèles aux crêtes de la houle, on constate une diminution de la longueur d'onde, et en général de l'amplitude ; les vagues se déforment avec augmentation de la cambrure au fur et à mesure que la profondeur diminue. Si les lignes de niveau du fond ne sont pas parallèles aux crêtes, les vagues subissent une rotation qui tend à les rendre parallèles aux lignes de fond. C'est ainsi que la houle subit des concentrations au voisinage d'une pointe ou d'une île, pouvant augmenter considérablement son amplitude ; au contraire la propagation dans une baie provoque un épanouissement des crêtes avec diminution de l'amplitude.

I.4.2. 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 apparaît lorsque la houle se propage suivant une ligne non droite ou irrégulière, par exemple au contact d'un ouvrage à l'approche duquel une partie du front d'onde est seulement arrêté, dès lors des oscillations se manifestent derrière l'extrémité de l'ouvrage en le contournant.

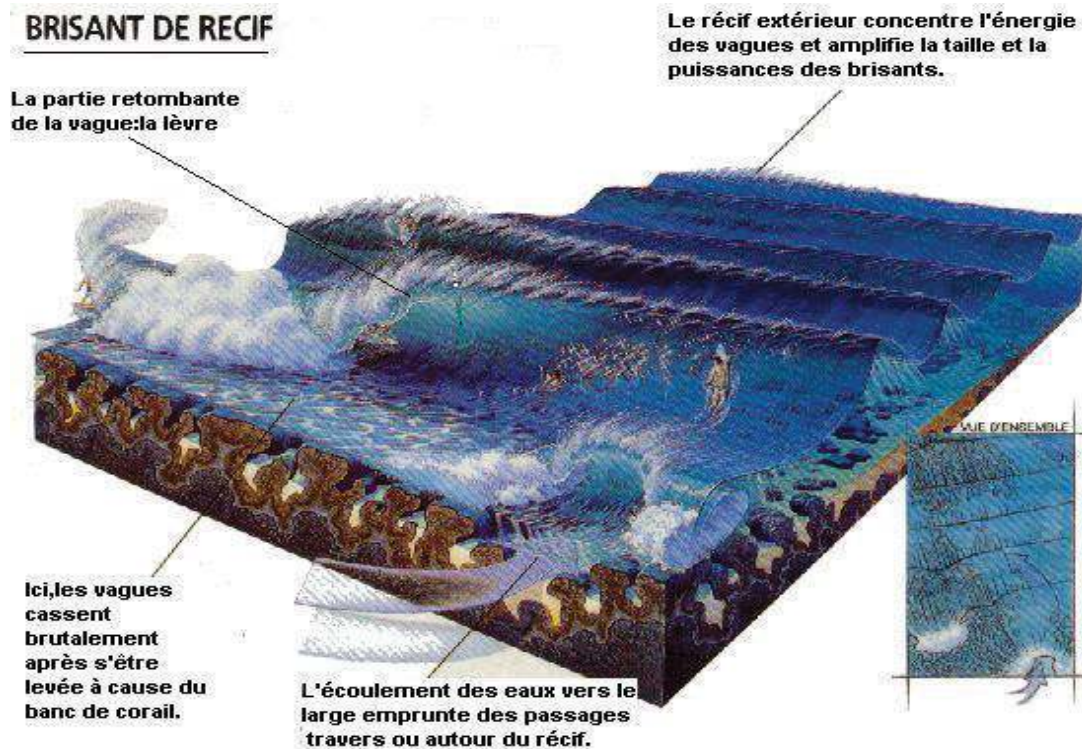


Figure I. 4: Schéma de la réfraction de la houle

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.

I.4.3. 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 dans en sens opposés.

- Dans le cas général ou la bathymétrie n'est pas constante le phénomène de réfraction se superpose.

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

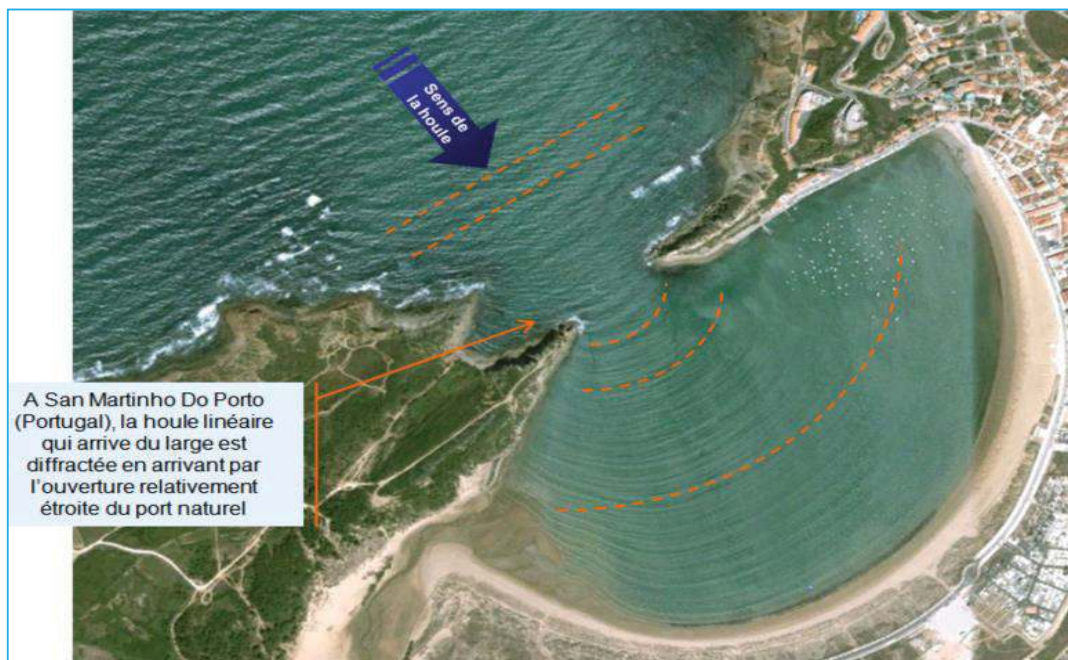


Figure I. 5: Diffraction de la houle au niveau du port San Marinho Do Porto (Portugal)

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

- La réflexion totale frontale (clapotis total)

Supposons un ouvrage (une digue imperméable) réfléchissant totalement la houle incidente dont la direction de propagation est orthogonale à l'ouvrage.

Globalement le système d'ondes est équivalent à une onde stationnaire (c'est-à-dire sans propagation).

-la réflexion partielle

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

I.4.4 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.

On constate trois types de déferlement :

- Un déferlement gonflant (dans le cas de faibles pentes),
- Un déferlement plongeant,
- Un déferlement glissant (dans le cas de pentes fortes).

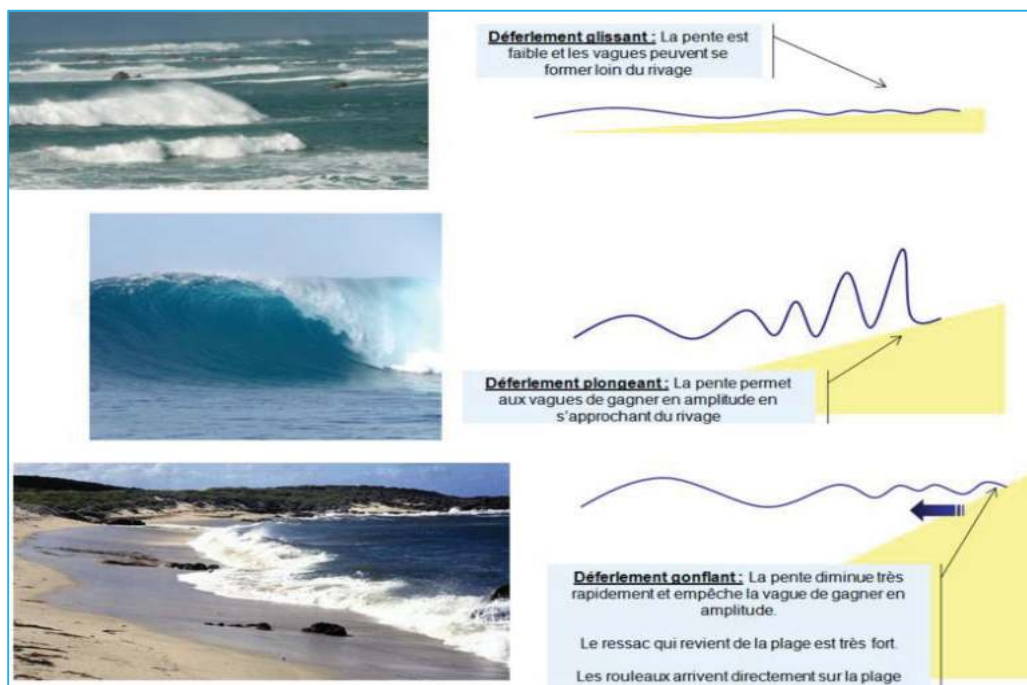


Figure I. 6: Différents types de déferlement de la houle.

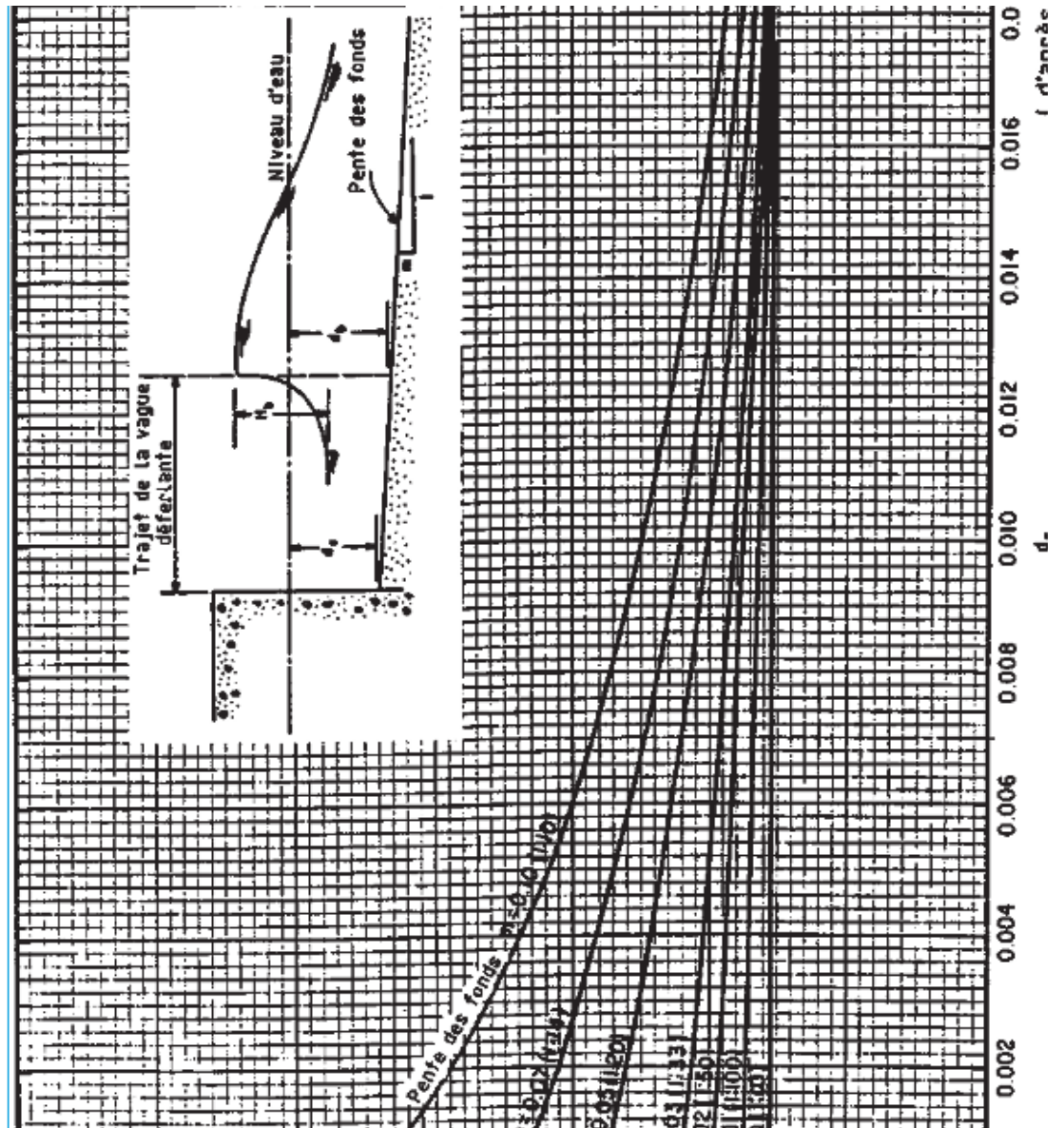


Figure I. 7: Hauteur maximale de déferlement en fonction de la profondeur en pied d'ouvrage

I.4.5. Le shoaling

Le Shoaling désigne la modification des caractéristiques de la houle du fait de la seule variation de la profondeur, indépendamment des changements de direction qu'elle pourrait subir.

Le coefficient de Shoaling peut aussi être évalué à l'aide de l'abaque suivante :

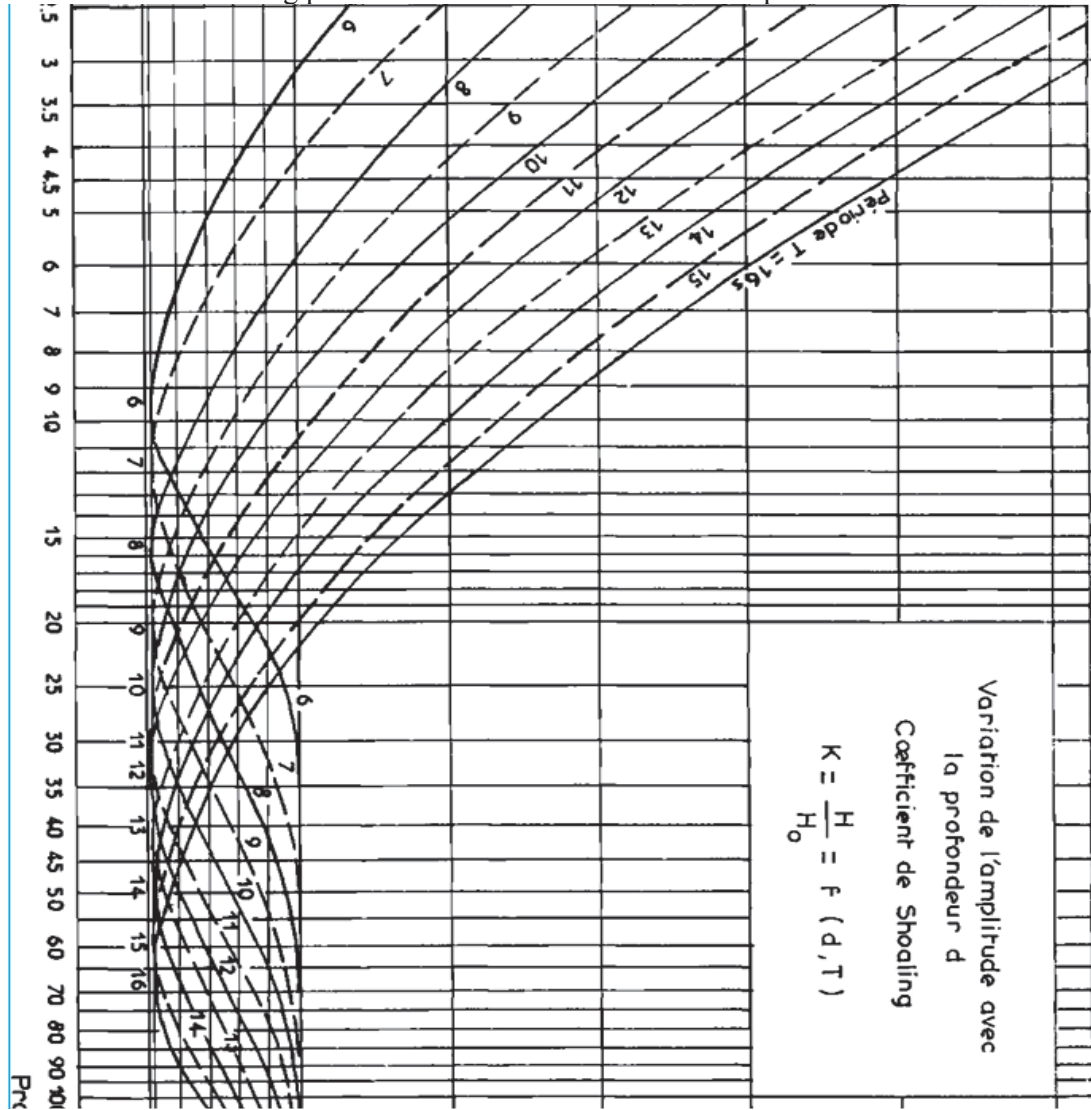


Figure I. 8: Variation de l'amplitude de la houle en fonction de la profondeur d

I.4. LES COURANTS

I.4.1. Définition de la marée

La marée est le mouvement périodique qui affecte le niveau général des mers et des océans où 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 15m) 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 courants de même période appelés « **courants de marée** » qui transportent les énormes masses d'eau déplacées par la marée.

I.4.1.1. Le zéro hydrographique

C'est le niveau de référence commun aux cartes marines et aux annuaires de marée, à partir duquel sont comptées, d'une part les profondeurs portées sur les cartes et d'autre part, les hauteurs d'eau résultant des calculs de marée. Il permet au marin de connaître la profondeur d'eau quelle que soit l'amplitude de la marée. C'est l'équivalent, en mer, des références d'altitude pour la terre, portées sur les cartes géographiques.

I.4.1.2. LE Niveau Général Algérien (NGA)

I.4.3. Les courants marin

Un courant marin est un déplacement de l'eau de mer caractérisé par sa direction, sa vitesse et son débit. Il est causé par l'action des forces de pression et de pesanteur (forces internes) ainsi que par l'action des forces du vent, d'attraction des astres (forces externes) et à ses forces là s'ajoutent les forces induites : force de Coriolis, force de frottement interne du fluide.

I.4.4. Courants généraux

Ce sont des courants océaniques à caractère pratiquement permanent et uniforme. Ils sont dus aux variations de pression et de pesanteur en divers points des océans (mers équatoriales et mers polaires) et n'ont pas d'influence sur les petites profondeurs.

I.4.5. Courants de marée

Les courants de marée 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.

I.4.6. 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 décroît avec la profondeur. Ils se dressent en 3 catégories :

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

I.4.7. Courants côtiers

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

I.5. CONCLUSION

A travers ce chapitre on a pu souligner les notions fondamentales portant sur les mouvements de la mer et les phénomènes naturels pouvant influencer une structure quelconque dans le milieu marin, et dans le prochain chapitre, nous aborderons les différents types de ports maritimes et les ouvrages qui les constituent.



CHAPITRE II : GENERALITES SUR LES OUVRAGES MARITIMES

CHAPITRE II : GENERALITES SUR LES OUVRAGES MARITIMES

II.1. INTRODUCTION

La conception et la réalisation d'un port maritime constituent une tâche difficile, car elle fait nécessairement appel à un travail d'équipe pluridisciplinaire. Beaucoup d'aspects doivent être abordés, dont ceux portant sur la connaissance de l'environnement naturel des sites potentiels d'implantation, des trafics prévus en termes de tonnage et taille des navires. Les données techniques en rapport avec les ouvrages intérieurs et extérieurs du futur port doivent être parfaitement maîtrisées. Au final, la sélection du site doit s'effectuer sur la base du meilleur compromis entre les divers impératifs et contraintes. Le projet doit intégrer également l'élaboration d'un plan de masse initial, comprenant les aménagements environnementaux nécessaires au bon fonctionnement du port.

La conception et réalisation d'ouvrages en site portuaire sont conditionnées par les données sédimentologiques, géotechniques et dynamiques des sites. Les projets de construction de ces ouvrages prennent en compte ces spécificités.

II.2. DEFINITION D'UN PORT

Un port maritime est un abri : une petite baie ou étendue d'eau à l'abri, généralement bien protégée contre les houles et les courants forts, assez profonde pour assurer un ancrage pour les navires et autre embarcations.



Figure II. 1: Image du port de Djendjen

II.3. Rôle d'un port

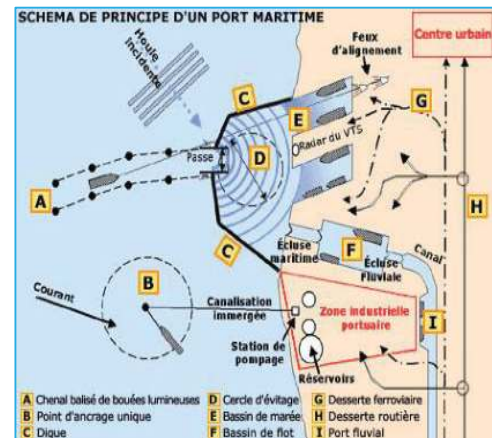
D'une manière générale, les ports permettent d'assurer quatre fonctions importantes :

- **Administrative** : en veillant à ce que les intérêts juridiques, socio-économiques et politiques de l'état et des autorités internationales maritimes soient protégés.
- **Développement** : ports principaux promoteurs et investisseurs d'un pays et de l'économie régionale
- **Industrielle** : le port peut comporter des installations destinées à traiter ou transformer les matières premières importées ou exportées par la voie maritime.
- **Commerciale** : les ports sont les points de jonction du commerce international ou les différents modes de transport et d'échange; chargement, déchargement, transit des marchandises etc....

II.4. SCHEMA DE PRINCIPE D'UN PORT MARITIME

Pour entrer dans le port, ou en sortir, le navire emprunte un **chenal d'accès balisé (A)**, aidé dans sa circulation par le radar du VTS (Visual Traffic System) et par les feux d'alignement.

- **L'avant-port (D)** est protégé de la houle par des **digues (C)**. Le navire peut y effectuer des manœuvres "cercle d'évitage" (c'est à-dire tourner sur lui-même de 180°), de façon à pouvoir être amarré à son poste d'opérations cap vers la sortie (ce qui facilite grandement l'abandon du poste en cas de nécessité).
- **Les postes d'accostage** (conçus sous forme de quais, d'appontements ou de ducs d'Albe) sont établis en bordure : * **de bassins de marée (E)** en liaison directe avec l'avant-port * **ou de bassins à flot (F)** reliés à l'avant-port.
- Les postes sont desservis par des voies de transport intérieures (routes, rails, voies navigables (G, H, I) et équipés de terre-pleins permettant le stockage des cargaisons.



Lorsque l'agitation due à la houle n'est pas trop

forte, les navires transportant des cargaisons liquides ou en vrac peuvent être reçus à des **postes non protégés (B)**. Ils chargent ou déchargent leur cargaison par des tuyaux flexibles reliés à un **point d'ancrage (B)** constitué d'une bouée ancrée sur le fond par des chaînes. La liaison entre ce point et les installations de stockage établies à terre s'effectue par des canalisations fixes posées sur le fond marin.

II.5. Types de port

Deux importants critères permettent de distinguer les différents types de port

- Les ports d'après leur mission,
- Les ports d'après leur implantation géographique.

II.5.1 Définition des types de port d'après leur mission

Un port est destiné à abriter les navires de l'action de la houle pour leur permettre :

- D'accoster en attendant de partir pour un autre voyage,
- D'effectuer des opérations commerciales d'embarquement et de débarquement des passagers, des marchandises et d'avitaillement,
- Enfin d'être construits, entretenus et réparés.

Compte tenu de la mission des ports et de celles des navires qui les fréquentent, on peut théoriquement ⁽¹⁾ distinguer :

- Les Ports Militaires,
- Les Ports de Pêche,
- Les Ports de Plaisance,
- Les Ports de Travaux,

⁽¹⁾Pratiquement un même port remplit la plupart de ces missions, sinon la totalité ; la distinction n'a donc qu'un intérêt théorique.

- Les Ports de Commerce.

II.5.1.1 Les ports militaires

Soit sur une rade abritée dans laquelle les navires sont mouillés sur leur ancre d'amarrage ; les dimensions de la rade doivent être assez vastes pour permettre des manœuvres, l'évitage aussi rapide que possible et pour disperser les bâtiments.

Soit des installations ayant les mêmes dispositions que celles d'un port de commerce, comportant des quais et des installations pour la construction, la réparation, et l'armement des navires.

II.5.1.2 Les Ports de commerce

Ces ports peuvent assurer un trafic de voyageurs, de marchandises diverses ou spécialisées et de pondéreux en vrac (solides, liquides ou gaz liquéfiés). Ils peuvent également comporter des installations :

- Pour la construction et réparation navales,
- Pour la pêche,
- Pour la navigation de plaisance.

II.5.1.3 Les Ports de travaux

Certains ports doivent être créés pour l'exécution de grands travaux afin de servir à abriter les engins de travaux, flottants.

II.5.1.4 Ports de pêche

Certains ports de faible importance sont spécialisés pour la pêche et offrent des facilités particulières pour la commercialisation et conservation du poisson.

II.5.1.5 Ports de plaisance

De même, le développement des loisirs maritimes a entraîné la création des ports spécialement aménagés pour la navigation de plaisance.

II.5.2 Définition des ports d'après leur implantation géographique

Les contraintes physiques des sites qui se présentent pour l'implantation d'un port et les nécessités économiques qui justifient sa création conduisent à des types d'implantations très variées. Il s'agit bien souvent de compromis technico-économiques entre les impératifs en présence.

Suivant le critère de l'implantation, on peut retenir la classification suivante :

II.5.2.1 Ports établis dans les rades abritées

Ceux sont essentiellement :

- Des ports militaires,
- Des postes pour le trafic des hydrocarbures établis sur sea-line ⁽²⁾, ou sur tourelle isolée,
- Des postes à passagers ou à marchandises diverses avec transbordement sur engins flottants.

⁽²⁾ On rappelle qu'un sea-line est une canalisation sous-marine posée sur le fond de la mer. Cette canalisation est prolongée par une conduite flexible en caoutchouc armé, entre la canalisation fixe et un coffre flottant permettant de maintenir une extrémité de flexible hors d'eau. La jonction avec les prises d'aspiration ou de refoulement du navire s'effectue par une autre canalisation flexible.

II.5.2.2 Ports extérieurs

Ils sont établis sur le littoral et sont gagnés sur les eaux, ou creusés dans les terres.

Les terre-pleins et plans d'eau portuaires peuvent être aménagés soit par remblaiement sur la mer, soit par creusement à l'intérieur des terres.



Figure II. 3: Port du Lavandou dans le Var

II.5.2.3 Ports intérieurs

Ils sont établis sur des fleuves ou rivières, reliés au littoral par un canal maritime, ou établis sur des lagunes et étangs en communication avec la mer.

Leurs débouchés à la mer peuvent être soit naturels, soit aménagés, le débouché à la mer

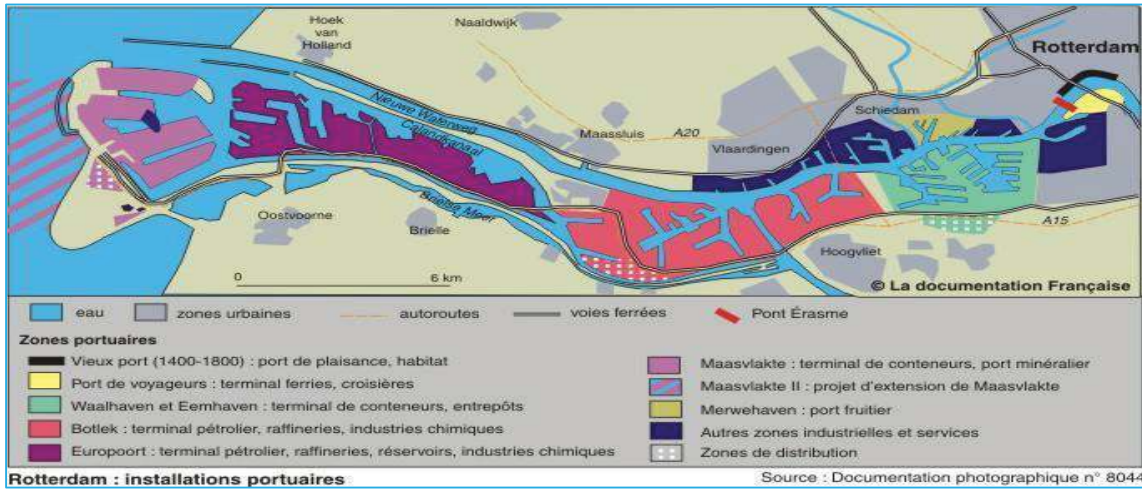


Figure II. 4: Schéma du port de Rotterdam.

peut être équipé par des écluses.

II.5.2.4 Ports au large

En dehors des installations spécialisées pour l'exploitation, le chargement ou le déchargement des hydrocarbures, on peut créer de véritables ports << îlots >> détachés du rivage, comportent des postes protégés.

Il peut s'agir d'îles artificielles ou simplement de bouées d'amarrage. Ces installations peuvent servir à des

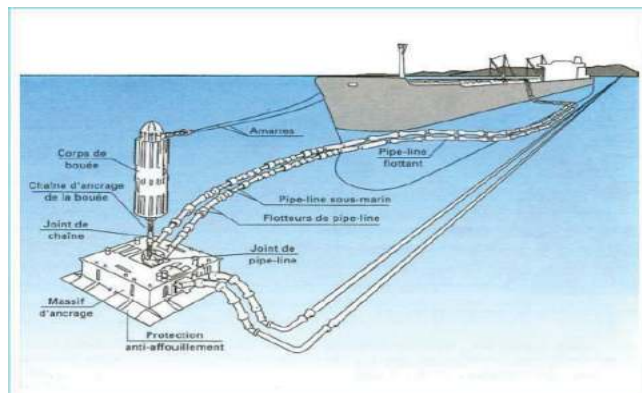


Figure II. 5: Type de bouée d'amarrage au large.

transferts de navire à navire ou être reliées à la terre par des oléoducs sous-marins (trafic d'hydrocarbures) ou des bandes transporteuses.

II.6. LES OUVRAGES PORTUAIRES

Les infrastructures portuaires sont constituées de deux grands types :

- Les ouvrages extérieurs.
- Les ouvrages intérieurs.

II.6.1 Les ouvrages extérieurs

Ce sont des ouvrages qui ont pour rôle la protection des zones de manœuvre et des postes d'opérations contre l'agitation causée par la houle, les ouvrages extérieurs sont généralement :

- Les épis,
- les brise-lames,
- les Digues.

II.6.1.1 Les Epis

Les épis, sont des ouvrages implantés le plus souvent perpendiculairement au rivage, forment un barrage en travers du transport littoral et provoquent un dépôt de sable ou de gravier sur leur face amont.

II.6.1.2 Les brise-lames

Déposés principalement parallèle au rivage mais au large, ils ont pour but de réduire l'énergie des vagues et donc de diminuer l'érosion du rivage ou le transit littoral.

II.6.1.3 Les digues

Les digues protègent les ports contre les assauts des houles du large et permettent (par réflexion / diffraction de la houle incidente) de réduire l'agitation intérieure. Elles doivent être construites par des profondeurs plus importantes qu'autrefois (jusqu'à une cinquantaine de mètres) et doivent résister à des vagues dont l'amplitude peut dépasser la dizaine de mètres - d'autant plus grande que la profondeur au pied de l'ouvrage est plus important.

On distingue plusieurs types de digues :

- Les digues verticales ;
- Les digues à talus ;
- Les digues mixtes.

i - Les digues à talus

Une digue à talus est une digue de forme trapézoïdale constituée par :

1. Une infrastructure en enrochements et matériaux tous venant.
2. Une carapace en blocs de poids élevé naturels ou artificiels.
3. Une superstructure constituée par un couronnement en béton de ciment coulé sur place ou formé de blocs préfabriqués ; cette superstructure peut dans certains cas remplacée par un recouvrement de la carapace.

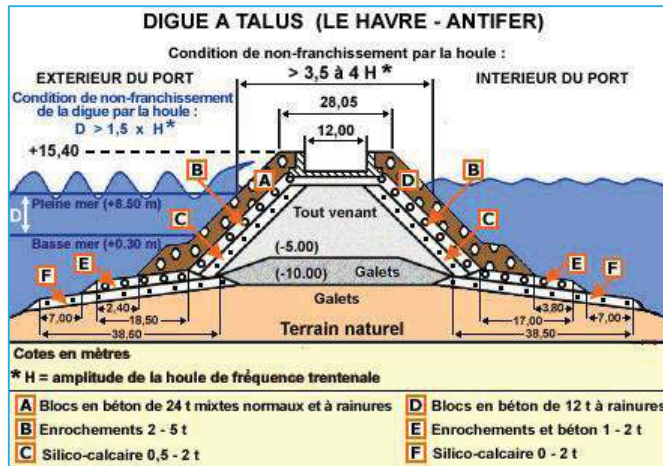


Figure II. 6: Digue à talus (Le HAVRE)

ii. Les digues verticales

La muraille est constituée par les blocs ou des caissons en béton armé qui résistent, par leur poids propre, aux efforts imposés par la houle.

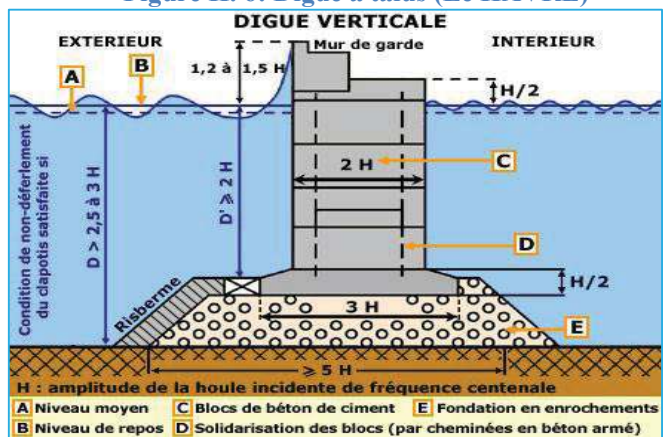


Figure II. 7: Digue Verticale

iii- Les digues mixtes

Une digue mixte reprenne certains principes des digues à talus et des digues verticales, elle comporte une muraille reposant sur un massif de fondation en enrochement ou sur un fond dur.

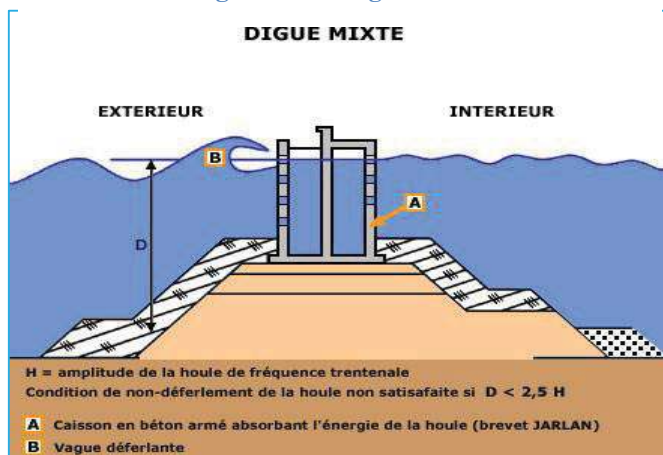


Figure II. 8: Digue Mixte

II.6.2 Les ouvrages intérieurs

Ils représentent l'ensemble des ouvrages se trouvant à l'intérieur des jetées. On distingue :

- Les ouvrages de protection et d'accès,
- Les plans d'eau,
- Les ouvrages d'accostage,
- Les ouvrages de réparation.

II.6.2.1 Les ouvrage de protection et d'accès

Ces ouvrages ont pour rôle de défendre le port contre la houle et les apports solides du transport littoral, ils assurent aussi le calibrage du chenal d'accès pour les ports intérieurs.

II.6.2.2 Les plans d'eaux

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

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

II.6.2.3 Les ouvrages d'accostage et d'amarrage

Les ouvrages d'accostage désignent l'ensemble des équipements d'un port qui permettent de :

- Fournir aux navires un dispositif assurant son immobilisation, en permettant son accostage et son amarrage.
- Réaliser la liaison entre le navire et la terre.
- Soutenir les terres à la limite du plan d'eau en excluant des installations très particulières.

On distingue parmi les ouvrages d'accostage :

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

II.6.2.3.1 Les ducs d'albe

Ce sont des ouvrages en pilotis ancrés dans le fond du bassin, ils jouent le rôle d'appui pour les navires, et permettent seulement leurs amarrages.

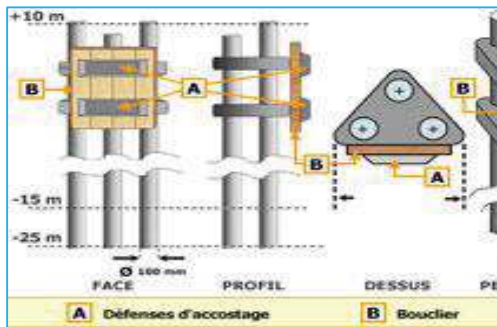
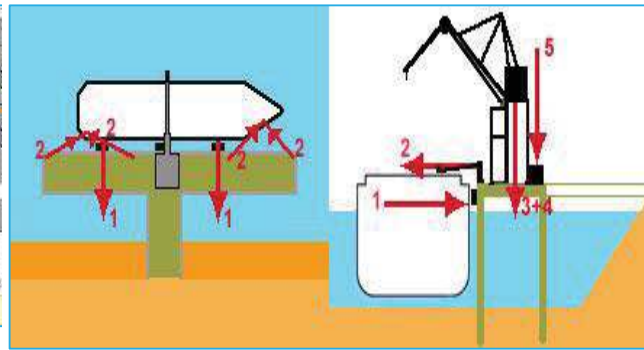


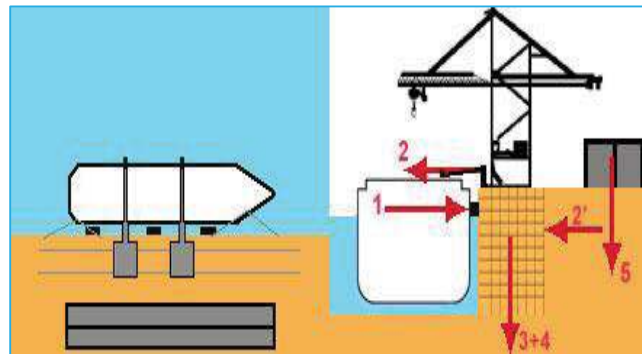
Figure II. 9: Schéma d'un duc d'Albe



II.6.2.3.2 Les appontements

Ce sont des plates-formes fixes supportées par des pilotis, ils servent à l'amarrage et à l'accostage des bateaux et navires.

L'ouvrage n'assure pas une liaison directe entre le navire et la terre. Il doit résister.



II.6.2.3.3 Les quais

Ce sont les ouvrages en maçonnerie sur le rivage d'un port qui ont comme rôle :

- L'accostage et l'amarrage des navires et bateaux.
- Retenir les terres en contact des plans d'eau.
- Assurer la liaison entre le navire et la terre.
- Ils jouent aussi le rôle du mur de soutènement pour les remblais.

On retrouve trois grands types de quai

i- Les quais massifs

Les quais massifs sont des quais dont la stabilité est assurée par son propre poids, ils reposent sur une fondation superficielle.

On retrouve dans ce type de quai :

- Les quais en blocs,
- Les quais en caissons,
- Les quais en gabions.

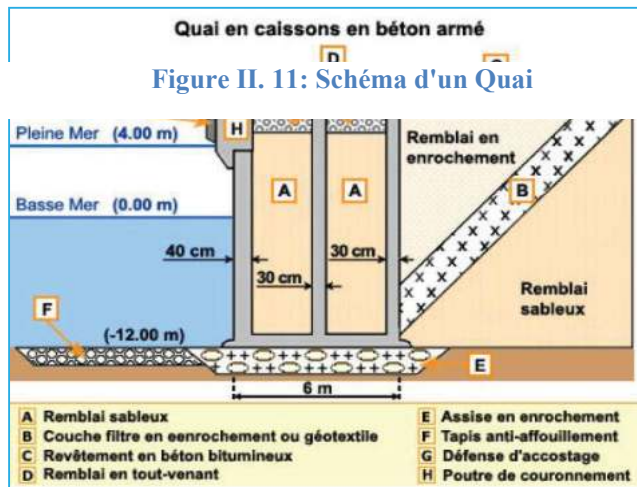


Figure II. 12 : Quai en caissons en béton armé

ii- Quai en rideau de palplanches

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

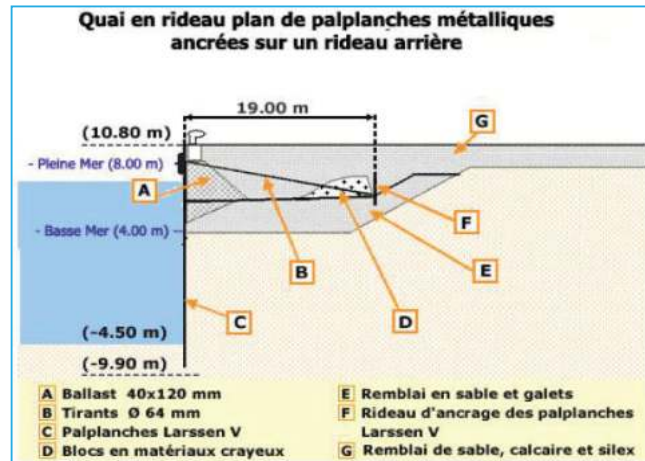


Figure II. 13: Quai en rideau plan de palplanches métalliques ancrées

iii- Les quais sur pieux

Les quais constitués par une plate-forme en béton armé supportée par des pieux (ou piles) en béton ou en acier, sont utilisés quand le terrain naturel est constitué d'une couche de mauvaise qualité sous laquelle existe une couche de terrain de portance suffisante à une profondeur pas trop importante. Des pieux inclinés et la butée offerte par la partie supérieure du remblai permettent de mobiliser une force horizontale suffisante pour équilibrer l'effort engendré par l'accostage et l'amarrage des navires)

Ce sont les quais reposant sur des pieux, on distingue :

- Les quais pleins,
- Les quais creux.

II.6.2.4 Les ouvrage de réparation

Ce sont les ouvrages dont le rôle est la réparation et l'entretien des navires et bateaux. Ils se répartissent en :

1. Forme de radoub.
2. Cale de halage.
3. Docks flottants.
4. Ecluses maritimes.

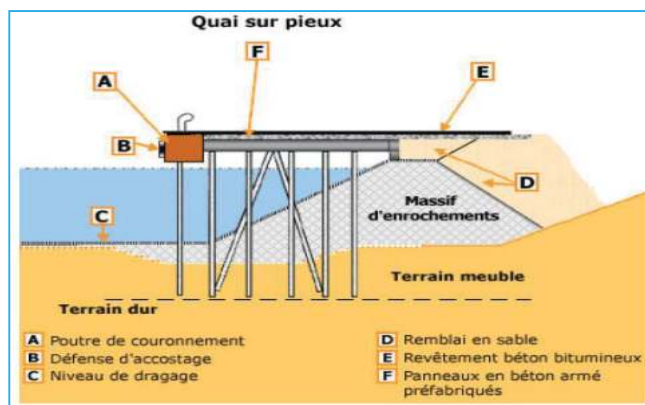


Figure II. 14: Quai sur pieux

Figure II. 16: Forme de radoub



Les formes de radoub (ou cales sèches) sont des bassins étanches, qui peuvent être mis à sec par vidange pour réparer et entretenir les navires. Les formes sont fermées par une ou parfois deux portes de flot.

Figure II. 15: Ecluse maritime



Les écluses sont des pertuis munis de portes constituant un barrage mobile étanche entre des bassins dont les niveaux peuvent être différents ; ces ouvrages donnent accès aux bassins à flot, ou équipent les canaux maritimes.



Figure II. 17: calle de hallage

Une cale de halage est un plan incliné sur lequel on hale le navire après l'avoir fait reposer sur un chariot appelé *berouberceau*, roulant sur une voie.

II.7. CONCLUSION

A travers ce chapitre, nous avons passé en revue et décrit les différents ouvrages et aménagements qui font les ports d'aujourd'hui. Dans le chapitre suivant, nous aborderons les divers aspects de notre projet ainsi que les données et considérations à prendre en compte pour sa conception.



CHAPITRE III : PRESENTATION DU PROJET ET COLLECTE DES DONNEES

CHAPITRE III : PRESENTATION DU PROJET ET COLLECT DES DONNEES**III.1.INTRODUCTION**

Aujourd'hui, la flotte du secteur de la pêche dans la wilaya d'Annaba, qui compte une façade maritime de quatre-vingt kilomètres allant du golf de Takouche à l'ouest jusqu'au cap Rosa à l'Est, est considérée comme la plus importante du pays. Le golf d'Annaba abrite une biodiversité halieutique de haute valeur nutritive : poisson bleu, blanc, crustacés et mollusques. Aussi, estime-t-on, la pêche tradition ancestrale dans la wilaya d'Annaba, qui dispose d'un environnement maritime (Superficie maritime 8.089 km²) industriel et humain, est favorable au développement et à la promotion du secteur de pêche.

Alors pour répondre aux nouvelles exigences et besoins de la région en activité de pêche le site d'AIN BARBAR a été choisi pour l'implantation d'un abri de pêche avec une capacité de production annuelle de 900 Tonnes.

III.2. SITUATION ET DESCRIPTION DE LA ZONE DE PROJET

Le site d'étude est situé à mi-distance entre Ras Axin situé au Nord-Ouest et la pointe Pain de sucre située à l'Est, il se trouve à 20 km à l'Ouest de Annaba dans la commune de Seraidi, il est protégé du Nord-Ouest par Ras Axin et l'Est par la pointe de pain de sucre.

Les images satellitaires suivantes (figure 1,2 et 3) montrent respectivement la situation du site par rapport à la ville de Annaba ainsi que le site du projet.



Figure III. 1: Site d'implantation de l'ouvrage à ANNABA



Figure III. 2: AIN BARBAR -Position

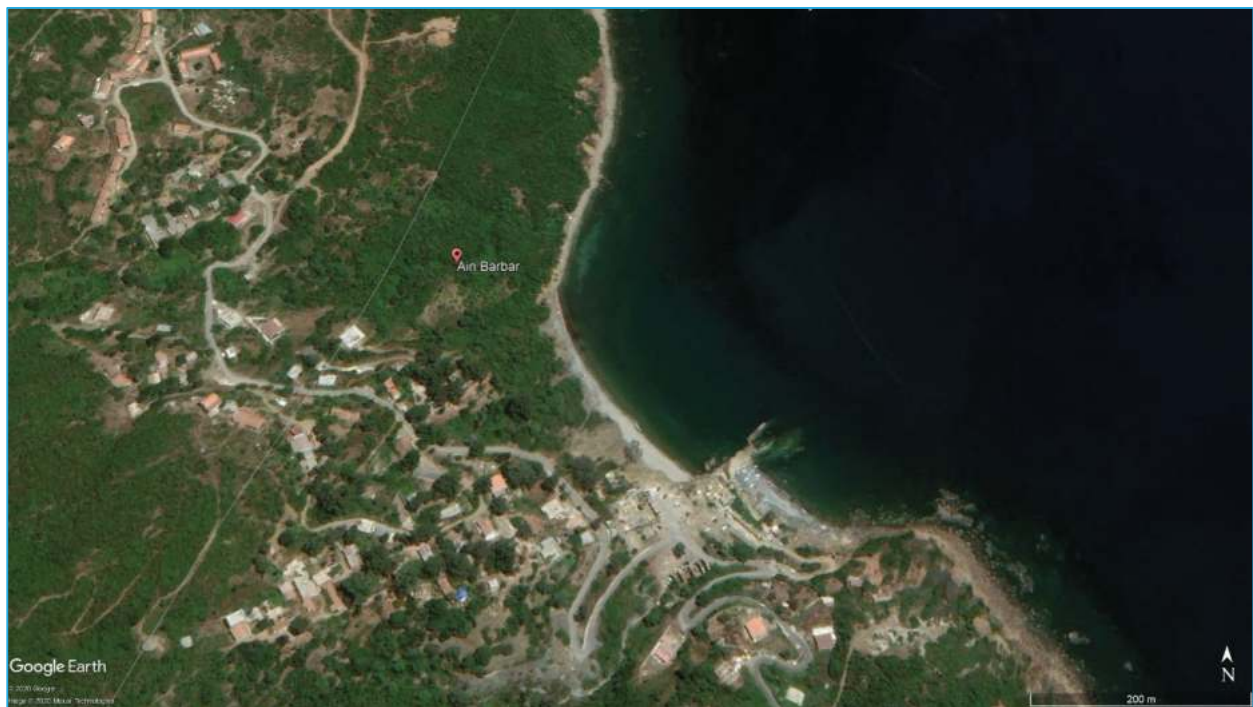


Figure III. 3: Site d'implantation de l'ouvrage à AIN BARBAR

III.3. PRÉSENTATION ET OBJECTIFS DU PROJET

Ce projet s'inscrit dans le cadre du schéma directeur du développement des activités de la pêche et de l'aquaculture **2025**, il fournit une production annuelle moyenne de 900 Tonnes de poissons, il offre Deux Cents Soixante Dix (270) postes de travail pour les pêcheurs, en plus de l'ensemble de l'encadrement nécessaire pour la bonne exploitation du port.

Les autorités Bonoises visent la décentralisation de l'activité de pêche en dehors de la ville d'Annaba, en créant un nouveau pôle dans un site quasi vierge, la chose qui pousse au développement de la région en question.

III.4. COLLECT DES DONNÉES

III.4.1. Levé topographique et bathymétrique

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

- Un levé topographique d'une surface de 4 ha.
- Un levé bathymétrique d'une surface de 50 ha.
- L'exécution de 23 stations de prélèvements d'échantillons de sédiments.
- L'exécution de 20 points de sondages à la lance réalisés suivant des coordonnées prédéfinies.

III.4.2. Données météorologiques

a - Précipitation

Le climat d'Annaba est dit tempéré chaud. En hiver, les pluies sont bien plus importantes à Annaba qu'elles ne le sont en été. La précipitation moyenne est de 712 mm de pluie par an.

Des précipitations moyennes de 3 mm font du mois de Juillet le mois le plus sec. Les précipitations records sont enregistrées en Janvier. Elles sont de 122 mm en moyenne.

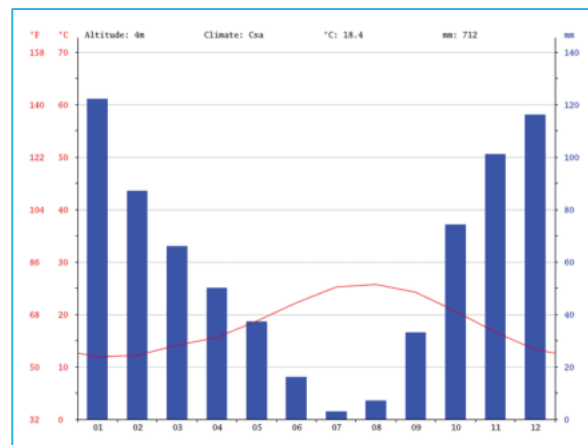


Figure III. 4: DIAGRAMME OMBROTHERMIQUE D'ANNABA

b - Température

Annaba affiche 18.4 °C de température en moyenne sur toute l'année, Aout est le mois le plus chaud de l'année, Aout est le mois le plus chaud de l'année avec une température moyenne est de 25.7 °C. Le mois le plus froid de l'année est celui de Janvier avec une température moyenne de 11.9 °C.

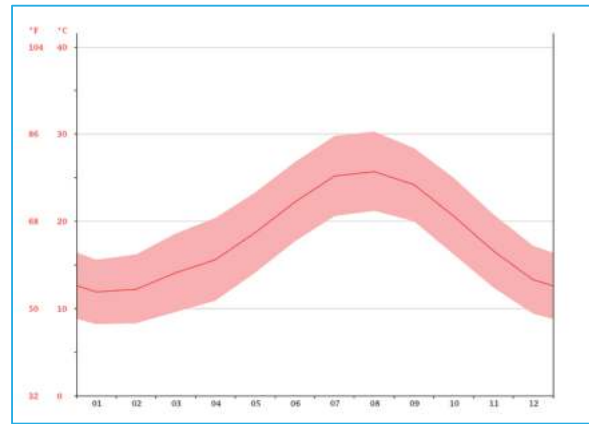


Figure III. 5: COURBE DE TEMPÉRATURES D'ANNABA

c- Vent (Voir Annexe A)

De l'analyse des données existantes, il ressort qu'au large d'Annaba, deux secteurs de vent dominant :

- Le secteur Ouest à Nord-ouest (47,4% du temps)
- Le secteur Nord à Est (36.6%)

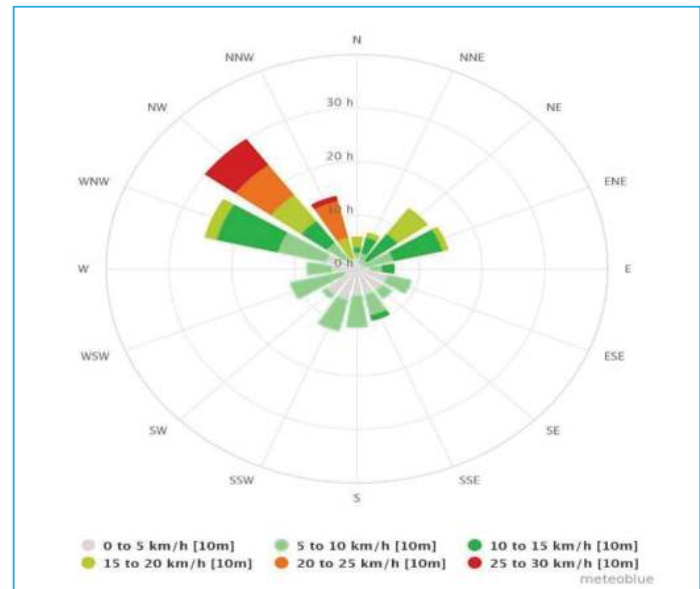


Figure III. 6: Rose des vents de la ville d'Annaba

III.4.3. Données hydrographiques

Les données hydrographiques incluent :

- La marée et les variations du niveau marin,
- La houle au large.

III.4.3.1 Marée et variations du niveau marin

Nivellement

Les côtes de nivellement concernant les ouvrages à réaliser seront rapportées au N.G.A (ZH = - 0,34 NGA). Les côtes sont exprimées en mètres.

ZH : Zéro hydrographique.

NGA : Nivellement Général de l'Algérie.

Marée

Les marées enregistrées au niveau du port d'Annaba sont faibles, leur amplitude ne dépasse pas 30 à 35 cm. Elles sont semi-diurnes avec inégalité de hauteurs des deux pleines mers et basses-mers observées chaque jour

- Les côtes caractérisant le régime des marées à l'emplacement des travaux sont les suivantes :

H.M.V.E : + 0.56 NGA (haute mer de vives eaux)

B.M.V.E : - 0.34 NGA (basse mer de vives eaux)

III.4.3.2 Houle au large

Sur la base des données de houle traitées en fonction de la direction, de l'amplitude et de la période.

Un calcul de la fréquence d'apparition est effectué pour chaque classe d'amplitude.

Les valeurs significatives des amplitudes des houles, en mètre, sont indiquées dans le tableau N°01 ci-dessous :

Tableau III. 1: Amplitude de la houle au large par direction (Source : S.S.M.O. 1963-1970)

Direction Période d'occurrence	Ouest	N.Ouest	Nord	N.Est	EST	Toutes directions
Bi-annuelle	.55	6.50	5.15	3.75	3.95	7.85
Quinquennale	8.65	7.50	6.10	4.40	4.50	8.80
Décennale	9.40	8.20	6.80	4.80	4.95	9.50
Vingtennale	10.20	8.95	7.50	5.30	5.40	10.25
Cinquantennale	11.30	9.95	8.50	5.90	5.95	11.20
Centennale	12.50	10.65	9.20	6.35	6.40	11.90

III.4.3.3 Courants

Les courants généraux dans la région d'Annaba, ne constituent pas un facteur important à l'extérieur des ports construits dans la région, les renseignements extraits des instructions nautiques signalent l'existence d'un courant général dirigé vers l'Est de 1 à 2.5 nœuds³ passant à quelques milles au large et d'un courant de 0.5 à 1.5 nœuds qui circulerait plus près de la côte.

III.4.4. Données Sédimentologique

Pour réaliser l'étude sédimentologique, il a été prévu au niveau du site de Ain Barbar :

- 23 stations de prélèvements d'échantillons. Parmi eux, 15 se sont révélées de nature rocheuse et quatre des galets.
- Seuls quatre échantillons dont deux ont été prélevé au niveau de l'Oued se sont révélé de nature sableuse.
- Seuls 04 échantillons dont deux ont été prélevés au niveau de l'embouchure de l'oued se sont de nature sableuse.

³Le **nœud** est une unité de mesure de vitesse utilisée dans le domaine maritime et aéronautique, exprimant le nombre de milles marins par heure, soit environ 1852 **mètres**. 1 nœud=0.5144 m/s.

L'étude sédimentologique a donc porté sur 4 échantillons de sédiments superficiels.

→Ce qui confère à la zone une couverture à dominance rocheuse entre la côte et les profondeurs moyennes de 10 m.

III.4.5. Données géotechniques

• **Objectif de l'étude géotechnique**

Le but est de déterminer les caractéristiques géotechniques du bassin versant du port projeté en exécutant deux sondages carottés de 22.5 ml de profondeurs chacun. Les coupes lithologiques sont les suivantes : voir figure 7.

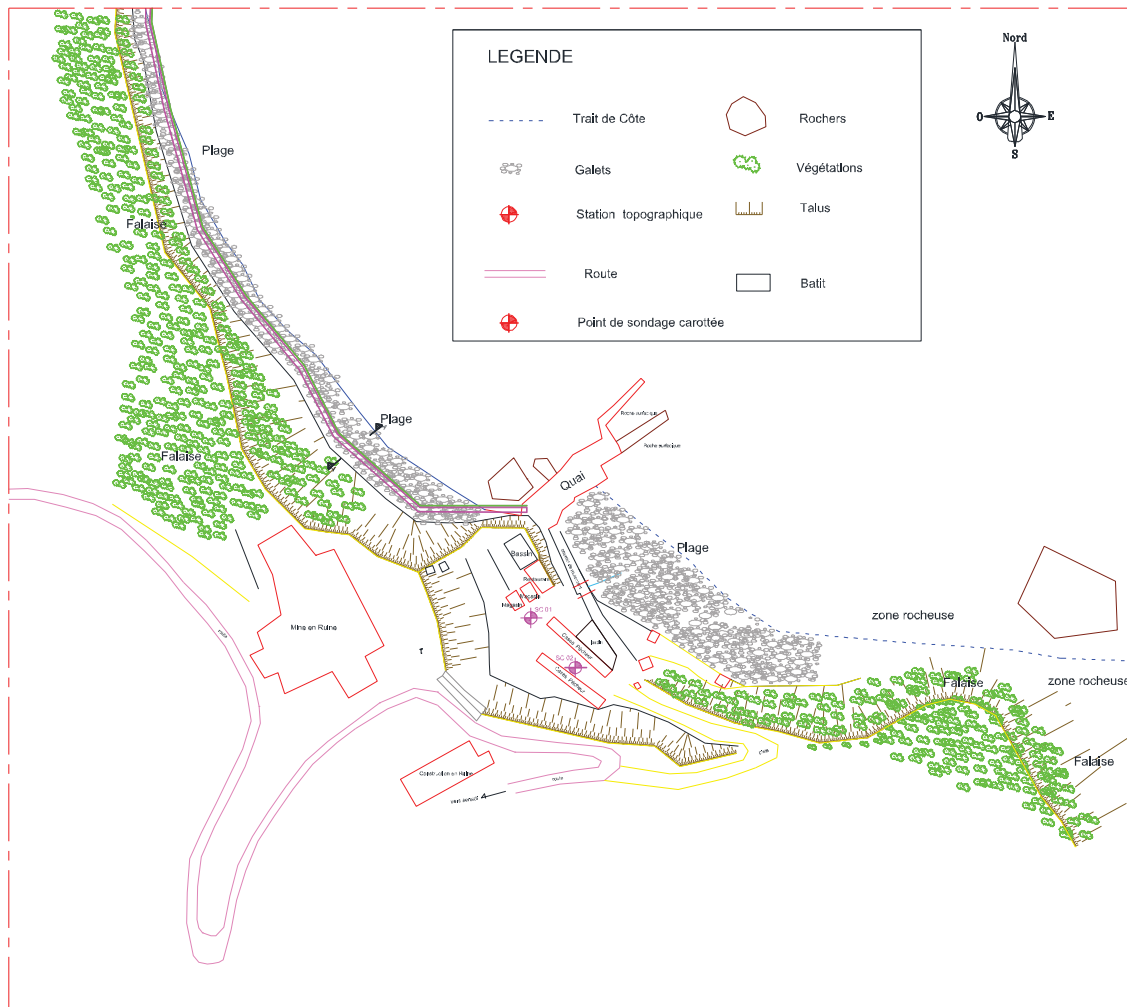


Figure III. 7: positionnement des sondages carottés-Sondage carotté SC₁

a- Sondage carotté SC₁

Tableau III. 2: Sondage carotté SC₁

COUPE GEOLOGIQUE		Type de sondage
Sondage carotté SC ₁	Coordonnée du point (X : 371 727 Y : 4094915)	Rotation

Profondeur	Nature du sol	Observations
0,00 à 4,50m	Remblai hétérogène.	/
4,50 à 11,0 m	Schistes ardoisiers, très altéré et fracturé.	
11,0 à 22,5 m	Schistes ardoisiers, altéré et fracturé.	

b- Sondage carotté SC₂

Tableau III. 3: Tableau 2 Résultats du sondage carotté SC2

COUPE GEOLOGIQUE		Type de sondage
Sondage carotté SC ₂	Coordonnée du point (X 371 760 , Y : 4094 898)	Rotation
Profondeur	Nature du sol	Observations
0,00 à 3,00m	Remblai hétérogène.	/
3,00 à 7,50 m	Schistes ardoisiers, très altéré et fracturé.	
7,50 à 22,50 m	Schistes ardoisiers, à grain fin et homogène, à surfaces parfois légèrement satinées, noirs, gris, violacés	

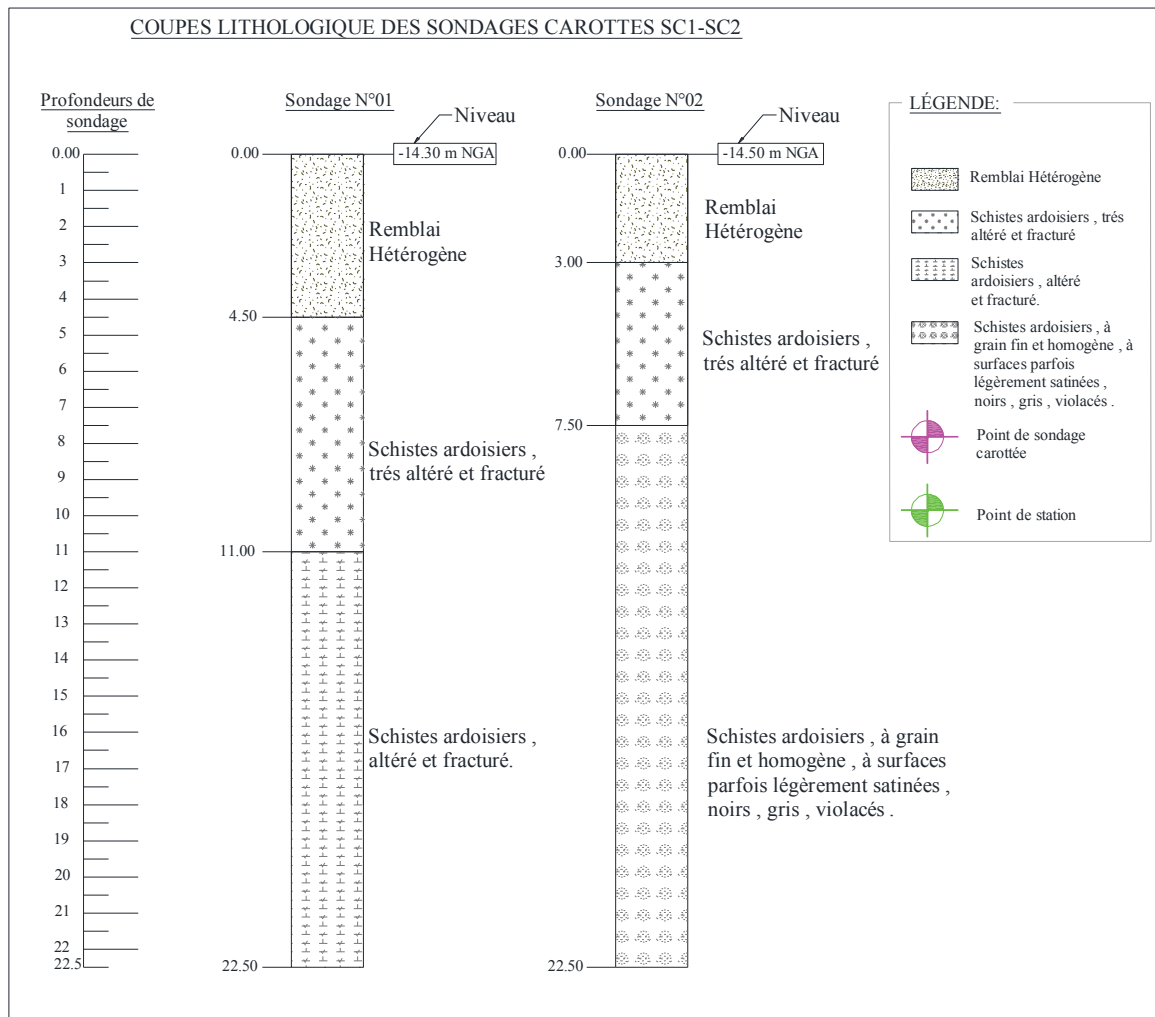


Figure III. 8: COUPES LITHOLOGIQUE DES SONDAGES CAROTTES SC1-SC2

- **Résultat de l'étude géotechnique**

Le terrain d'étude réservé pour la réalisation de l'abri de pêche à AIN BARBAR, est formé d'une couverture en remblai hétérogène d'une épaisseur variable entre 4,50 et 3,00 m sous laquelle, on trouve une couche de Schistes ardoisiers, à grain fin et homogène, à surfaces parfois légèrement satinées, noirs, gris, violacés, altéré a très altéré par endroit et fracturé.

→ C'est donc un terrain facilement érodable pouvant donner une quantité non négligeable d'apports solides qui seront transportés par les Oueds puis rejetée en mer

→ Les caractéristiques géotechniques du terrain sont les suivants

- La résistance à la compression varie entre 667 et 1114 bar.
- La densité des carottes qui varie entre 2,59 et 2,62 t/m³.

III.4.6. Données géophysiques

- **Objectif de l'étude géophysique**

L'objectif de cette étude est de déterminer la nature géologique du fond marin et d'estimer l'épaisseur du recouvrement sédimentaire de la région d'étude en exécutant un levé de profils sismiques.

- **Résultat de l'étude géophysique**

- Dans l'ensemble, la reconnaissance géophysique réalisée sur ce site et les dromochroniques⁴ mettent en évidence l'existence d'un terrain de vitesse sismique qui varie dans une fourchette entre 2200 m/s et 3200 m/s, qui dépend principalement des propriétés élastiques composant le terrain. C'est un terrain rocheux
- La campagne sismique réflexion haute résolution indique la présence de sédiment sableux d'épaisseur variable au-delà des 10 m de profondeur.
- L'épaisseur de matériaux sédimentaires comprise entre 0.5 et 4 mètres environs.

III.4.7. Faisabilité d'implantation

L'implantation du port par des fonds de -12m pourrait modifier les conditions physique du site d'étude qui seront marquées par la déviation des champs des courants. De cette modification pourrait résulter un problème d'ensablement du port projeté d'autant plus que ce dernier se trouve cerné par deux Oueds qui semble être la principale source d'apports en sédiments.

Afin de mieux cerner cette problématique il est recommandé d'approfondir l'étude sédimentologique par une approche numérique (Mike 21) qui définira la trajectoire des courants au niveau de la zone d'étude avant et après la mise en place du port projeté.

⁴ Lors de la propagation des ondes dans les milieux discontinus ; dans le cas d'une bicouche composé d'une première couche lente de vitesse V_1 et d'épaisseur finie, reposant sur une couche d'épaisseur infinie de vitesse $V_2 > V_1$, Le graphique suivant « temps d'arrivée de la réfractée première en fonction de la distance entre le point d'émission et le récepteur » est appelé hodochrone ou dromochronique.

III.4.8. Caractéristiques de la flottille à injecter

La Direction des Travaux Publics de la Wilaya d'ANNABA a transmis au LEM les données à retenir pour l'aménagement d'un port de pêche à Ain Barbare. Elles sont les suivantes:

- ☞ **Flottille de pêche actuelle:** 11 petits métiers immatriculés et 24 petits métiers non immatriculés, qui font un total de **35** embarcations (petits métiers)

☞ Prévisions

a- Flottille de pêche

60 Unités dont

- Petits métiers: **50** unités (entre 05m et 10m)
- Sardiniers: **10** unités (entre 12m et 14m)

b- Production prévue

900 Tonnes/An dont :

- petits métiers: 300 Tonne/An
- Sardiniers: 600 T/A

c- Emplois escomptés

270 emplois dont:

- Petits métiers : 170 Personnes
- Sardiniers: 100 Personnes

Tableau III. 4: Caractéristiques techniques de la flottille de pêche prévue dans le plan prévisionnel

Caractéristique technique type de métier	Longueur (m)	Largeur (m)	Creux (m)	Tirant d'eau (m)
Sardiniers	Entre 12m et 14m	Entre 3.9m et 4.5m	Entre 1.10m et 1.70m	Moyenne de 1.50m
Petits métiers	Entre 5m et 10m	Entre 1.86m et 3m	Entre 0.57 et 1.30m	Moyenne de 1m

III.4.8.1 Besoins pour l'aménagement

A- Profondeur d'eau nécessaire

Sardiniers

Tirant d'eau	1,70 m
Assiette	0,15 m
Vague	0,15 m
Pied de pilote	0,25 m
Plus basse mer	0,34 m

2,59 m soit 3.00m

Petits métiers

Tirant d'eau	1,30 m
Assiette	0,15 m
Vague	0,30 m
Pied de pilote	0,50 m
Plus basse mer	0,34 m

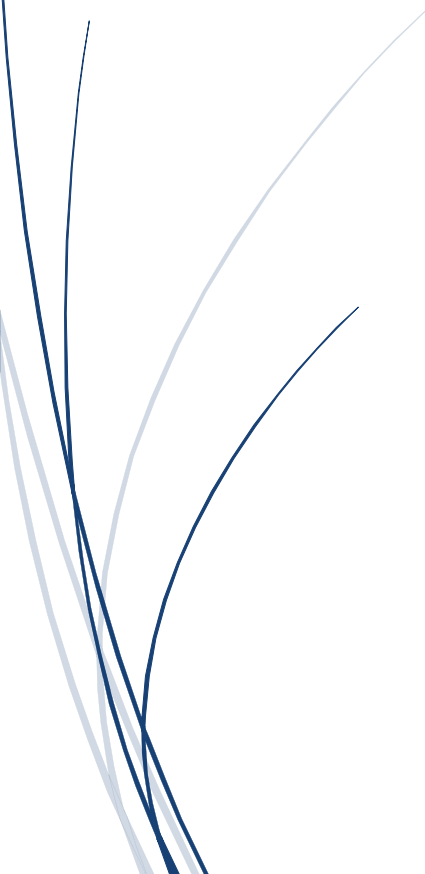
2,39 m soit 2.50m

III.5. CONCLUSION

A travers ce chapitre, nous avons pu synthétiser les principaux aspects techniques à considérer pour la conception de notre projet. Dans le chapitre suivant, nous utiliserons les données déterminées afin de concevoir plusieurs variantes structurelles d'aménagement de l'abri d'AINBARBAR.



CHAPITRE IV : ETUDE D'AMENAGEMENT



CHAPITRE IV : ETUDE D'AMENAGEMENT

IV.1. INTRODUCTION

Cette phase est très importante dans le dimensionnement des ouvrages, car elle permet de déterminer les éléments essentiels à considérer durant la conception et toute la durée de vie de l'aménagement.

Après avoir analysé, évalué et comparé les différentes variantes susceptibles d'être réalisées en tenant compte de la complexité des ouvrages portuaires, l'interaction forte avec les milieux aquatiques et du contexte local de la région d'Annaba dans toutes ses composantes, On choisira celle la plus convenable.

IV.2 SCHEMA D'AMENAGEMENT

Un port de pêche comprend trois zones distinctes :

- Une zone d'amarrage et d'avitaillement,
- Une zone de débarquement,
- Une zone de réparation et d'entretien.

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

IV.2.1 Zone d'amarrage et d'avitaillement

A- Linéaire de quai ou d'appontement nécessaire pour l'amarrage

Afin de permettre une utilisation optimale des linéaires disponibles il est retenu un amarrage en perpendiculaire, selon les différents types d'embarcation, les linéaires d'amarrages nécessaires seraient les suivants :

- **Embarcations de pêche**

Tableau IV. 1: Embarcations de pêche

Sardiniers	10 x 5,50 = 55 ml
Petits métiers	85 x 4,00 = 340 ml
Total	395 ml

B-Linéaire nécessaire pour le débarquement des prises :

Sur la base des rations, en termes de rendement par type d'embarcation, usuellement transmis par la DTP d'Annaba, la production annuelle prévisionnelle serait la suivante :

Tableau IV. 2: Production prévisionnelle de poisson

Type d'embarcation	Nombre	Production annuelle (T/an)
Sardiniers	10	600
Petits métiers	85	300
Total	95	900

La quantité annuelle de prise à débarquer au niveau de la halle de vente est estimée à 900 tonnes, soit sur la base de 200 j/an, une prise journalière d'environ 4.5 tonne.

Afin de tenir compte des **prises de pointe**, on considère deux fois la prise journalière soit $2 \times 4.5 = 9 \text{ T/j}$.

Sur la base d'un temps maximal de débarquement de 6h (au rythme de 1.5 t/h), soit quatre embarcations accostés au même temps, les besoins sont de :

- $4 \times 5.5 = 22$, arrondi à un (01) postes de 25,0m, soit un linéaire de quai de : **25,0ml**.

c-Linéaire nécessaire pour l'avitaillement en fuel :

Il est retenu (01) un poste de **30 ml** pour les besoins d'avitaillement en fuel.

d-Linéaire nécessaire pour les grandes unités :

Il est retenu (02) deux postes de **30 ml** pour grandes unités

IV.2.1.1 Halle de vente et entrepôt frigorifique

☞ Surface nécessaire pour halle de vente et entrepôts frigorifiques :

Le tonnage annuel à débarquer est de 900 T, soit sur la base de 200 sorties/an, une moyenne de 4.5 T/jour. On dimensionne la halle de vente pour deux fois ce tonnage pour tenir compte des prises de pointe, soit de **9 T**.

- Sur la base d'un ratio de 50 kg/m^2 , nous aurions besoins de $9 / 0.05 = 180 \text{ m}^2$.
- Les installations pour le froid nécessiteraient une surface de **120 m²**.
- Au total, nous aurions besoins de **300 m²**.

IV.2.1.2 Fabrique de glace

Une réserve de **50 m²**, est faite pour la fabrique de glace.

IV.2.2 Zone de réparation et entretien

IV.2.2.1 Surface des terre-pleins pour la réparation

☞ Estimation des surfaces derrière la cale de halage⁵

Pour la mise à sec des petits-métiers, il est prévu une cale de halage,

La surface que nous retenons permet la mise à sec de 1/3 des embarcations de pêche, soit 28 embarcations dont quatre sardiniers et

Sur la base d'un encombrement de 40 m² par unité, nous aurions besoins de : 32 x 40 = **1280 m²**

IV.2.2.2 Rangement d'outillages et d'accessoires

Le calcul est basé sur les critères suivants :

- Sardiniers	: 10 m ² /	→	- Sardiniers : 10 x 10 = 100 m ²
- Petits métiers	: 06 m ² /		- Petits métiers : 85 x 06 = 510 m ²
Soit au total	: 610 m²		

IV.2.3 Zones diverses

IV.2.3.1 Alimentation en énergie

La surface prévue pour l'installation des bâtiments destinés au poste de livraison (Poste Transformateur) et un Groupe électrogène de secours est estimée à 60 m².

IV.2.3.2 Bâtiment administratif

Pour le bloc administratif, une surface estimée à **300 m²**, est à prévoir.

IV.2.3.3 Surface parking

La surface de parking est estimée sur la base de d'un véhicule pour chaque embarcation.

La surface par véhicule est estimée à 20 m², soit au total : **1 700m²**.

VI.2.3.4 Protection civile/brigade maritime et douane

En ce qui concerne les surfaces réservées pour le poste de police, la protection civile, la brigade maritime et la douane, il faut prévoir une surface d'environ **800 m²**.

IV.2.4 Récapitulatif

- linéaire de quai et d'appontement nécessaire : 480 ml
- surfaces nécessaires :

⁵Une **cale** est une pente douce, un [plan incliné](#) destiné à mettre à l'eau ou halé à sec les [bateaux](#).

Tableau IV. 3: Récapitulation des surfaces

Désignation	Surfaces (m2)
Mise à sec des embarcations	1 280
Rangement outillage et accessoires	610
Halle de vente, entrepôts frigorifiques	300
Fabrique de glace	50
Bâtiments administratifs	300
Protection civile/brigade maritime et douane	800
Parking	1 700
Total =	5 040

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

IV.3. RECOMMANDATIONS DE CONCEPTION

Certaines recommandations générales de conception sont nécessaires à énumérer et à mettre aux claires avant d'entamer l'esquisse des variantes à proposer ; et afin de se donner des valeurs de référence adéquates et propres au projet en vue de réalisation on s'est appuyé sur certains manuels.

IV.3.1. Embouchure

L'embouchure doit être réalisée en tenant compte des plans de houle pour éviter sa propagation à l'intérieur du bassin ainsi que les dimensions des embarcations.

La largeur de l'embouchure est déterminée selon la recommandation du ROM 3.1-99. Elle doit être supérieure ou égale à la longueur totale (L_e) du navire de projet. $L_e \geq 9m$

IV.3.2. Zone d'évitage

Selon les recommandations du PIANC, dans la phase de conception, le diamètre nominal de la zone d'évitage devrait être $> L_e$.

IV.3.4. Surface du plan d'eau

La valeur minimale de la surface de plan d'eau peut être estimée à travers la formule que préconise le PIANC : $S_a = 3.2 * N * M * E$

Avec :

- S_a : Surface du plan d'eau
- N : Nombre d'embarcations ;
- M : Largeur du bateau moyen ;
- E : Longueur du bateau moyen.

Tableau IV. 4: surface des plans d'eau

Désignations	N	M	E	Sa
Sardiniers	105	13	4	17472
Métiers	105	7.5	2.5	6300

$$S_a = 17472 + 6300 = 23772 \text{ m}^2$$

IV.4. DESCRIPTION DES VARIANTES D'AMENAGEMENT

IV.4.1. Variante 1

a. Ouvrages de protection

-Une jetée principale de longueur totale **425ml** composée de deux tronçons. Le 1er tronçon est orienté Nord-Nord-Est de 180 m de long, un deuxième tronçon en prolongement du premier de 240 m de long orienté vers le Sud Est.

- Une jetée secondaire de **95 ml**

b. Ouvrages d'accostage

- un linéaire d'accostage (Quai +Appontement) de **560ml**,
- Une cale de halage pour la mise à sec des petits métiers de **40 x 12.5m**.
- un terre- plein ayant une superficie totale **20 000m²**
- La surface totale du plan d'eau est d'environ **30 000m²**

c. Le nombre total d'embarcation pouvant y accoster est de (105 embarcations):

a. Embarcation de pêche :

- Sardiniers : 12 Unités
- Petits métiers : 93 Unités

- La passe d'entrée est orientée vers le Sud-Est.
- Route d'accès au port de **250ml**.

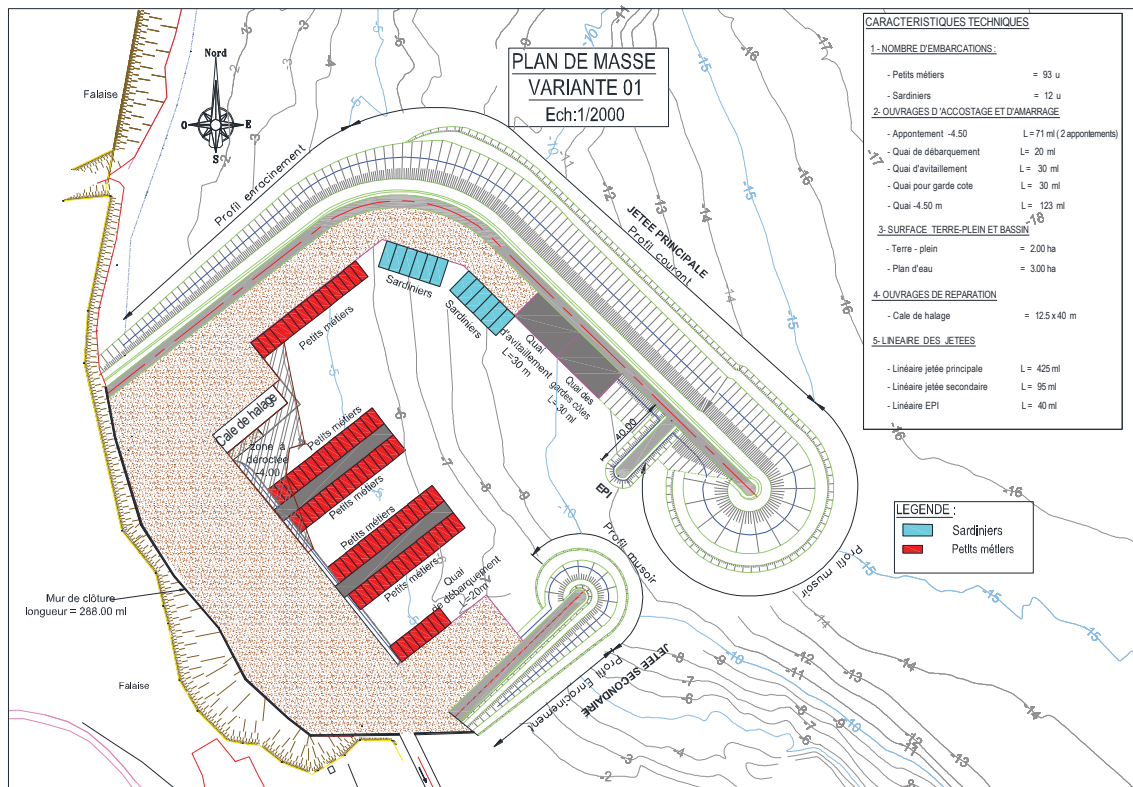


Figure IV. 1: Plan de masse de la variante 1

IV.4.2. Variante 2

La variante d'aménagement N° 2 comprend :

a. Ouvrages de protection

- Une jetée principale de longueur totale **545ml** composée de deux tronçons. Le 1er tronçon est orienté Nord-Nord-Est de 305 m de long, un deuxième tronçon en prolongement du premier de 240 m de long orienté vers le Sud Est.
- Une jetée secondaire de **95 ml**
- Un épi de **40 ml**.

b. Ouvrages d'accostage

- un linéaire d'accostage (Quai +Appontement) de **602 ml**,
- Une cale de halage pour la mise à sec des petits métiers de 40 x **12.5 m**.
- Un terre-plein ayant une superficie totale **23 000 m²**
- La surface totale du plan d'eau est d'environ **30 500m²**
- Le nombre total d'embarcation pouvant y accoster est de (107 embarcations) :
 - Embarcation de pêche
 - Sardiniers : 18 Unités
 - petits métiers : 89 Unités
- La passe d'entrée est orientée vers le Sud-Est
- Route d'accès au port de **250ml** .

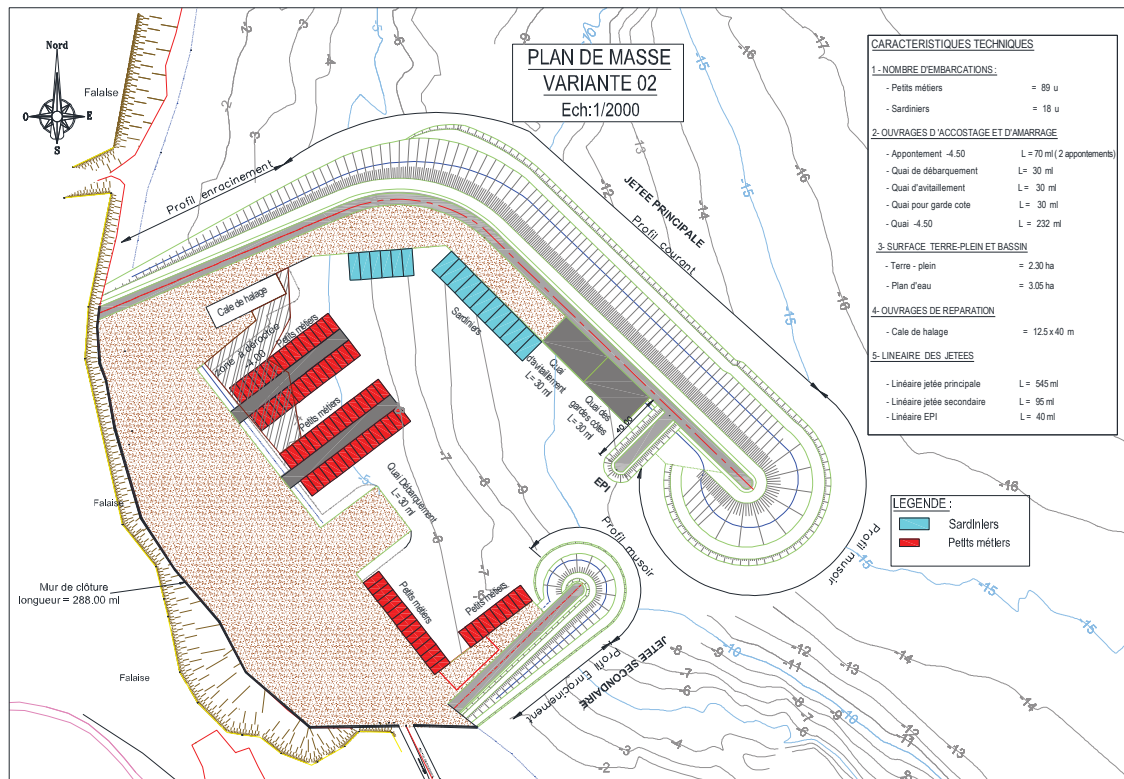


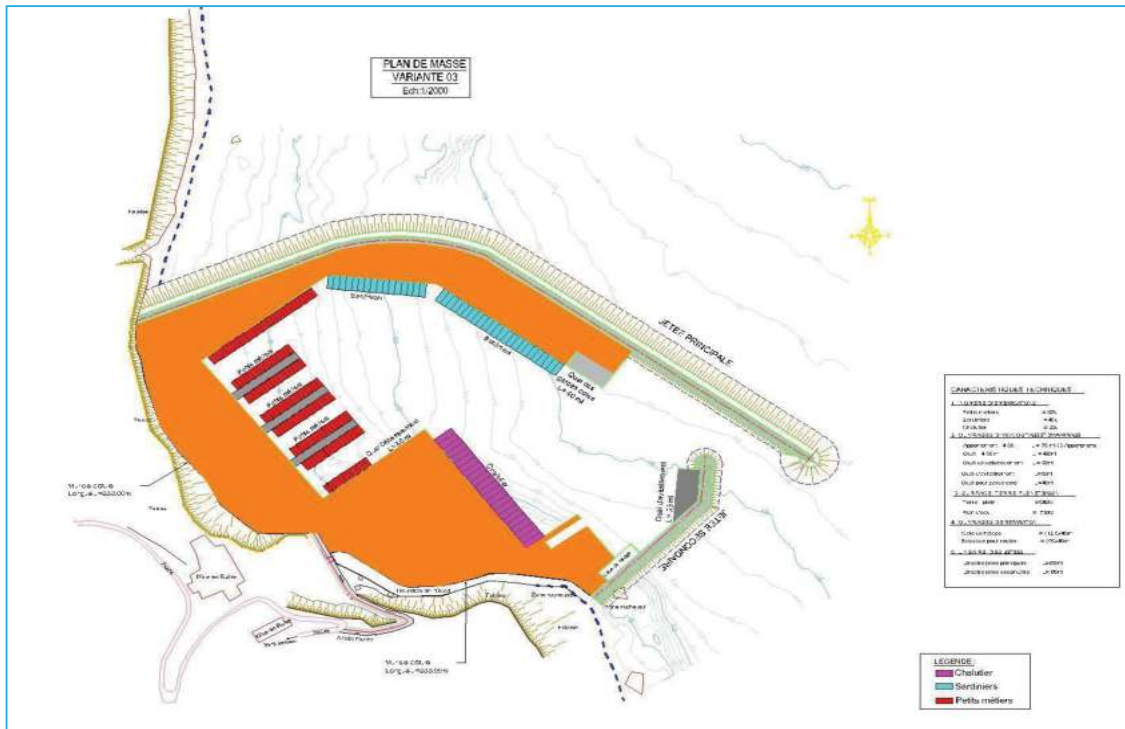
Figure IV. 2: Plan de masse de la variante N°02

IV.4.3. Variante 3

Une troisième variante (variante 3 figure 3) a été proposée pour une flottille plus importante (200 embarcation). avec un coût de réalisation de **13 600 000 000 DA-TTC**.

Figure IV. 3: Plan de masse de la variante 3

IV.5. DONNEES DE HOULE



IV.5.1. DONNEES DE REFRACTION

L'étude de la réfraction de la houle a pour objet l'exploitation des caractéristiques de la houle au large pour définir les caractéristiques de la houle à la côte. Les données de la houle à la côte serviront de données d'entrée au calcul du transit sédimentaire et/ou pour le dimensionnement des ouvrages maritimes.

Tableau IV. 5 : Les moyennes des résultats obtenus par direction à différentes profondeurs pour la houle Cinquantennale et centennale.

Direction en degré	Période de retour	Hs au large (m)	-20 m		-15 m		-13 m		-10 m		-5 m	
			Hs (m)	Kr	Hs (m)	Kr	Hs (m)	Kr	Hs	Kr	Hs (m)	Kr
N 360°	50 ans	9.06	7.84	0.86	7.4	0.82	7.09	0.78	6.38	0.7	4.41	0.48
N 45°	50 ans	6.35	6.1	0.96	6.1	0.96	6	0.94	5.65	0.89	4.07	0.64
N 90°	50 ans	5.95	4.6	0.77	4.6	0.77	4.6	0.77	4.6	0.77	3.75	0.63
N 345°	50 ans	10.71	7.65	0.71	7.3	0.68	7.03	0.65	6.39	0.6	4.52	0.42
N 360°	100 ans	9.65	8.34	0.86	7.72	0.8	7.34	0.76	6.56	0.68	4.5	0.46
N 45°	100 ans	6.83	6.61	0.96	6.57	0.96	6.42	0.94	5.96	0.87	4.22	0.61
N 90°	100 ans	6.4	5	0.78	5	0.78	5	0.78	4.92	0.77	3.87	0.6
N 345°	100 ans	11.56	8.24	0.71	7.7	0.66	7.35	0.63	6.62	0.57	4.63	0.4

Commentaire

- Pour les houles Cinquantennales et Centennales, celle de secteur N 45° présente le plus fort coefficient de réfraction. Elle atteint le site frontalement. Les houles de directions N 360° et N 90 présentent presque les mêmes coefficients de réfraction, sauf à -5 m où on note une légère différence. La houle de direction N 345° est la plus réfractée, car probablement elle subit l'effet des caps situés à l'Ouest. En termes d'amplitudes, la houle de secteur N 345° présente les plus fortes amplitudes. En terme d'énergie, les houles de direction N 45° sont les plus énergétiques.

Il en ressort de cette analyse que la houle de secteur N45° est défavorable pour les ouvrages futurs voir tableau n°5.

Houle du Projet

La houle du projet utilisé pour le dimensionnement de la digue (jetée principale à -15m) est de l'ordre de **6.90 m**. Les résultats de la houle au pied de l'ouvrage de protection sont indiqués dans le tableau suivant : **Voir Annexe B : Amplitude de la houle du Projet au pied de l'ouvrage.**

Tableau IV. 6: Houle de Projet

Désignation	Houle de projet H (m)		
	Profil enracinement	Profil courant	musoir
Jetée principale	4.80	6.90	6.90
Jetée secondaire	3.40	4.80	4.80

IV.5.2. DONNEES D'AGITATION

L'étude d'agitation est faite dans le but de connaître l'agitation à l'intérieur du bassin. Elle est réalisée à l'aide du modèle numérique DIFFRA. Celui-ci, suppose que la houle est régulière c'est à dire provenant d'une seule direction les phénomènes sont linéaires (houle de Stokes du 1^{er} ordre)

Le coefficient d'agitation K_a représente le rapport de la hauteur de la houle, au point considéré, et la hauteur au niveau de la passe d'entrée.

Après examen des résultats de la simulation numérique de l'agitation de la houle relatifs aux variantes 1 ;2 et 3, on peut conclure ce qui suit :

Commentaire

- ⇒ En général, les valeurs des coefficients d'agitation obtenus au niveau des quais et à l'intérieur du bassin sont acceptables.

Une analyse comparative des résultats du tableau précédent montre que :

- Les coefficients les plus forts sont obtenus au niveau de la passe d'entrée (max 0.6) pour les variantes 1 et 2.

- pour les variantes 1 et 2, les coefficients d'agitation au milieu du bassin sont à peu près similaires.

IV.6. ESTIMATION BUDGETAIRE

Sur la base des estimations unitaires par mètre linéaire établis par le Laboratoire d'Etudes Maritimes, l'estimation des variantes Est (Voir détails en Annexe C) :

- Variante n°1 : 4 588 423 000 DA-TTC ,
- Variante n°2 : 4 965 235 000 DA-TTC.
- Variante n° 3 :13 600 000 000 DA-TTC.

IV.7. ANALYSE MULTICRITERE

Après l'analyse des données, la conception de cet abri de pêche et la proposition de deux variantes de projet, on se doit de choisir l'une d'entre elle en s'appuyant sur les paramètres suivants :

- Une configuration optimale de l'accessibilité par mer et par terre ;
- Des conditions optimales pour l'amarrage ;
- L'assurance de tous les services nécessaires au bon fonctionnement de la structure pendant tous les mois de l'année (été et hiver) ;
- L'aspect économique.

IV.7.1. Comparaison des variantes et recommandations

A la lumière des résultats précédents, une étude comparative des variantes a été établie sur la base des critères suivants :

- Embarcation totale;
- La surface du plan d'eau ;
- Le coût de construction ;
- La surface des terre-pleins.
- L'agitation,

Les notations F, P, D sont attribuées à chacun des critères cités ci-dessus. Ces notations correspondent aux qualifications suivantes :

- F : cas favorable ; F=10,
- P : cas peu favorable ; P=7,
- D : cas défavorable ; D=2.

Figure IV. 4: Résultats de l'Agitation dans le bassin de chaque variante

LOCALISATION	V1	V2	V3
Passe d'entrée	0.60	0.60	-
Milieu du bassin	0.25 – 0.45	0.20-0.45	-
Le long des quais	0.25 – 0.40	0.10-0.40	-

Tableau IV. 7: Choix de la variante

Critères	Variante 1		Variante 2		Variante 3	
Embarcation totale	105	D	107	P	200	F
Linéaire d'accostage	560ml	P	602ml	F	620ml	F
Surface des terres-pleins	20 000 m ²	P	23 000 m ²	F	23 000 m ²	F
Surface en plan d'eau	30 000 m ²	P	30 500 m ²	F	30 500 m ²	F
Coût de construction	4 588 413 000 DA-TTC	F	4 965 235 000 DA-TTC	P	13 600 000 000 DA-TTC	D
Agitation	Acceptable		Acceptable		Acceptable	
Notation globale	3P+F+D=33/60		3F+2P=44/60		4F+D=42/60	

IV.8. CONCLUSION

Une réflexion finale portant sur la flottille ; linéaire d'accostage ; surface des terres pleins ; surface en plan d'eau, coût de construction et l'agitation ; nous conduit à un résultat concret ; choix de la variante optimale et consensuelle ; qui a été porté sur la variante 02. Cette dernière sera dimensionnée et étudiée dans les chapitres suivants.



CHAPITRE V :
PREDIMENTIONNEMENT DE
L'OUVRAGE DE PROTECTION

CHAPITRE V : PREDIMENTIONNEMENT DE L'OUVRAGE DE PROTECTION

V.1. INTRODUCTION

Les ouvrages de protection contre la houle sont les ouvrages qui permettent de protéger un port ou une partie d'un port (plan d'eau, terre-plein) contre les actions de la houle (attaque directe, franchissements, submersion, érosion...).

Le terme "**digue**" est très général et couvre toute une variété d'ouvrages maritimes et fluviaux. "**une jetée**" désigne généralement un ouvrage touchant le rivage et s'avancant en mer, présentant donc un profil mouillé de chaque côté. "**un môle**" concerne le plus souvent un ouvrage intérieur mais peut aussi désigner une jetée dans l'hypothèse où la partie arrière (côté port) de l'ouvrage est exploitée comme un quai. Le recours à ce mot souligne la fonction commerciale.

De même, le terme "**brise-lames**" se définit en référence à sa fonction qu'il suggère clairement. Toutefois nombreux sont ceux qui réservent son usage à la désignation des ouvrages détachés du rivage. Les plus nombreux sont ceux

utilisés en technique de défense de côté où leur implantation est sensiblement parallèle au rivage.

Enfin, On peut également mentionner "**le tenon**", structure de taille modeste par rapport aux ouvrages environnants, apparaissant souvent comme une branche d'un ouvrage principal ou dans son prolongement, suivant la nature de la fonction lui étant assignée. Tous ces ouvrages peuvent présenter des constitutions très variées.

V.2. LES DIGUES DE PROTECTION

V.2.1-Typologies des digues

Il est d'usage d'adopter pour les ouvrages (classification française) la classification suivante

- Les digues verticales
- Les digues à talus
- Les digues mixtes
- Les digues flottantes

V.2.2- Les critères de choix de la typologie

➤ Les digues verticales

Les ouvrages verticaux sont des ouvrages rentables par profondeur importante mais restent coûteux, difficiles à réparer, très réfléchissants et nécessitant des technologies sophistiquées.

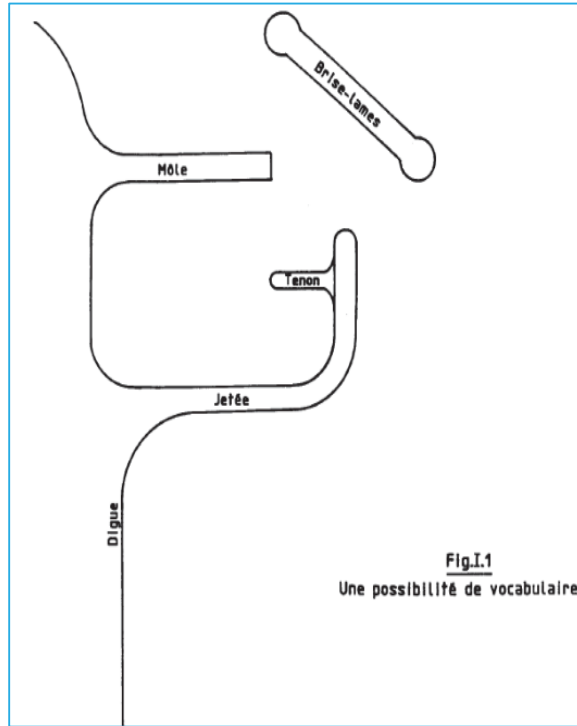


Figure V. 1: une possibilité de vocabulaire

Ils sont employés seulement dans le cas de conditions géotechniques très difficiles

➤ **Les digues à talus**

Les digues à talus présentent l'avantage de pouvoir être construites sur une faible hauteur, d'utiliser, en général de matériaux très peu sophistiqués, d'avoir une structure souple permettant d'absorber les mouvements du sol et d'être facilement réparables. Mais les digues à talus sont lourdes et conviennent mal aux sols peu résistants (vase par exemple)

➤ **Les digues mixtes**

Ce genre d'ouvrage est en général implanté dans les mers à grand marnage et sur des sols qui ne supporteraient pas le poids d'une digue à talus complète. Ce type d'ouvrage est difficile à calculer, difficile à réparer, mais est employé en raison de son prix de revient économique. Il fonctionne à marée basse comme une digue à talus normale et à marée haute en partie comme une digue verticale

➤ **Les digues flottantes :**

- Des petites digues, pour la protection des ports de plaisance,
- Des digues flottantes de grandes dimensions, extrêmement chères, envisagées dans des conditions de grandes profondeurs, des conditions géotechniques difficiles.

Tableau V. 1: Choix de type de digue pour le projet

Désignation	A talus	Verticale	Mixtes	flottantes
La disponibilité de moyens de construction	+	-	-	-
La disponibilité locale de matériaux de carrière	+	+	-	-
Les critères d'occupation d'espace	-	+	-	-
Des critères hydrauliques	+	-	-	-
Les conditions de profondeur	+	-	-	-
La limite inférieure	+	-	-	-
les préférences du maître d'ouvrage	+	-	-	-

Dans le cadre de notre projet, il a été opté pour des digues à talus

V.3. CHOIX DU BLOC DE LA CARAPACE ET DES SOUS-COUCHES

Cette étape est primordiale dans le dimensionnement des digues.

Le choix du bloc de la carapace est conditionné par :

Les conditions de houles dans le site : en effet,

- Pour des hauteurs de houles importantes, la stabilisation de la carapace sera obtenue en employant des blocs de carapace de poids très important (tel que : les BCR, les TERAPODES et les ACCROPODE II) pour résister aux houles importantes.
- Pour des hauteurs de moindre importance, on emploiera des blocs de poids moins important (Tétrapode de moyenne taille, enrochement, etc.).

La disponibilité des matériaux au voisinage du site : en effet, l'emploi d'une catégorie de blocs répondant aux conditions de houle (la 1ère condition) mais leur fourniture coûte très chers ne sont pas intéressants du point de vue économique, on s'intéressera donc à des types de blocs répondants à la fois à la houle et aux conditions de sites et qui soient économiques.

L'expérience dans des ports voisins de conditions similaires (houle, bathymétrie, ...).

V.4. DIMENSIONNEMENT DE LA JETÉE PRINCIPALE

V.4.1. Carapace

V.4.1.1. Calcul du poids des blocs de la carapace

La carapace est la partie de l'ouvrage qui reçoit directement l'attaque de la houle. Le poids des blocs constituant la carapace est donné par la formule d'HUDSON :

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

Avec :

K_D : coefficient de stabilité adimensionnel dit d'HUDSON (voir Tableau C.1 en Annexe C),

γ_s : Masse volumique des blocs utilisés (BCR),

γ_0 : Masse volumique de l'eau de mer,

H_b : Houle de projet,

α : Angle du talus.

À partir des résultats obtenus, on procède au choix des poids de BCR pour les différents profils en tenant compte des recommandations du CERC (Coastal Engineering Research Center)

Tableau V. 2 : Poids des blocs de carapace de la jetée principale

Profil	Hs (m)	W (t)	Poids choisi	Catégorie
Enracinement	3.5	5.60	3-6t	Enrochement
Courant	6.62	27.61	30t	BCR
Musoir	6.62	37.17	40t	BCR

V.4.1.2. Épaisseur de la carapace

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

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

Avec :

n : Nombre de couches (voir Tableau C.1 en Annexe C) ;

W : Poids unitaire des blocs de carapace ;

γ_s : Masse volumique des blocs (BCR) ;

$K\Delta$: Coefficient de forme des blocs (voir Tableau C.2 en Annexe C).

Tableau V. 3: Épaisseurs de la carapace de la jetée principale

Profil	W (t)	E (m)
Enracinement	5.60	2.80
Courant	30	4.80
Musoir	40	5.20

V.4.1.3. Nombre de blocs

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

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

Avec :

N_s : Nombre de blocs par mètre carré ;

$n=2$: Nombre de couches (voir Tableau C.1 en Annexe C) ;

W : Poids unitaire des blocs de carapace ;

γ_s : Masse volumique des blocs (BCR) ;

K_{Δ} : Coefficient de forme des blocs (voir Tableau C.2 en Annexe C) ;

$\rho=44\%$: Porosité moyenne (voir Tableau C.2 en Annexe C).

Tableau V. 4: Nombre de blocs de carapace de la jetée principale

Profil	W (t)	Ns/m ²	Ns/100m ²	Nature
Enracinement	5.60	-	-	Enrochement
Courant	30	0.301	30	BCR
Musoir	40	0.175	17	BCR

V.4.2. Berme

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

V.4.2.1. Hauteur de berme

La hauteur de berme est déterminée par la côte d'arase de la carapace et est égale à la somme de la hauteur d'ascension des houles sur la digue et de la plus haute mer de vives eaux exceptionnelles (P.M.V.E.E). Pour la déterminer, on utilise le calcul du Run-Up qui est une méthode basée sur des abaques extraits du manuel du C.E.R.C.

La hauteur de berme (côte d'arase) est donnée par la formule suivante :

$$Z = Rc \times r + NM \text{ Avec :}$$

- Rc: Hauteur du Run-Up ;
- R : Coefficient de rugosité du matériau (BCR)(voir Tableau C.3 en Annexe C) ;
- NM : Niveau maximum de la marée.

Afin de déterminer la hauteur du Run-Up, on procède aux calculs suivants :

a. Calcul de la raideur des vagues incidentes

La raideur des vagues incidentes donnée par la formule suivante :

$$Cst = \frac{H_b}{g \times T^2}$$

Avec :

H_b : Houle de projet ;

T : Période de la houle ;

$G=9.81\text{m/s}^2$: Accélération de la pesanteur ;

b. Détermination de la hauteur du Run-Up

À l'aide de l'Abaque I du CERC figurant dans l'Annexe C, on détermine la hauteur de la houle non réfractée en eau profonde H_0' et ce, en utilisant les valeurs de la raideur des vagues incidentes et la pente des fonds. L'Abaque nous donne la valeur du quotient $\frac{H_b}{H_0'}$ qui nous permet de déduire H_0'

Dans notre cas, la pente des fonds est raide, ce qui correspond à $m=10\%$.

La hauteur du Run-Up est déterminée à partir d'un second abaque dont le choix est tributaire de la valeur du quotient $\frac{ds}{H_0'}$ Avec :

- d_s : Hauteur d'eau au pied de l'ouvrage.

Tableau V. 5: Choix de l'abaque à utiliser pour la détermination de la hauteur du Run-Up

Abaque	II	III	VI	V	VI
$\frac{ds}{H_0'}$	0.00	0.45	0.80	2.00	>3.00

L'abaque choisi nous permet de déterminer la hauteur du Run-Up à partir du quotient $\frac{R}{H_0'}$ obtenu en utilisant la valeur de $\frac{H_0'}{g \times T^2}$

La hauteur du Run-Up déterminée R doit être par la suite corrigée par la manière suivante :

$$R_c = R \times K$$

Avec : $K = 1.215$: Coefficient de correction obtenu par l'Abaque VII de l'Annexe C en utilisant

$$R_u = R_c \times r \times \gamma_b$$

$r=0.5$: Coefficient de rugosité.

γ_b : Coefficient de correction qui prend en compte de l'influence de talus à berme sur le Run-up et sur le franchissement de la houle issu de la méthode dite de TAW (2002a),

avec $\gamma_b = 1 - 0.0033|\beta|$ pour $0^\circ \leq \beta \leq 80^\circ$ avec $\beta = \alpha$; $\alpha = \frac{3}{2} = 56.31^\circ$

$\gamma_b = 1 - 0.0033 \times 56.31 = 1 - 0.186 = 0.81 \approx 0.8$

L'Abaque VII de l'Annexe C en utilisant $\tan \alpha$; $\alpha = \frac{3}{2}$ Pente de la carapace.

Tableau V. 6: Hauteurs de berme de la jetée principale

Profil	Hb (m)	T (s)	Cst	$\frac{Hb}{H0'}$	H0' (m)	ds (m)	$\frac{ds}{H0'}$	$\frac{H0'}{g \times T^2}$	Ru (m)	Z (m)
Enracinement	3.5	10.0	0.0039	1.32	2.88	6.00	2.08	0.0029	3.40	5.10
Courant	6.62	10.0	0.0067	1.12	5.91	13.00	2.20	0.0060	6.53	9.00
Musoir	6.62	10.0	0.0067	1.12	5.91	15.00	2.70	0.0060	7.26	10.00

V.4.2.2. Largeur de berme

La largeur de berme est donnée par la formule suivante : $B = 4 \times D^{carapace}_{n50}$

Avec :

$$Dn50^{carapace} = \left(\frac{W_{carapace}}{\gamma_s} \right)^{\frac{1}{3}} : \text{Diamètre médian de la carapace ;}$$

$W_{carapace}$: Poids des blocs de la carapace ;

$\gamma = 2.4 \text{ t/m}^3$: Masse volumique des blocs (BCR).

Profil	W carapace (t)	Dn50 carapace (m)	B (m)
Enracinement	5.60	1.32	5.28
Courant	30	2.32	9.28
Musoir	40	2.55	10.29

Tableau V. 7: Largeurs de berme de la jetée principale

V.4.3. Filtre

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

V.4.3.1. Poids du filtre

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

$$0.7 \times W1 < W'_i < 1.3 \times W1$$

Avec : W_1 : poids de filtre support $W_1 = \frac{w \text{ carapace}}{10}$

W_2 : poids de filtre de transition $W_2 = \frac{w \text{ carapace}}{200}$

W_i' : le poids corrigé de chaque filtre

Tableau V. 8: Poids du filtre de la jetée principale

Profil	W carapace (t)	W ₁ (t)	W ₁ '(t)	W ₂ (t)	W ₂ '(t)
Enracinement	5.60	0.56	0.392-0.728	0.028	0.0196-0.0364
Courant	30	3	2.1-3.9	0.15	0.075-0.225
Musoir	40	4	2.8-5.2	0.20	0.1-0.3

V.4.3.2. Diamètre médian du filtre

Le diamètre médian du filtre est donné par formule suivante :

$$D_{n50}^{filtre} = \left(\frac{W_{filtre}}{\gamma_s} \right)^{\frac{1}{3}}$$

Avec :

$\gamma_s = 2.6t/m^3$: Masse volumique du filtre (enrochements naturels).

Tableau V. 9: Diamètre médian des matériaux du filtre de la jetée principale

Profil	W ₁ (t)	Dn50 (m)	W ₂ (t)	Dn50 (m)
Enracinement	0.56	0.599	0.028	0.220
Courant	3	1.048	0.15	0.386
Musoir	4	1.154	0.20	0.425

V.4.3.3. Épaisseur du filtre

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

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

Avec :

n : Nombre de couches (voir Tableau C.1 en Annexe C) ;

$K\Delta$: Poids unitaire du filtre (enrochements naturels) ;

γ_s : Masse volumique du filtre (enrochements naturels) ;

$K\Delta$: coefficient de forme des blocs (voir Tableau C.2 en Annexe C).

Tableau V. 10: Épaisseurs du filtre de la jetée principale

Profils	E (m)	
	W ₁	W ₂
Enracinements	2.1	/
Courant	2.8	2.1
Musoir	2.8	2.1

V.4.4. Noyau

Le noyau est composé d'enrochements non classés, tout-venant de carrière (1/500Kg ou 1/1000Kg) de granulométrie étendue. Sa géométrie est dictée par :

- La houle résiduelle en période de travaux ;
- La méthode de construction (tirant d'eau des barges ou accès des véhicules de travaux pour déversement des matériaux).

V.4.4.1. Poids du noyau

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

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

Tableau V. 11: Poids du noyau de la jetée principale

Profil	W carapace (t)	W carapace/4000 (kg)	Choix de noyau (Kg)
Enracinement	5.60	1.4	0-500
Courant	30t	7.5	0-500
Musoir	40t	10	0-500

V.4.5. Butée de pied

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

Pour les ouvrages dont la profondeur d'eau est relativement faible, comme c'est le cas pour notre projet, on opte pour des matériaux proches de ceux de la carapace.

V.4.5.1. Poids de la butée de pied

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

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

Avec :

γ_s : =2.4 t/m³ Masse volumique des blocs utilisés (enrochements naturels) ;

γ_0 =1.026 t/m³: Masse volumique de l'eau de mer ;

α : Angle du talus (cot α =1.5) ;

K_D =6.8 : Coefficient de stabilité adimensionnel dit d'HUDSON (voir Tableau C.1 en Annexe C) ;

H_b : Houle de projet ;

d_s : Profondeur au pied de l'ouvrage ($1.2 H_b < d_s < 1.3 H_b$).

Tableau V. 12: Poids de la butée de pieds de la jetée principale

Profil	d_s (m)	H_b (m)	$W_{\text{butée}}$ (t)	Choix de $W_{\text{butée}}$ (t)
Enracinement	6	3.60	-	-
Courant	13	6.62	1.77	3-6

Musoir	15	6.62	1.80	3-6
---------------	----	------	------	-----

V.4.5.2. Épaisseur de la butée de pied

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

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

Avec :

$\eta = 2$: nombre de couches (voir Tableau C.1 en Annexe C) ;

$W_{butée}$: Poids unitaire du filtre (enrochements naturels) ;

$\gamma_s = 2.4 \text{ t/m}^3$: Masse volumique du filtre (enrochements naturels) ;

$K_{\Delta} = 1.1$: coefficient de forme des blocs (voir Tableau C.2 en Annexe C).

Tableau V. 13: Épaisseur de la butée de pied de la jetée principale

Profils	$W_{butée}$ (t)	E (m)	Largeur
Enracinement	3-6	-	-
Courant	3-6	4.14	4.50
Musoir	3-6	2.80	4.50

V.4.6 Dimensionnement du Talus intérieur (ouvrage peu franchi)

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

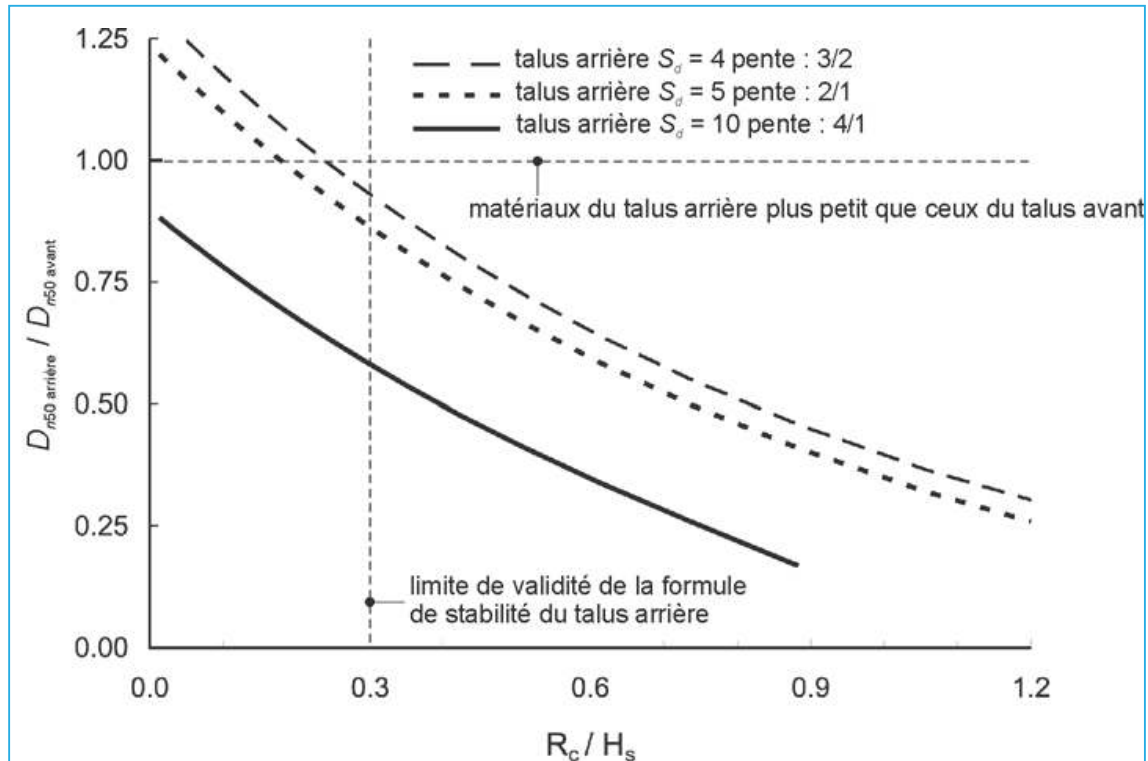


Figure V. 2: Abaque de Calcul de Dn50 du talus arriere de la digue à talus

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

- Rc/Hs = 0.70 Dn50.arriere/Dn50.avant= 0.60
- Rc/Hs = 0.95 Dn50.arriere/Dn50.avant= 0.37

V.4.6.1 Calcul de (Dn50arriere) :

Sachant que :

$$D_{n50arriere}^{filtre} = \left(\frac{W'_{filtre}}{\gamma_s} \right)^{\frac{1}{3}} \text{ qui implique : } W'_{filtre} = \gamma_s \times (D_{n50arriere}^{filtre})^3$$

Tableau V. 14: poids des enrochements de talus intérieur de la jetée principale

Profil	W (t) Talus avant	Dn50avant (m)	Rc	Hs	Rc/Hs	Dn50arriere (m)	W' (t) Talus arriere
Enracinement	4	1.154	3.40	4.8	0.70	0.692	0.861
Courant	30	2.32	6.53	6.90	0.95	0.858	1.642

V.4.6.2 Résultats :

Tableau V. 15: Poids des enrochements du talus intérieur de la jetée

Profil	W' (t) Talus arrière	Catégorie d'Enrochement
Enracinement	0.861	1-2 t
Courant	1.642	1-3 t

V.4.6.3 Conclusion :

Le dimensionnement de talus intérieur de la jetée principale montre la nécessité de protéger le talus intérieur de la digue par une couche filtre d'enrochements afin d'éviter l'érosion de noyau de la digue et assurer sa stabilité globale.

Vu l'existence d'un quai accostable du côté intérieur au niveau de la jetée, la protection de talus intérieur sera prévu uniquement au niveau du tronçon exposé et non accostable (profil au droit de musoir).

V.4.6. Vérification des lois de TERZAGHI

Le noyau, sur lesquelles doivent reposer les enrochements de protection (carapace), a souvent une granulométrie plus fine, ce qui crée un risque de détérioration de l'ouvrage par départ de particules à travers les vides du corps d'enrochement.

Les lois de TERZAGHI nous permettent de vérifier le non-entraînement des particules de la couche de transition (filtre) et du noyau. Ces lois sont :

$$\frac{D_{15}^{filtre}}{D_{85}^{noyau}} \leq 54 \leq \frac{D_{15}^{filtre}}{D_{15}^{noyau}} \leq 5 \frac{D_{50}^{filtre}}{D_{50}^{noyau}} \leq 25$$

Avec :

$D_n^K = \eta \times (\varphi_s - \varphi_i) + \varphi_i$: Diamètre du matériau de la couche K;

η : Pourcentage en poids des matériaux de diamètre inférieur à D ;

$\varphi_s = 2 \times (3 \times (\frac{W_s}{4\pi\gamma_s})^{\frac{1}{3}})$: Diamètre supérieur de la couche K ;

W_s : Limite supérieure du poids de l'enrochement constituant la couche K ;

$\varphi_i = 2 \times (3 \times (\frac{W_i}{4\pi\gamma_s})^{\frac{1}{3}})$: Diamètre inférieur de la couche K ;

W_i : Limite inférieure du poids de l'enrochement constituant la couche K ;

$\gamma_s = 2.4 \text{ t/m}^3$: Masse volumique des blocs utilisés (enrochements naturels).

Tableau V. 16: Paramètres de vérification des lois de TERZAGHI (jetée principale)

Profil	Couche	Wi	Ws	φ_i	φ_s	D_{15}	D_{50}	D_{85}
Enracinement	Noyau	0.00	0.50	0.00	0.716	0.107	0.358	0.609
	Filtre	1.00	3.00	0.902	1.302	0.962	1.102	1.242
Courant	Noyau	0.00	0.50	0.00	0.716	0.107	0.358	0.609
	Filtre	1.00	3.00	0.902	1.302	0.962	1.102	1.242
Musoir	Noyau	0.00	500	0.00	0.716	0.107	0.358	0.609
	Filtre	1.00	3.00	0.902	1.302	0.962	1.102	1.242

Tableau V. 17: Vérification des lois de TERZAGHI (jetée principale)

Profil	$\frac{D_{15}^{filtre}}{D_{85}^{noyau}} \leq 5$	$4 \leq \frac{D_{15}^{filtre}}{D_{15}^{noyau}} \leq 20$	$\frac{D_{50}^{filtre}}{D_{50}^{noyau}} \leq 25$
Enracinement	1.58	8.957	3.077
Courant	1.58	8.957	3.077
Musoir	1.58	8.957	3.077
Vérification	OK	OK	OK

V.5. DIMENSIONNEMENT DE LA JETÉE SECONDAIRE

La démarche et les formules utilisées pour le dimensionnement de la jetée principale ont également été utilisées pour celui de la jetée secondaire.

V.5.1. Carapace

V.5.1.1. Poids de la carapace

Tableau V. 18: Poids des blocs de carapace de la jetée secondaire

Profil	H _b (m)	W(t)	Poids des enrochements choisis (t)
Enracinement et Courant	3.40	4.72	3-6
Musoir	3.40	5.90	3-6

V.5.1.2. Épaisseur de la carapace

Tableau V. 19: Épaisseurs de la carapace de la jetée secondaire

Profil	W (t)	E (m)
Enracinement et courant	4.72	2.80
Musoir	5.90	2.80

V.5.2. Berme

V.5.2.1. Hauteur de berme

Tableau V. 20: Hauteurs de berme de la jetée secondaire

Profil	W _{carapace} (t)	D _{n50} ^{carapace} (m)	B (m)
Enracinement et courant	4.72	1.25	5
Musoir	5.90	1.35	5.4

V.5.3. Filtre

V.5.3.1. Poids du filtre

Tableau V. 21: Poids du filtre de la jetée secondaire

Profil	W carapace (t)	W ₁ (t)	W filtre (t)
Enracinement et courant	4.72	0.45	0.32-0.58
Musoir	5.90	0.45	0.32-0.58

V.5.3.2. Diamètre médian du filtre

Tableau V. 22: Diamètre médian des matériaux du filtre de la jetée secondaire

Profil	W _{filtre} (t)	D _{n50} ^{filtre} (m)
Enracinement et courant	0.32-0.58	0.57
Musoir	0.32-0.58	0.57

V.5.3.3. Épaisseur du filtre

Tableau V. 23: Épaisseurs du filtre de la jetée secondaire

Profil	$W_{\text{filtre}} (t)$	E (m)
Enracinement et courant	0.32-0.58	2.10
Musoir	0.32-0.58	2.10

V.5.4. Noyau

V.5.4.1. Poids du noyau

Tableau V. 24: Poids du noyau de la jetée secondaire

Profil	$W_{\text{carapace}} (t)$	$\frac{W_{\text{carapace}} (t)}{4000}$	Choix du $W_{\text{noyau}} (kg)$
Enracinement et courant	4.72	0.001	0-500
Musoir	5.90	0.001	0-500

V.5.6. Vérification des lois de TERZAGHI

Tableau V. 25: Paramètres de vérification des lois de TERZAGHI (jetée secondaire)

Profil	Couche	W_i	W_s	φ_i	φ_s	D_{15}	D_{50}	D_{85}
Enracinement et courant	Noyau	0.00	0.50	0.00	0.716	0.107	0.358	0.609
	Filtre	1.00	3.00	.902	1.302	0.962	1.102	1.242
Musoir	Noyau	0.00	0.50	0.00	0.716	0.107	0.358	0.609
	Filtre	1.00	3.00	0.902	1.302	0.962	1.102	1.242

Tableau V. 26: Vérification des lois de TERZAGHI (jetée secondaire)

Profil	$\frac{D_{15}^{\text{filtre}}}{D_{85}^{\text{noyau}}} \leq 5$	$4 \leq \frac{D_{15}^{\text{filtre}}}{D_{15}^{\text{noyau}}} \leq 20$	$\frac{D_{50}^{\text{filtre}}}{D_{50}^{\text{noyau}}} \leq 25$
Enracinement et courant	1.58	8.957	3.077
Musoir	1.58	8.957	3.077
Vérification	OK	OK	OK

V.6. Tableau récapitulatif

Tableau V. 27: Caractéristiques finales de la jetée principale

Caractéristiques		Enracinement	Courant	Musoir
Carapace	Nature	Enrochement	BCR	BCR
	Poids (t)	3-6T	30t	40t
	Epaisseur (m)	2.80	4.80	5.20
Filtre	Nature	Enrochement naturel	Enrochement naturel	Enrochement naturel
	Poids (t)	1-3T	3-6T	3-6T
	Epaisseur(m)	2.10	2.10	2.10
Noyau	Nature	TVC	TVC	TVC
	Poids (t)	0-500	0-500	0-500
Butée de pied	Nature	Enrochement naturel	Enrochement naturel	Enrochement naturel
	Poids (t)	-	3-6T	3-6T
	Epaisseur (m)	-	4.14	2.80
	Largeur (m)	-	4.50	4.50
Couronnement	Longueur (m)	12.00	12.00	12.00
	Largeur (m)	7.50	8.50	9.00

Tableau V. 28: Caractéristiques finales de la jetée secondaire

Caractéristiques		Enracinement	Courant	Musoir
Carapace	Nature	Enrochement	Enrochement	Enrochement
	Poids (t)	3-6t	3-6t	3-6t
	Epaisseur (m)	2.80	2.80	2.80
Filtre	Nature	Enrochement naturel	Enrochement naturel	Enrochement naturel
	Poids (t)	1-3t	1-3t	1-3t
	Epaisseur(m)	2.10	2.10	2.10
Noyau	Nature	TVC	TVC	TVC
	Poids (t)	0-500	0-500	0-500
Couronnement	Longueur(m)	12.00	12.00	12.00
	Largeur (m)	7.50	8.50	10.50

V.7. DIMENSIONNEMENT DU COURONNEMENT DES JETÉES

Le couronnement, **aussi appelé mur de garde**, sert essentiellement à « fermer » l'ouvrage en partie haute et souvent à circuler sur la jetée. Habituellement construit en béton armé par éléments de 10 à 15 m de long, il comporte :

- Une dalle horizontale d'au moins 1 m d'épaisseur, coulée en place pour obtenir un contact aussi bon que possible avec le massif sous-jacent ;
- Un mur de garde vertical, dit chasse mer, coulé lui aussi en place, dont l'épaisseur ne devrait pas être inférieure à 1 m, sur lequel viendront s'appuyer les blocs de la partie haute de la carapace ;
- Éventuellement une bêche pour augmenter la résistance au glissement du couronnement.

Le couronnement est dimensionné de manière à être suffisamment large pour permettre la circulation sur les jetées, en particulier pour leur entretien et surveillance.

V.7.1. Méthodologie de pré-dimensionnement

Il existe plusieurs méthodes permettant d'estimer l'action exercée par la houle sur un mur de couronnement à savoir :

- Formule de *Jensen (1984), Bradbury et al. (1988)*
- Formule de *Pedersen (1996)*
- Formule de *Martin et al. (1999)*

A noter aussi que les trois méthodes peuvent aboutir à des résultats divergents.

On utilisera la méthode de *Jensen (1984), Bradbury et al. (1988)*.

La force horizontale maximale, est donnée par l'équation suivante :

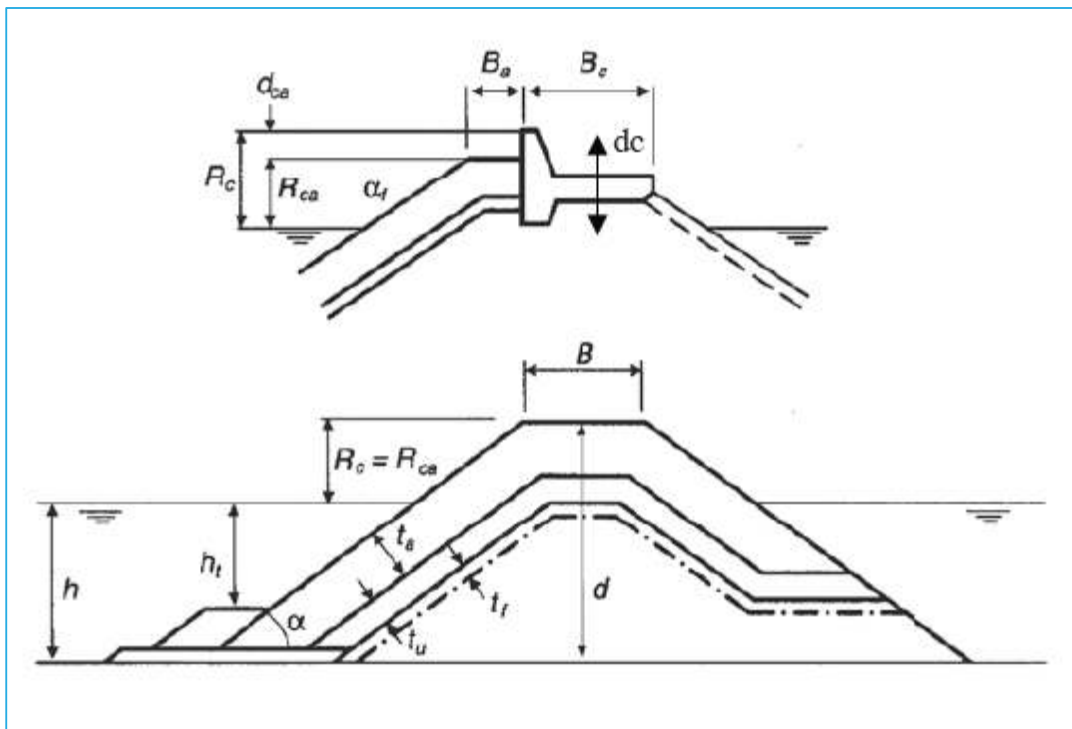


Figure V. 3: Paramètres géométriques du mur de couronnement

$$F_H = (\rho_w \times d_c \times g \times L_{op}) \times \left(\frac{\alpha \times H_b}{R_{ca}} - b \right)$$

Avec :

H_s : hauteur significative de la houle (m)

L_{op} : longueur d'onde de la houle au large, correspondant à la période de pic de la houle (m)

d_c : hauteur de la face avant du mur de couronnement (m)

R_{ca} : revanche de la crête en enrochement (m)

a, b : coefficients empiriques, donnés au tableau suivant :

Tableau V. 29 : Coefficient empiriques a et b : Guide d'enrochement

Type de section	Coefficient correspondant à un dépassement de 0.10% des vagues	
	a	b
Section A	0.051	0.026
Section B	0.025	0.016
Section C	0.043	0.038
Section D	0.028	0.025
Section E	0.011	0.010

La force de sous pression F_U , est obtenue en supposant que la distribution des pressions horizontales P_H est rectangulaire ($P_H = F_H/d_c$) et que les pressions verticales P_U passe de $P_U = P_H$ à l'avant à 0 à l'arrière, la force de sous pression F_U est dans ce cas donnée par l'équation suivante :

Avec :

$$F_U = (\gamma_h \times g \times B_c \times \frac{L_{op}}{2}) \times \left(\frac{\alpha \times H_s}{R_{ca}} - b \right)$$

B_c : largeur de base du mur de couronnement (m)

$L_{op} = \frac{gT^2}{2\pi}$; $d_c=2.5$ pour la jetée principale,

V.7.2. Caractéristiques des matériaux utilisés

Tableau V. 30: Caractéristiques du béton utilisé pour le couronnement

Matériau	Désignation	Attribut	
Béton	Résistance caractéristique à la compression	f_{c28}	25 MPa
	Résistance caractéristique à la traction	$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28}$	2.1 MPa
	Contrainte admissible	$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28}$	15
	Enrobage	C	5cm
	Coefficient de sécurité	γ_b	1.5

	Contrainte maximum du béton	$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$	14.17MPa
--	-----------------------------	---	----------

Tableau V. 31: Caractéristiques de l'acier utilisé pour le couronnement

Matériau	Désignation	Attribut	
Acier	Type	Fe E400	
	Limite d'élasticité	Fe	400
	Fissuration	Très préjudiciable	
	Contrainte admissible	$\sigma_{st} = \min \left\{ \frac{f_e}{2}; 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right\}$	
	Coefficient de sécurité	γ_s	1.15
	Coefficient de fissuration	η	1.6

V.7.3. Calcul des efforts

V.7.3.1. Calcul de la force horizontale induite par la houle

❖ Jetée principale

Tableau V. 32: Effort horizontal de houle sur le couronnement de la jetée principale

Profils	T (s)	L_{op} (m)	H_b (m)	R_{ca} (m)	d_c (m)	F_H	K	$F_{Hréduite}$ (KN)	PH (KN/ml)
Musoir	10	156.13	6.62	11.10	9.00	62.46	0.50	31.23	3.47
Courant	10	156.13	6.62	10.70	8.00	69.81	0.50	34.91	4.36
Enracinement	10	156.13	3.60	5.90	4.10	32.98	0.90	29.68	7.24

❖ Jetée secondaire

Tableau V. 33: Effort horizontal de houle sur le couronnement de la jetée secondaire

Profils	T (s)	L_{op} (m)	H_b (m)	R_{ca} (m)	d_c (m)	F_H	K	$F_{Hréduite}$ (KN)	PH (KN/ml)
Musoir et courant	8	99.92	3.40	4.30	2.80	40.34	0.5	20.17	7.20
Enracinement	8	99.92	3.40	4.30	2.80	40.34	0.9	36.31	12.97

V.7.3.2 Calcul de la force de sous-pression induite par la houle

❖ Jetée principale

Tableau V. 34: Force de sous-pression induite par la houle – Jetée principale-

Profils	T (s)	L_{op} (m)	H_b (m)	R_{ca} (m)	B_c (m)	F_U	PU (KN/ml)
Musoir	10	156.13	6.62	11.10	9.00	31.23	3.47
Courant	10	156.13	6.62	10.70	8.50	37.09	4.36
Enracinement	10	156.13	3.60	5.90	7.50	30.16	4.02

❖ Jetée secondaire

Tableau V. 35: force de sous-pression induite par la houle – Jetée secondaire-

Profils	T (s)	L_{op} (m)	H_b (m)	R_{ca} (m)	B_c (m)	F_U	PU (KN/ml)
Musoir et courant	8	99.92	3.40	4.30	10.50	75.64	7.20
Enracinement	8	99.92	3.40	4.30	8.00	57.63	7.20

Pour tenir compte considérant de l'effet d'inclinaison de la houle et l'effet de l'abri des blocs

BCR, la résultante de la pression hydrostatique est réduite par un coefficient de réduction K.

V.7.4. Efforts internes

Les efforts internes sont calculés à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis. Les détails de la modélisation sont présentés en Annexe C.

➤ Les combinaisons prises en compte pour le ferrailage du mur de couronnement sont celles du BAEL99 :

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

La combinaison la plus défavorable est l'état ultime de service (Fissuration Très-

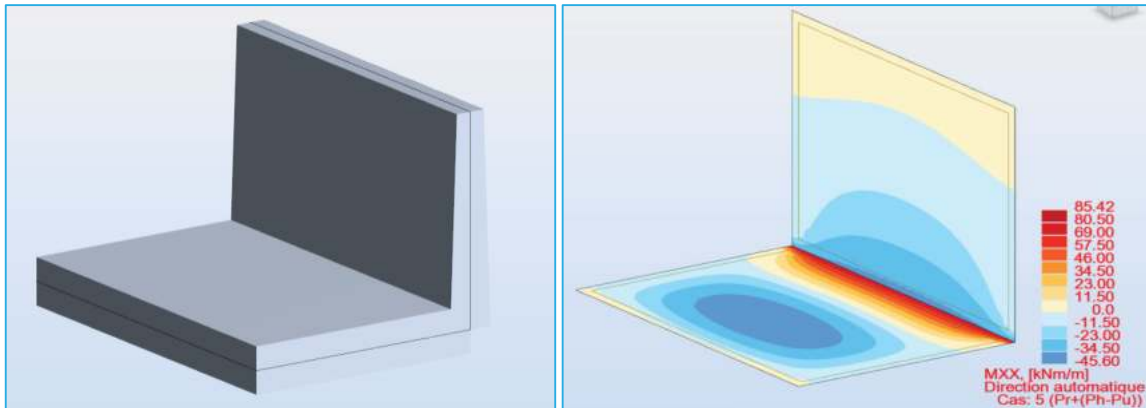


Figure V. 4: Modalisation de mur de garde

Préjudiciable).

Tableau V. 36: Efforts internes du mur de garde

Moments à l'ELS								
Désignation	Radier				Voile			
	Nappe inférieure		Nappe supérieure		Nappe intérieure		Nappe extérieure	
	As	As'	AS	AS'	AS	AS'	AS	AS'
Couronnement du musoir	14.5	14.5	14.5	14.5	9.5	9.5	9.5	9.5
Couronnement de profil Courant	19.5	19.5	19.5	19.5	9.5	9.5	9.5	10.55

Soit A_s : Armature longitudinale

$A_{s'}$: Armature transversale

V.8.FERRAILLAGE

Tableau V. 37: Sections de ferrailage choisies pour le couronnement

Section ferrailage Choisie								
Désignation	Radier				Voile			
	Nappe inférieure		Nappe supérieure		Nappe intérieure		Nappe extérieure	
	A_s	$A_{s'}$	A_s	$A_{s'}$	A_s	$A_{s'}$	A_s	$A_{s'}$
Couronnement du musoir	5HA20/ 20cm	5HA20 /20cm	5HA20 /20cm	5HA20 /20cm	5HA16 /20cm	5HA16 /20cm	5HA16 /20	5HA16 /20cm
Couronnement de profil Courant	5HA20/ 20cm	5HA20 /20cm	5HA20 /20cm	5HA20 /20cm	5HA16 /20cm	5HA16 /20cm	5HA16 /20cm	5HA16 /20cm

V.9. CONCLUSION

Afin de vérifier la stabilité de l'ouvrage, optimiser le poids des blocs, vérifier les franchissements de la houle, en d'autres termes, pour aboutir au dimensionnement final des ouvrages de protection, on soumettra la variante aux essais sur modèle réduit physique. Les résultats de l'étude seront présentés dans le chapitre suivant.



CHAPITRE VI : ESSAIS SUR MODELE REDUIT

CHAPITRE VI : ESSAIS SUR MODELE REDUIT

VI.1. INTRODUCTION

Les ouvrages et aménagements maritimes ; vu leurs complexités ; sont généralement très coûteux, 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 d'aménagement N°2 de l'APS retenue par l'administration. Afin de vérifier l'agitation à l'intérieur du nouveau abri de pêche ainsi la stabilité de ses ouvrages vis-à-vis des houles défavorables sur le site.

VI.2. L'ETUDE SUR MODELE REDUIT

VI.2.1. OBJET DE L'ETUDE

L'objet de cette étude est de vérifier l'agitation à l'intérieur du nouveau abri de pêche ainsi la stabilité de ses ouvrages vis-à-vis des houles défavorables sur le site.

Les essais se feront sur la variante d'aménagement N°2 de l'APS retenue.

VI.2.2. PREPARATION DU MODELE

VI.2.2.1. CADRE DES ESSAIS

Les essais se sont déroulés dans le bassin à houle du centre d'essais sur modèle du Laboratoire d'Etudes Maritimes.

Les dimensions principales de ce bassin sont :

Largeur : 17m.
Profondeur : 1,0m.
Longueur : 26m.

Le bassin est équipé d'un générateur de houle régulière et aléatoire constitué :

- D'un volet plan.
- D'un vérin hydraulique asservi en position sur un signal de commande continu.
- D'un générateur électronique qui élabore le signal de commande lié à un programme de génération à l'aide d'un ordinateur, représentant un train de houle réel enregistré en nature et converti en train de houle en modèle de type Jonswap.
- Dans le cas de la houle aléatoire (houle utilisée pour l'ensemble de l'étude), le signal est effectivement aléatoire suivant une durée de tempête préalablement fixée.

VI.2.2.2 CONDITIONS DE HOULES

Trois directions défavorables sont retenues de la houle au large, soit : N23°, N47° et N80°. (Réfractées à -20 m).

Un récapitulatif des houles réfractées à (-20m) avec leurs directions respectives est résumé dans le tableau n°1 suivant :

Tableau VI. 1: : récapitulatif de la houle à - 20 m

Période de retour (an)	Hs en (m) à N23°	Hs en (m) à N47°	Hs en (m) à N80°
Houle Annuelle	3.79	3.18	2.66
Houle Quinquennale	5.45	4.37	3.49
Houle décennale	6.16	4.87	3.82
Houle Vingtennale	6.91	5.38	4.17
Houle Cinquantennale	7.84	6.09	4.60
Houle Centennale	8.34	6.61	5

Hs : Hauteur significative

VI.2.3. CONDITIONS HYDROGRAPHIQUES

Les conditions hydrographiques considérées lors de cette étude en modèle réduit physique tridimensionnel sont comme suit :

- Niveau d'eau : ± 0.00 NGA pour les essais de la série progressive.
+ 0.50 m NGA pour l'essai d'endurance.

VI.2.4. CHOIX DE L'ECHELLE

Compte tenu des dimensions du bassin (26m x 17m x 1 m) et ceux de l'ouvrage, ainsi que de la disponibilité des BCR pour les tailles requises par le projet, l'échelle retenue est le **1/55**.

VI.2.5. Implantation des sondes

14 sondes ont été réparties dans le bassin de façon à avoir une bonne appréciation de l'agitation. **2** sondes sont places près des batteurs et **12** au niveau des différents postes.

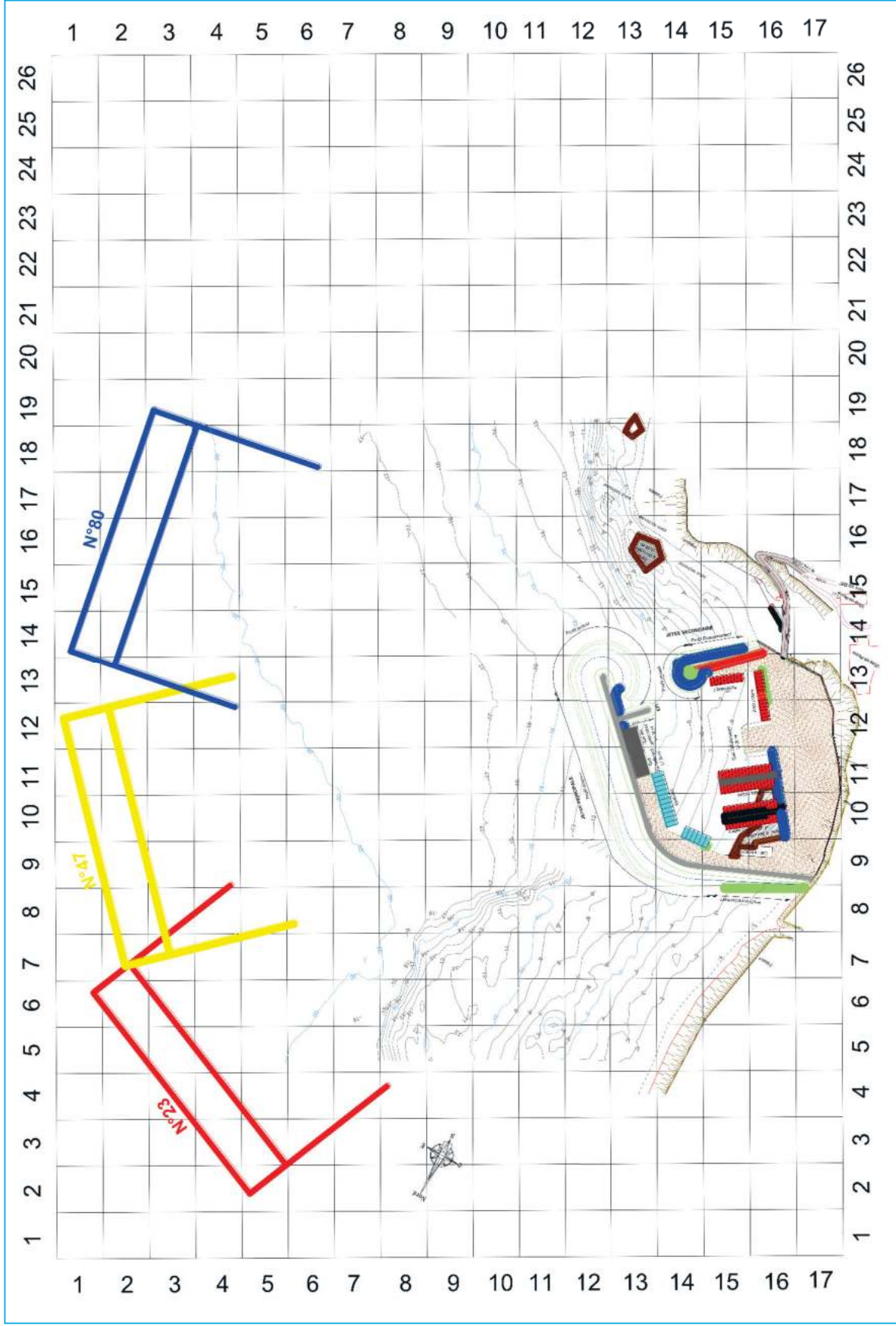


Figure VI. 1: Plan du modèle et directions des houles testées

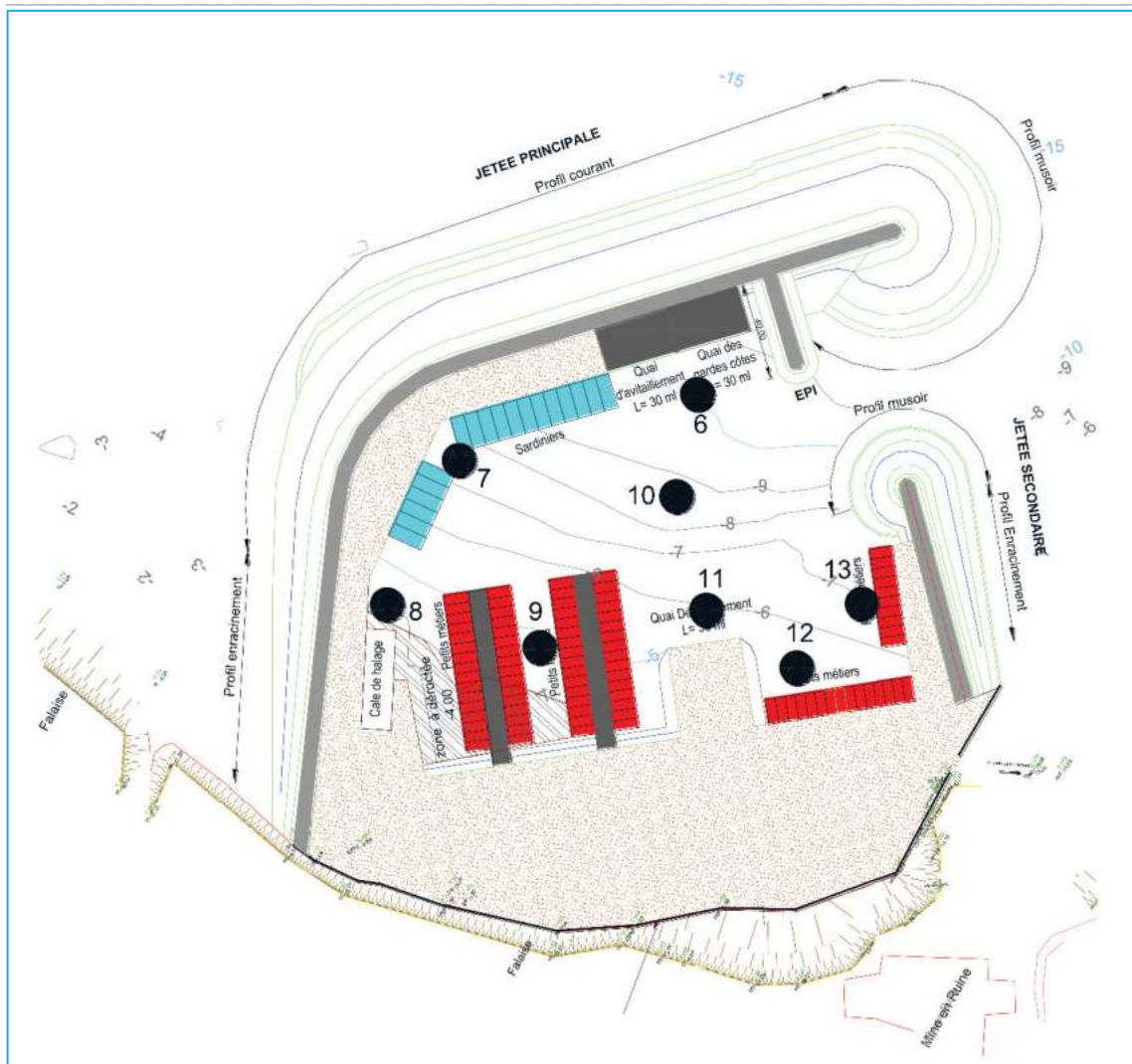


Figure VI. 2: plan de masse de la variante 2(APS) et positionnement des sondes

VI.3 RAPPEL SUR LES LOIS DE SIMILITUDE

VI.3.1 Généralités :

Les modèles réduits hydrauliques doivent satisfaire à une similitude :

- Similitude géométrique.
- similitude cinématique.
- Similitude dynamique.

En effet le but de tels modèles est de reproduire des mouvements de l'eau et son action sur des obstacles.

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 mis 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.

$$F = \frac{V}{\sqrt{gD}}$$

Avec :

- V : vitesse (en m/s) ;
- g : accélération de la pesanteur (9,81 m/s²) ;
- D - longueur caractéristique(m).

VI.3.2. CONSTRUCTION DU MODELE

VI.3.2.1.Choix des matériaux et construction de la maquette

Les matériaux constituant les différentes parties des ouvrages, sont sélectionnés en fonction de leurs poids et leurs tailles.

Chaque catégorie d'encrochements fait l'objet d'un tri soigné. En ce qui concerne le tout-venant.

(1 – 500) Kg, il est soumis à un lavage préliminaire afin d'éliminer les éléments fins susceptibles de déformer la représentation de la perméabilité de l'ouvrage, quant aux blocs artificiels, ils sont confectionnés en ciment moulé, leurs dimensions ainsi que leurs densités respectent les lois de similitude et prennent en compte les distorsions du modèle.

Les matériaux de construction utilisés dans cette étude sont résumés dans le tableau ci-après.

VI.3.2.2.Matériaux de construction utilisés dans cette étude

Tableau VI. 2: Matériaux de construction utilisés.

Désignation	Caractéristique en nature	Caractéristiques en modèle (g)	Densité (t/m ³)
B.C.R	30 t	180	2.34
	40t	240	
Enrochement	(1-3) t	(5.28-15.86)	2.65
	(3-6) t	(15.86-31.73)	

- L'épaisseur de la carapace et des sous-couches est déterminée par la formule suivante

$$e = n.c v^{1/3}$$

n = nombre de couches.

c: coefficient dépendant de la forme des blocs ($c_{\text{(enrochements)}} = 1,15$, $c_{\text{(B.C.R)}} = 1,10$).

v : volume du bloc.

- Le nombre de blocs nécessaire à la couverture d'une surface A (en m²) est donné par la relation :

$$N_r = A.n.c. (1 - p/100) V^{-2/3}$$

P étant l'indice des vides à respecter.

- **P**=44 % pour les BCR
- **P**=35 % pour les enrochements

VI.3.2.2. Conduite des essais

Chaque essai est exécuté avec une houle augmentant par palier progressif, un palier de houle est caractérisé par un couple hauteur significative (H_s) et une période de pointe (T_p)

La durée de chaque test est de 15 minutes en modèle ce qui correspond à une tempête de 1h 30min en nature, la durée de la série d'endurance est de 2 h en modèle correspondant à une tempête de 12h environ en nature.

Avant d'appliquer les houles exceptionnelles, l'ouvrage est soumis à des houles dites de tassement, qui ont pour but de réaliser l'imbrication naturelle des blocs de la carapace.

VI.3.2.3. CALIBRATION (réglage hydraulique du modèle)

Après la construction des fonds, il fût procédé à la calibration du modèle. Ce réglage a pour but d'une part de procéder à la mise au point de l'appareillage, et d'autre part d'ajuster les conditions expérimentales de manière à ce que l'ensemble des paramètres hydrauliques soit reproduit conformément à la nature.

VI.3.2.4. CRITERE DE FRANCHISSEMENT

Le critère adopté pour les franchissements par rapport à la circulation de piéton formé (source Eurotope) est dans le tableau suivant :

Tableau VI. 3: Critères de franchissement

Débit moyen de franchissement	Valeurs du débit moyen franchissant le mur abri
$Q=0.1$ l/m/s	<ul style="list-style-type: none"> Préservation de la sécurité des piétons avertis
$Q=0.1$ à 0.5 l/m/s	<ul style="list-style-type: none"> Piétons exposées face par de gros paquets de mer Pas de dégâts structurels
$Q=1$ à 5 l/m/s	<ul style="list-style-type: none"> Piétons en danger Pas de dégâts sur les revêtements de chaussée
$Q=5$ à 10 l/m/s	<ul style="list-style-type: none"> Piéton en danger Dégâts sur les équipements ou bâtiments situés dans la bande des 5m en arrière du mur d'abri. Risque de début d'endommagement au-delà. Pas de dégât sur les revêtements de chaussée.
20 l/m/s < Q < 50 l/m/s	<ul style="list-style-type: none"> Dégâts structurels même à 5m du mur abri Pas de dégât sur les revêtements de chaussée

VI.4. LA STABILITE D'UN MODELE REDUIT PHYSIQUE

L'objet principal des essais de stabilité en modèle réduit physique est de vérifier la résistance de l'ouvrage vis-à-vis l'action dynamique de la houle et d'apprécier la stabilité des points singuliers tels que les musoirs, les coudes et les enracinements afin d'optimiser les ouvrages de protections du point de vue technico-économique.

La stabilité est déterminée sur la base d'un ensemble de critères de dommage acceptable.

Le dommage est défini comme étant un dommage relatif (P) ; exprimé en pourcentage par le rapport entre le nombre de blocs déplacés et le nombre de blocs posés, les dommages admissibles sont fixés comme suit :

- **Partie courante** : Houle cinquantennale de 0 à 5% de dommage.

Houle centennale, de 5 à 8% de dommage.

- **Partie musoir** : Houle cinquantennale de 0 à 2% de dommage.

Houle centennale, de 2 à 5% de dommage.

Les essais de stabilité ont été effectués sur le même modèle tridimensionnel utilisé

Pour l'étude d'agitation dont les profils adoptés sont ceux proposés par le LEM. Et ils se déroulent en deux phases

a) Essais progressifs

L'ouvrage est d'abord soumis à une petite houle appelée « houle de tassement » pour réaliser l'imbrication naturelle des blocs de la carapace, puis on applique des houles exceptionnelles augmentées par paliers progressifs d'une durée de 17 minutes en modèle qui correspond à 2 heures en nature jusqu'à la houle extrême, généralement la houle de période de retour de cent ans. Des observations seront notées pendant le déroulement de chaque test.

b) Essais d'endurance

Pour tester la stabilité extrême des ouvrages de protection on procède à des essais d'endurance d'une durée de 2 heures en modèle qui correspond à une tempête de 15 heures en nature, l'essai est effectué avec la houle extrême à savoir la houle cinquantennale ou centennale pour se situer dans le cas le plus défavorable et optimiser au maximum les ouvrages.

A la fin des essais, le bassin sera vidé pour permettre une meilleure constatation des dégâts. Ainsi l'étude de stabilité permet de modifier la variante initiale au fur et à mesure de l'analyse des résultats afin d'optimiser une structure de digue qui devrait être stable et économique.

VI.4. RESULTATS DE L'ETUDE D'AGITATION

VI.4.1 Objet de l'étude

L'objet de cette étude d'agitation est de vérifier le niveau de fluctuation du plan d'eau à l'intérieur du port de Ain Barbar par rapport aux critères admissibles.

VI.4.1.1 Résultats des essais d'agitation de la variante 2 (APS)

Les résultats sont donnés pour la direction N80° qui est la plus défavorable par rapport à l'agitation.

Tableau VI. 4: Résultats des essais d'agitation de la direction N80° de la variante 2(APS)

Direction Nord 80°		Agitation moyenne (m) mesurée par les sondes							
N° Test	Hs (m) à -20m	S6	S7	S8	S9	S10	S11	S12	S13
1	H _{1ans} =2.66	0.34	0.26	0.30	0.22	0.25	0.26	0.18	0.28
2	H _{5ans} =3.49	0.61	0.44	0.55	0.26	0.40	0.42	0.41	0.40
3	H _{10ans} =3.82	0.65	0.50	0.64	0.32	0.46	0.47	0.45	0.48
4	H _{20ans} =4.17	0.68	0.63	0.99	0.43	0.66	0.70	0.50	0.78
5	H _{50ans} =4.60	0.68	0.83	0.99	0.43	0.66	0.70	0.50	0.78
6	H _{100ans} =5.00	0.73	0.91	1.11	0.55	0.72	0.78	0.59	0.85

4.1.1 Conclusion: les valeurs d'agitations obtenues pour la variante 1 sont admissibles néanmoins on observe des débordements d'eau au niveau de la cale de halage à partir de la houle décennale qui sont non acceptables.

VI.4.1.2. Résultats des essais d'agitation de la variante 2.1

Changement de l'aménagement à l'intérieur du bassin.

Tableau VI. 5: Résultats des essais d'agitation de la direction N80° de la variante 2.1

Direction Nord 80°		Agitation moyenne (m) mesurée par les sondes							
N° Test	Hs (m) à -20m	S6	S7	S8	S9	S10	S11	S12	S13
1	H _{1ans} =2.66	0.30	0.21	0.25	0.20	0.40	0.28	0.20	0.38
2	H _{5ans} =3.49	0.44	0.36	0.41	0.26	0.53	0.59	0.33	0.47
3	H _{10ans} =3.82	0.49	0.43	0.48	0.33	0.61	0.68	0.41	0.54
4	H _{20ans} =4.17	0.53	0.66	0.74	0.43	0.69	0.86	0.60	0.68
5	H _{50ans} =4.60	0.59	0.74	0.85	0.51	0.73	0.95	0.68	0.79
6	H _{100ans} =5.00	0.64	0.75	0.86	0.53	0.78	0.97	0.72	0.83

4.1.2 Conclusion: les valeurs d'agitations obtenues pour la variante 2 sont toujours admissibles mais le problème de débordement persiste encore.

VI.4.1.3. Résultats des essais d'agitation de la variante 2.2

Prolongement du profil de la jetée principale courant de 50 m avec un angle de 160°.

Tableau VI. 6: Résultats des essais d'agitation de la direction N80° de la variante 2.2

Direction Nord 80°		Agitation moyenne (m) mesurée par les sondes							
N° Test	Hs (m) à -20m	S6	S7	S8	S9	S10	S11	S12	S13
1	H _{1ans} =2.66	0.16	0.13	0.16	0.20	0.23	0.16	0.15	0.20
2	H _{5ans} =3.49	0.28	0.25	0.28	0.28	0.25	0.26	0.22	0.25
3	H _{10ans} =3.82	0.33	0.32	0.37	0.33	0.31	0.33	0.27	0.30
4	H _{20ans} =4.17	0.49	0.55	0.58	0.39	0.38	0.46	0.41	0.44
5	H _{50ans} =4.60	0.58	0.64	0.69	0.44	0.44	0.52	0.47	0.50
6	H _{100ans} =5.00	0.61	0.65	0.72	0.47	0.48	0.55	0.52	0.52

4.1.3 Conclusion : À l'issue des essais d'agitations ; les valeurs obtenues sont inférieures aux critères admissibles. La configuration ainsi retenue élimine le problème des débordements.

La variante 2.2 est recommandée par la suite des essais d'agitation.

Tableau VI. 7: Résultats des essais d'agitation de la direction N47° de la variante 2.2

Direction Nord 47°		Agitation moyenne (m) mesurée par les sondes							
N° Test	Hs (m) à -20m	S6	S7	S8	S9	S10	S11	S12	S13
1	H _{1ans} =3.18	0.09	0.10	0.13	0.13	0.12	0.13	0.06	0.10
2	H _{5ans} =4.37	0.19	0.23	0.29	0.18	0.18	0.21	0.15	0.21
3	H _{10ans} =4.87	0.23	0.30	0.36	0.23	0.22	0.26	0.20	0.25
4	H _{20ans} =5.38	0.46	0.35	0.49	0.24	0.25	0.29	0.24	0.30
5	H _{50ans} =6.09	0.52	0.42	0.59	0.31	0.30	0.34	0.28	0.33
6	H _{100ans} =6.61	0.57	0.47	0.67	0.35	0.34	0.37	0.29	0.36

Tableau VI. 8: Résultats des essais d'agitation de la direction N23° de la variante 2.2

Direction Nord 23°		Agitation moyenne (m) mesurée par les sondes							
N° Test	Hs (m) à -20m	S6	S7	S8	S9	S10	S11	S12	S13
1	H _{1ans} =3.79	0.22	0.24	0.23	0.27	0.29	0.08	0.12	0.12
2	H _{5ans} =5.45	0.22	0.26	0.25	0.28	0.29	0.09	0.12	0.12
3	H _{10ans} =6.16	0.24	0.27	0.28	0.33	0.33	0.10	0.14	0.14
4	H _{20ans} =6.91	0.26	0.33	0.34	0.38	0.37	0.10	0.14	0.14
5	H _{50ans} =7.84	0.26	0.34	0.36	0.39	0.39	0.11	0.15	0.15
6	H _{100ans} =8.34	0.29	0.38	0.39	0.41	0.40	0.13	0.17	0.18

VI.4.2. Conclusion

Les résultats obtenus lors des essais réalisés sur la variante 2.2 et avec un niveau d'eau ± 0.00 , ont montré que :

- ✦ L'agitation moyenne pour la houle annuelle à l'intérieur du port est vérifiée et demeure très inférieur à 35 cm pour les trois directions.
- ✦ L'agitation moyenne pour la houle décennale, à l'intérieur du port est vérifiée et demeure inférieur à 70 cm pour toutes les trois directions.
- ✦ Disparition des débordements observés à l'intérieur du bassin notamment au niveau de la cale de halage.

La variante 2.2 est recommandée pour la suite des essais de stabilité sur model réduit.

VI.5. ESSAIS DE STABILITE :

VI.5.1 ESSAIS DE STABILITE

Les résultats des essais des différentes variantes testées se résument dans le tableau 4 ci-après :

Variantes	Observations	Conclusions
<p><u>Variante 2(APS) :</u></p> <ul style="list-style-type: none"> ➤ Jetée principale : ● Profil musoir (Annexe D : Fig D3) : ● Un noyau en T.V.C arasée a la cote +1.00 m. ● Un sous couche en enrochement de (1-3) t arasée à la cote +3.10 m suivant une pente de 3/2. ● Une 2^{ème} sous couche en enrochement de (3-6) t arasée à la cote +5.90 m suivant une pente de 3/2. ● Une carapace en BCR de 40 t arasée a la cote +11.10 m suivant une pente de 3/2. ● Un tapis anti affouillement en TVC (0-500kg) d'épaisseur minimum est de 1m et une risberme de largeur 10.00m. ● Une butée en enrochement de (3-6) t avec une cote variable d'une largeur de 6m. ● Le mur de garde en L est arasé à +10.00m. ● Une dalle de roulement de 6.00 m de largeur. ● Profil courant (Annexe D : Fig D4) : ● Un noyau en T.V.C arasée à la cote +1.00 m. ● Un sous couche en enrochement de (1-3) t arasée à la cote +3.10 m suivant une pente de 3/2. ● Une 2^{ème} sous couche en enrochement de (3-6) t arasée à la cote +5.90m suivant une pente de 3/2. ● Une carapace en BCR de 30 t arasée a la cote +10.70 m suivant une pente de 3/2. ● Un tapis anti affouillement en TVC (0-500kg) d'épaisseur minimum est de 1m et une risberme de largeur 10.00m. ● Une butée en enrochement de (3-6) t avec une cote variable d'une largeur de 6m. ● Le mur de garde en L est arasé à +10.00m. ● Une dalle de roulement de 6.00 m de largeur. ● Profil Epi (bloc en béton) (Annexe D : Fig D5) : ● Un noyau en T.V.C arasée a la cote +1.00 m. ● Une carapace en enrochement de (1-3) t arasée à la cote +3.10 m suivant une pente de 3/2. ● Un tapis anti affouillement en TVC (0-500kg) d'épaisseur minimum est de 1m et une risberme de largeur 4.00m. 	<p><u>Direction N°80</u></p> <ul style="list-style-type: none"> ➔ La houle déferle à l'ouvrage ; ➔ Glissement de 3enrochements de (3-6) t du profil courant de la jetée secondaire à partir de la houle décennale ; ➔ Très légers débordement de l'eau au niveau de la cale de halage ; ➔ Débordement de l'eau au niveau de la cale de halage et au niveau du terre-plein au droit des appointements à partir de la houle centennale ; ➔ Glissement de plusieurs enrochements de (3-6) t au niveau du profil courant de la jetée secondaire pour la houle centennale ; ➔ Inondation au niveau de la cale de halage durant l'essai de la houle centennale ; 	<p>Profil stable au niveau des profils de la jetée principale et instable au niveau du profil courant de la jetée secondaire ; ainsi des débordements non acceptables à partir de la houle décennale au niveau de la cale de halage et les quais d'appointement.</p>

<ul style="list-style-type: none"> ● <u>Profil enracinement (Annexe D : Fig D6) :</u> ● Un noyau en T.V.C arasée à la cote +1.00 m. ● Un sous couche en enrochement de (1-3) t arasée à la cote +3.10 m suivant une pente de 3/2. ● Une carapace en enrochement de (3-6) t arasée à la cote +5.90m suivant une pente de 3/2. ● Un tapis anti affouillement en TVC (0-500kg) d'épaisseur minimum est de 1m et une risberme de largeur 6.00m. ● Une butée en enrochement de (3-6) t avec une cote variable d'une largeur de 6m. ● Le mur de garde en L est arasé à +5.10 m. ● Une dalle de roulement de 6.00 m de largeur. 		
<p>➤ <u>Jetée secondaire :</u></p> <ul style="list-style-type: none"> ● <u>Profil musoir (Annexe D : Fig D7) :</u> ● Un noyau en T.V.C arasée a la cote +1.00 m. ● Un sous couche en enrochement de (1-3) t arasée à la cote +1.00 m suivant une pente de 3/2. ● Une carapace en enrochement de (3-6) t arasée à la cote +4.30 m suivant une pente de 3/2. ● Un tapis anti affouillement en TVC (0-500kg) d'épaisseur minimum est de 1m et une risberme de largeur 6.00m. ● Le mur de garde en L est arasé à +3.80m. ● Une dalle de roulement de 6.50 m de largeur. ● <u>Profil courant (Annexe D : Fig D8) :</u> ● Un noyau en T.V.C arasée à la cote +1.00 m. ● Un sous couche en enrochement de (1-3) t arasée à la cote +1.00 m suivant une pente de 3/2. ● Une carapace en enrochement de (3-6) t arasée à la cote +4.30 m suivant une pente de 3/2. ● Un tapis anti affouillement en TVC (0-500kg) d'épaisseur minimum est de 1m et une risberme de largeur 6.00m. ● Le mur de garde en L est arasé à +3.80m. ● Une dalle de roulement de 6.50 m de largeur. 	<ul style="list-style-type: none"> ➔ Léger embruns sur le profil courant de la jetée principale durant l'essai d'endurance ; ➔ Glissement de plusieurs enrochements de (3-6) t du profil courant de la jetée secondaire pour l'essai d'endurance ; ➔ Départ du T.V.C au niveau du pied du profil courant de la jetée secondaire ; ➔ Erosion du profil courant de la jetée secondaire ; 	<p>Profil stable au niveau des profils de la jetée principale et instable au niveau du profil courant de la jetée secondaire ; ainsi des débordements non acceptables à partir de la houle décennale au niveau de la cale de halage et les quais d'appontement.</p>

Variantes		
<p> Variante 2.1 (voir Annexe D : Fig D20 ; D21 ; D22 ; D23) : La variante 2.1 se diffère de la variante 2 par :</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ Changement du profil courant de la jetée principale en diminuant la cote d'arase du mur de +9m à +7.5 m et élargissement de la berme de la carapace de 9.4 m à 15.50 m ; ▪ Modification de l'aménagement intérieur du bassin en modifiant l'emplacement de la cale de halage. ▪ Remplacement des enrochements de (3-6) t de la jetée secondaire par des BCR de 10 t ensouillé à -1.00 m ; ▪ Modification de l'emplacement de l'épi vers l'intérieur ; 	<p> Observations</p> <p> Direction N°80 :</p> <ul style="list-style-type: none"> ➔ Débordement persistant de l'eau au niveau de la cale de halage pour l'essai de la houle décennale ; ➔ Débordement de l'eau au niveau de la cale de halage et au niveau du terre-plein au droit des appointements pour la houle cinquantennale ; ➔ Inondation au niveau de la cale de halage pour la houle centennale ; 	<p> Conclusions</p> <p>Arrêt des essais aux séries progressives à cause des débordements persistants de l'eau au niveau de la cale de halage et au niveau du quai derrière les appointements.</p>

Variantes		
<p> Variante 2.2(voir Annexe D : Fig D36 ; D37) :</p> <p>La variante 2.2 diffère de la variante 2.1 par :</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ Prolongement du profil courant de la jetée principale de 50 m avec un angle de 160°, ce nouveau profil on l'appellera profil au droit du musoir. ▪ Rétablissement de la position de l'épi intérieur tel que prévue 	<p> Observations</p> <p> Direction N°80</p> <ul style="list-style-type: none"> ➔ Léger débordement au niveau de la cale de halage pour la houle centennale ; ➔ Glissement de 3 enrochements de (3-6) t du profil musoir de la jetée secondaire durant l'essai d'endurance ; ➔ Embruns important sur le profil courant de la jetée principale ; <p> Direction N°47</p> <ul style="list-style-type: none"> ➔ Léger embruns sur le profil courant et au droit du musoir de la jetée principale pour la houle quinquennale ; ➔ Glissement d'un BCR de 30 t au niveau du profil courant de la jetée principale durant l'essai de la houle Vingtennale ; ➔ Quelques franchissements important au niveau du profil au droit du musoir pour la houle centennale ; ➔ Légère érosion de la berme du talus intérieur du profil au droit du musoir de la jetée principale durant l'endurance ; ➔ Légère érosion de la carapace en enrochements de (3-6) t de l'enracinement de la jetée principale durant l'essai d'endurance ; <p> Direction N°23</p> <ul style="list-style-type: none"> ➔ Léger franchissements sur le profil au droit du musoir de la jetée principale pour l'essai de la houle décennale ; ➔ Léger franchissements sur le profil au droit du musoir de la jetée principale durant l'essai de la houle vingtennale ; 	<p> Conclusions</p> <p>Profil stable ainsi le problème de débordement de l'eau au niveau de la cale de halage et du quai derrière les appointements est résolu.</p> <p>Profil stable</p>

<p>initialement au stade de l'APS.</p>	<p>→ Dérangement de quelques BCR de 30 t au niveau de la berme du profil courant de la jetée principale durant l'essai de la houle cinquantennale ;</p> <p>→ Érosion de la berme du talus intérieur du profil au droit du musoir de la jetée principale pour l'essai d'endurance ;</p> <p>→ Renversement de quelques BCR de 30 T au niveau de la berme du profil courant de la jetée principale ;</p>	<p>Profil instable au niveau de la berme en BCR de 30 t du profil courant. Instabilité du talus intérieur du profil au droit du musoir. Instabilité de l'enracinement de la jetée principale.</p>
--	---	---

Variantes		Conclusions
<p> Variante 2.3 (voir Annexe D : Fig D33 ; D34) :</p> <p>La variante 2.3 diffère de la variante 2.2 par :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Ajout en une seule couche d'encrochements de (3-6) t au niveau du talus intérieur au droit du musoir du jeté principal ; • Remplacement des BCR de 30 t de la berme au niveau du profil courant et profil au droit du musoir par des BCR de 40 t ; • Adoption de carapace en BCR de 30 t à partir du coude sur u 30 m vers l'enracinement. 30m. • Remplacement des encrochements de (3-6) t du profil enracinement de la jetée principale par des BCR de 10 t ensouillé à -1.00 m. 	<p> Direction N°23</p> <p>→ Franchissements sur le profil au droit du musoir de la jetée principale pour l'essai de la houle décennale ;</p> <p>→ Dérangement de 3 BCR de 40 t de la berme de la jetée principale durant l'essai de la houle centennale ;</p> <p>→ Renversement de quelques BCR de 40 T au niveau de la berme du profil courant de la jetée principale durant l'essai d'endurance ;</p> <p>→ Glissement d'un BCR de 10 T de l'enracinement de la jetée principale ;</p>	<p>Profil stable pour ces ouvrages ; néanmoins un ajout d'une couche d'encrochements de (3-6)t entre les BCR de 40 t de la berme pour résoudre le problème de renversement de ces derniers.</p>

Variantes		Conclusions
<p> Variante 2.4 (voir Annexe D : Fig D52 ; D53)</p> <p>La variante 2.4 diffère de la variante 2.3 par :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Ajout d'une couche d'encrochements de (3-6) t entre les BCR de 40 t de la berme du profil courant et au droit du musoir. 	<p> Direction N°23</p> <p>→ Quelques franchissements important au niveau du profil au droit du musoir durant l'essai de la houle centennale ;</p> <p>→ Franchissements important sur le profil courant et au droit du musoir de la jetée principale pendant l'essai d'endurance ;</p> <p> Direction N°47</p> <p>→ Franchissements importants au niveau du profil au droit du musoir de la jetée principale pour la houle Cinquantennale ;</p> <p>→ Chute de 3 BCR du tronçon courant de la jetée principale durant l'essai d'endurance ;</p> <p>→ Chute de 2 BCR du coude du profil courant de la jetée principale durant l'essai d'endurance ;</p> <p> Direction N°80</p> <p>→ Embruns important sur le profil courant de la jetée principale ;</p> <p>Embruns très importants sur le profil au droit du musoir de la jetée principale ;</p>	<p>Profil stable</p> <p>Profil stable</p> <p>Profil stable</p>

VI.5.1 CONCLUSION

A l'issue des essais de stabilité effectués en bassin à houle le Laboratoire d'Etudes Maritimes recommande la **variante 2.4** qui se caractérise par :



Jetée principale :

➤ Profil musoir (voir Annexe D : Fig D62):

- Un noyau en T.V.C arasée a la cote +1.00 m.
- Un sous couche en enrochement de (1-3) t arasée à la cote +3.10 m suivant une pente de 3/2.
- Une 2^{ème} sous couche en enrochement de (3-6) t arasée à la cote +4.50 m suivant une pente de 3/2.
- Une carapace en BCR de 40 t arasée a la cote +9.70 m suivant une pente de 3/2.
- Un tapis anti affouillement en TVC (0-500kg) d'épaisseur minimum est de 1m et une risberme de largeur 10.00m.
- Une butée en enrochement de (3-6) t avec une cote variable d'une largeur de 6m.
- Le mur de garde en L est arasé à +8.50m.
- Une dalle de roulement de 6.00 m de largeur.

➤ Profil au droit du musoir (voir Annexe D : Fig D63): :

• Coté extérieur

- Un noyau en T.V.C arasée à la cote +1.00 m.
- Un sous couche en enrochement de (1-3) t arasée à la cote +3.10 m suivant une pente de 3/2.
- Une 2^{ème} sous couche en enrochement de (3-6) t arasée à la cote +4.50m suivant une pente de 3/2.
- Une carapace en BCR de 30 t arasée a la cote +7.15 m suivant une pente de 3/2.
- Un tapis anti affouillement en TVC (0-500kg) d'épaisseur minimum est de 1m et une risberme de largeur 10.00m.
- Une butée en enrochement de (3-6) t avec une cote variable d'une largeur de 6m.
- Le mur de garde en L est arasé à +7.50 m.
- Une dalle de roulement de 6.00 m de largeur.

• Coté intérieur

- Un sous couche en enrochement de (1-3) t arasée à la cote +1.00 m suivant une pente de 3/2.
- Une carapace en enrochements de(3-6) en une seule couche arasée a la cote +3.40 m suivant une pente de 3/2.

➤ Profil courant (voir Annexe D : Fig D64):

- Un noyau en T.V.C arasée à la cote +1.00 m.
- Un sous couche en enrochement de (1-3) t arasée à la cote +3.10 m suivant une pente de 3/2.
- Une 2^{ème} sous couche en enrochement de (3-6) t arasée à la cote +4.50m suivant une pente de 3/2.
- Une carapace en BCR de 30 t arasée a la cote +7.15 m suivant une pente de 3/2.
- Un tapis anti affouillement en TVC (0-500kg) d'épaisseur minimum est de 1m et une risberme de largeur 10.00m.
- Une butée en enrochement de (3-6) t avec une cote variable d'une largeur de 6m.

- Le mur de garde en L est arasé à +7.50 m.
- Une dalle de roulement de 6.00 m de largeur.

➤ **Profil Epi (voir Annexe D : Fig D65):**

- Un noyau en T.V.C arasée a la cote +1.00 m.
- Une carapace en enrochement de (1-3) t arasée à la cote +3.10 m suivant une pente de 3/2.
- Un tapis anti affouillement en TVC (0-500kg) d'épaisseur minimum est de 1m et une risberme de largeur 4.00m.

Une dalle de roulement de 6.00 m de largeur

➤ **Profil enracinement (voir Annexe D : Fig D66):**

- Un noyau en T.V.C arasée à la cote +1.00 m.
- Un sous couche en enrochement de (1-3) t arasée à la cote +3.10 m suivant une pente de 3/2.
- Une carapace en BCR de 10 arasée a la cote +6.40m suivant une pente de 3/2 et ensouillé a -1.00 m.
- Le mur de garde en L est arasé à +5.75 m.

Une dalle de roulement de 6.00 m de largeur.



Jetée secondaire :

• **Profil musoir (Fig (voir Annexe D : Fig D67):) :**

- Un noyau en T.V.C arasée a la cote +1.00 m.
- Un sous couche en enrochement de (1-3) t arasée à la cote +1.00 m suivant une pente de 3/2.
- Une carapace en enrochement de (3-6) t arasée à la cote +4.30 m suivant une pente de 3/2.
- Un tapis anti affouillement en TVC (0-500kg) d'épaisseur minimum est de 1m et une risberme de largeur 6.00m.
- Le mur de garde en L est arasé à +3.80m.
- Une dalle de roulement de 6.50 m de largeur.

• **Profil courant (Fig (voir Annexe D : Fig D68):**

- Un noyau en T.V.C arasée à la cote +1.00 m.
- Un sous couche en enrochement de (1-3) t arasée à la cote +1.00 m suivant une pente de 3/2.
- Une carapace en BCR de 10 arasée à la cote + 4.30 m suivant une pente de 3/2 et ensouillé a -1.00 m.
- Le mur de garde en L est arasé à +3.80m.
- Une dalle de roulement de 6.50 m de largeur.

VI.6. RESULTATS DES ESSAIS DE STABILITE

VI.6.1. RESULTAT DE LA VARIANTE 2 (APS)

❖ Résultat de la série progressive pour la direction N°80,

Niveau d'eau:±0,00 NGA Direction N°80

Tableau VI. 9: Résultat de la série progressive pour la direction N°80

TEST N°	Tp (s)	Hs (m) Désirée à -20 m	Hs (m) Obtenue à -20 m	Observations
1	7.83	2.66	2.69	<ul style="list-style-type: none"> • Rien à signaler ;
2	9.10	3.49	3.36	<ul style="list-style-type: none"> • Rien à signaler ;
3	9.56	3.82	3.76	<ul style="list-style-type: none"> • Glissement de 3 enrochements de (3-6) t du profil courant de la jetée secondaire ; • Très légers débordement de l'eau au niveau de la cale de halage ; • Etalement léger du tapis d'affouillement au niveau de du profil courant de la jetée secondaire ;
4	10.02	4.17	4.03	<ul style="list-style-type: none"> • Débordement de l'eau au niveau de la cale de halage ; • Leger débordement au niveau du quai derrière les appontements. • Glissement de quelques enrochements de (3-6) t du profil courant de la jetée secondaire ;
5	10.54	4.60	4.67	<ul style="list-style-type: none"> • Glissement de 2 enrochements (3-6) t de la butée au niveau du coude du profil courant de la jetée principale ; • Débordement de l'eau au niveau de la cale de halage et au niveau du quai derrière les appontements;
6	11.00	5	5.30	<ul style="list-style-type: none"> • Très léger embruns sur la jetée principale ; • Glissement de plusieurs enrochements de (3-6)t au niveau du profil courant de la jetée secondaire ; • Débordement de l'eau au niveau de la cale de halage et au niveau du quai derrière les appontements; • Inondation au niveau de la cale de halage ;

❖ Série d'endurance avec le niveau d'eau + 0.50 NGA

Afin de s'assurer de la bonne stabilité de l'ouvrage, un essai d'endurance a été effectué avec les paramètres de la houle centennale.

- Hs = 5m à -20 m ;
- Tp = 11s.

La durée du test en modèle est de 2 heures en modèle, ça correspond à une tempête de 12h environ en nature.

Pendant l'essai il a été observé ce qui suit :

- Leger embruns sur le profil courant de la jetée principale ;
- Glissement de plusieurs enrochements de (3-6) t du profil courant de la jetée secondaire ;
- Départ du T.V.C au niveau du pied du profil courant de la jetée secondaire ;
- Erosion du profil courant de la jetée secondaire ;

➤ **Conclusion**

La variante 2(APS) est stable au niveau des profils de la jetée principale et instable au niveau du profil courant de la jetée secondaire. Il a été observé des débordements non acceptables à partir de la houle décennale au niveau de la cale de halage et les terres pleins au droit du musoir.

VI.6.2. Résultat de la variante 2.1❖ **Résultat de la série progressive pour la direction N°80,**

Niveau d'eau:±0,00 NGA Direction N°80

Tableau VI. 10: Résultat de la série progressive de la variante 2.1

TEST N°	Tp (s)	Hs (m) Désirée à -20 m	Hs (m) Obtenue à -20 m	Observations
1	7.83	2.66	2.69	<ul style="list-style-type: none"> Rien à signaler ;
2	9.10	3.49	3.36	<ul style="list-style-type: none"> Rien à signaler ;
3	9.56	3.82	3.76	<ul style="list-style-type: none"> débordement persistant de l'eau au niveau de la cale de halage ;
4	10.0 2	4.17	4.03	<ul style="list-style-type: none"> Débordement de l'eau au niveau de la cale de halage ; Leger débordement au niveau du quai derrière les appontements.
5	10.5 4	4.60	4.67	<ul style="list-style-type: none"> Débordement de l'eau au niveau de la cale de halage et au niveau du quai derrière les appontements.
6	11.0 0	5	5.30	<ul style="list-style-type: none"> Très léger embruns sur la jetée principale ; Débordement de l'eau au niveau de la cale de halage et au niveau des quais d'appontement ; Inondation au niveau de la cale de halage ;

Conclusion : Arrêt des essais aux séries progressives à cause des débordements persistants de l'eau au niveau de la cale de halage et au niveau du terre-plein au droit du musoir.

VI.6.3 Résultat de la variante 2.2

❖ Résultat de la série progressive pour la direction N°80,

Niveau d'eau:±0,00 NGA Direction N°80

Tableau 1 : Résultat de la série progressive de la variante 2.2 Direction N°80

TEST N°	Tp (s)	Hs (m) Désirée à-20 m	Hs (m) Obtenue à - 20 m	Observations
1	7.83	2.66	2.69	• Rien à signaler ;
2	9.10	3.49	3.36	• Rien à signaler ;
3	9.56	3.82	3.76	• Rien à signaler ;
4	10.02	4.17	4.03	• Légers embrun sur la jetée principale ;
5	10.54	4.60	4.67	• Très légers Débordement de l'eau au niveau de la cale de halage ;
6	11.00	5	5.30	• léger embruns sur la jetée principale ; • léger débordement au niveau de la cale de halage ;

Série d'endurance avec le niveau d'eau + 0.50 NGA

Afin de s'assurer de la bonne stabilité de l'ouvrage, un essai d'endurance a été effectué avec les paramètres de la houle centennale.

- Hs = 5m à -20 m ;
- Tp = 11s

La durée du test en modèle est de 2 heures en modèle, ça correspond à une tempête de 12h environ en nature.

Pendant l'essai il a été observé ce qui suit :

- ➔ Léger débordement au niveau de la cale de halage sur le profil courant de la jetée principale ;
- ➔ Glissement de 3 enrochements de (3-6) t du profil musoir de la jetée secondaire ;
- ➔ Embruns important sur le profil courant de la jetée principale ;

Conclusion

La variante 2.2 est stable pour la direction N°80 ainsi le problème de débordement de l'eau au niveau de la cale de halage et du terre-plein au droit du musoir est résolue.

❖ Résultat de la série progressive pour la direction N°47,

Niveau d'eau:±0,00 NGA Direction N°47

Tableau 2 : Résultat de la série progressive de la variante 2.2 Direction N°47

TES T N°	Tp (s)	Hs (m) Désirée à -20 m	Hs (m) Obtenue à -20 m	Observations
1	8,65	3.18	3.11	• Rien à signaler ;
2	10,26	4.37	4.28	• Léger embruns sur le profil courant et au droit du musoir de la jetée principale ;
3	10,85	4.87	5.10	• Déferlement de la houle à l'ouvrage • Embruns importants sur la jetée principale ;
4	11,40	5.38	5.20	• Glissement d'un BCR de 30 t au niveau du profil courant de la jetée principale;
5	12,10	6.09	6.13	• 3 franchissements importants au niveau du profil au droit du musoir de la jetée principale ;
6	12,83	6.61	6.83	• Quelques franchissements important au niveau du profil au droit du musoir ; • 3 franchissements au niveau du coude du profil courant de la jetée principale ;

❖ Série d'endurance avec le niveau d'eau + 0.50 NGA

Afin de s'assurer de la bonne stabilité de l'ouvrage, un essai d'endurance a été effectué avec les paramètres de la houle centennale.

- Hs = 6.91 m à -20 m ;
- Tp = 12.83s

La durée du test en modèle est de 2 heures en modèle, ça correspond à une tempête de 12h environ en nature.

Pendant l'essai il a été observé ce qui suit :

- ➔ Quelques franchissements important sur le profil courant et au droit du musoir de la jetée principale ;
- ➔ Légère érosion de la berme du talus intérieur du profil au droit du musoir de la jetée principale ;
- ➔ Légère érosion de la carapace en enrochements de (3-6) t de l'enracinement de la jetée principale ;

Conclusion

La variante 2.2 est stable pour la direction N°47.

❖ Résultat de la série progressive pour la direction N°23,

Niveau d'eau:±0,00 NGA Direction N°23

Tableau 3 : Résultat de la série progressive de la variante 2.2 Direction N°23

TEST N°	Tp (s)	Hs (m) Désirée à -20 m	Hs (m) Obtenue à -20 m	Observations
1	9,52	3.79	3.65	• Rien à signaler ;
2	11,48	5.45	5.59	• Léger embruns sur le profil courant et au droit du musoir de la jetée principale ;
3	12,17	6.16	6.34	• Déferlement de la houle à l'ouvrage • Leger franchissements sur le profil au droit du musoir de la jetée principale ; • Embruns important sur le profil courant de la jetée principale ;
4	12,83	6.91	7.23	• Franchissement important sur le profil au droit du musoir de la jetée principale ; • Leger franchissements sur le profil au droit du musoir de la jetée principale Glissement de quelques enrochements de la carapace du profil enracinement de la jetée principale ;
5	13,56	7.84	7.68	• franchissements importants au niveau du profil au droit du musoir de la jetée principale ; • Dérangement de quelques BCR de 30 t au niveau de la berme du profil courant de la jetée principale ; • Quelques franchissements sur le profil courant de la jetée principale ; • Etalement du tapis d'affouillement au niveau de l'enracinement de la jetée principale ;
6	13,92	8.34	8.35	• Quelques franchissements important au niveau du profil au droit du musoir • Franchissements importants au niveau du profil courant de la jetée principale ; • Glissement de 5 autres BCR de 30 au niveau du coude de la jetée principale ;

❖ Série d'endurance avec le niveau d'eau +0.50 NGA

Afin de s'assurer de la bonne stabilité de l'ouvrage, un essai d'endurance a été effectué avec les paramètres de la houle centennale.

- Hs = 8.34 m à -20 m ;
- Tp = 13.92

La durée du test en modèle est de 2 heures en modèle, ça correspond à une tempête de 12h environ en nature.

Pendant l'essai il a été observé ce qui suit :

- Franchissements important sur le profil courant et au droit du musoir de la jetée principale
- érosion de la berme du talus intérieur du profil au droit du musoir de la jetée principale ;
- érosion de la carapace en enrochements de (3-6) t de l'enracinement de la jetée principale
- Renversement de quelques BCR de 30 T au niveau de la berme du profil courant de la jetée principale

Conclusion

La variante 2.2 montre une instabilité au niveau de la berme en BCR de 30 t du profil courant, du talus intérieur du profil au droit du musoir et l'enracinement de la jetée principale.

VI.6.4. Résultat de la variante 2.3**❖ Résultat de la série progressive pour la direction N°23,**

Niveau d'eau:±0,00 NGA Direction N°23

Tableau 4 : Résultat de la série progressive de la variante 2.3 Direction N°23

TEST N°	Tp (s)	Hs (m) Désirée à -20 m	Hs (m) Obtenue à -20 m	Observations
1	9,52	3.79	3.65	• Rien à signaler ;
2	11,48	5.45	5.59	• Léger embruns sur le profil courant et au droit du musoir de la jetée principale ;
3	12,17	6.16	6.34	• Déferlement de la houle à l'ouvrage ; • Embruns important sur le profil courant de la jetée principale ; • Glissement de 3 enrochements de (3-6)t de la butée de la jetée principale ;
4	12,83	6.91	7.23	• Franchissements sur le profil au droit du musoir de la jetée principale ; • Glissement de quelques enrochements de la butée du au niveau du coude de la jetée principale ;
5	13,56	7.84	7.68	• Franchissements importants au niveau du profil au droit du musoir de la jetée principale ; • Quelques franchissements sur le profil courant de la jetée principale ;
6	13,92	8.34	8.35	• Quelques franchissements important au niveau du profil au droit du musoir • Franchissements importants au niveau du profil courant de la jetée principale ; • Dé rangement de 3 BCR de 40 t de la berme de la jetée principale ;

❖ Série d'endurance avec le niveau d'eau + 0.50 NGA

Afin de s'assurer de la bonne stabilité de l'ouvrage, un essai d'endurance a été effectué avec les paramètres de la houle centennale.

- Hs = 8.34 m à -20 m ;
- Tp = 13.92

La durée du test en modèle est de 2 heures en modèle, ça correspond à une tempête de 12h environ en nature.

Pendant l'essai il a été observé ce qui suit :

- Franchissements important sur le profil courant et au droit du musoir de la jetée principale

- Renversement de quelques BCR de 40 T au niveau de la berme du profil courant de la jetée principale
- Glissement d'un BCR de 10 T de l'enracinement de la jetée principale ;

Conclusion

La variante 2.3 montre stabilité pour ces ouvrages ; néanmoins un ajout d'une couche d'enrochements de (3-6) t entre les BCR de 40 t de la berme pour résoudre le problème de renversement de ces dernière.

VI.6.5. Résultat de la variante 2.4

❖ Résultat de la série progressive pour la direction N°23,

Niveau d'eau:±0,00 NGA Direction N°23

Tableau 5 : Résultat de la série progressive de la variante 2.4 Direction N°23

TEST N°	Tp (s)	Hs (m) Désirée à -20 m	Hs (m) Obtenue à -20 m	Observations
1	9,52	3.79	3.65	• Rien à signaler ;
2	11,48	5.45	5.59	• Léger embruns sur le profil courant et au droit du musoir de la jetée principale ;
3	12,17	6.16	6.34	• Embruns important sur le profil courant de la jetée principale ; • Leger franchissement sur le profil au droit du musoir ; • Le débit moyen obtenu est de 0.51 l/s/ml ;
4	12,83	6.91	7.23	• Franchissements sur le profil au droit du musoir de la jetée principale ; • Le débit moyen obtenu est de 2.93 l/s/ml
5	13,56	7.84	7.68	• Franchissements importants au niveau du profil au droit du musoir de la jetée principale ; • Le débit moyen obtenu est de 5.49 l/s/ml ;
6	13,92	8.34	8.35	• Quelques franchissements important au niveau du profil au droit du musoir • Franchissements importants au niveau du profil courant de la jetée principale ; • Le débit moyen obtenu est de 7.2 l/s/ml ;

❖ Série d'endurance avec le niveau d'eau + 0.50 NGA

Afin de s'assurer de la bonne stabilité de l'ouvrage, un essai d'endurance a été effectué avec les paramètres de la houle centennale.

- Hs = 8.34 m à -20 m ;
- Tp = 13.92

La durée du test en modèle est de 2 heures en modèle, ça correspond à une tempête de 12h environ en nature.

Pendant l'essai il a été observé ce qui suit :

- Franchissements important sur le profil courant et au droit du musoir de la jetée principale
Conclusion

La variante 2.4 montre une stabilité au niveau des ces ouvrages pour la direction N°23.

❖ **Résultat de la série progressive pour la direction N°47**

Les résultats obtenus après les essais pour la direction N°47, sont représentés sur le tableau suivant :

Niveau d'eau:±0,00 NGA Direction N°47

Tableau 6 : Résultat de la série progressive de la variante 2.4 Direction N°47

TEST N°	Tp (s)	Hs (m) Désirée à -20 m	Hs (m) Obtenue à -20 m	Observations
1	8,65	3.18	3.11	• Rien à signaler ;
2	10,26	4.37	4.28	• Très Légers embruns sur le profil courant et au droit du musoir de la jetée principale ;
3	10,85	4.87	5.10	• Embruns important sur le profil courant de la jetée principale et le profil au droit du musoir ; • Le débit moyen obtenu est de 0 l/s/ml ;
4	11,40	5.38	5.20	• Un léger franchissement sur le profil au droit du musoir de la jetée principale ; • Le débit moyen obtenu est de 0.073 l/s/ml ;
5	12,10	6.09	6.13	• Franchissements importants au niveau du profil au droit du musoir de la jetée principale ; • Le débit moyen obtenu est de 0.63 l/s/ml
6	12,83	6.61	6.83	• Quelques franchissements important au niveau du profil au droit du musoir • Franchissements importants au niveau du profil courant de la jetée principale ; • Le débit moyen obtenu est de 1.42 l/s/ml

❖ **Série d'endurance avec le niveau d'eau + 0.50 NGA**

Afin de s'assurer de la bonne stabilité de l'ouvrage, un essai d'endurance a été effectué avec les paramètres de la houle centennale.

- Hs = 6.61 m à -20 m ;
- Tp = 12.83s

La durée du test en modèle est de 2 heures en modèle, ça correspond à une tempête de 12h environ en nature.

Pendant l'essai il a été observé ce qui suit :

- Franchissements important sur le profil courant et au droit du musoir de la jetée principale ;
- Chute de 3 BCR du tronçon courant de la jetée principale ;
- Chute de 2 BCR du coude du profil courant de la jetée principale ;

Conclusion

N°47 La variante 2.4 montre une stabilité au niveau des ces ouvrages pour la direction

❖ **Résultat de la série progressive pour la direction N°80,**

Niveau d'eau:±0,00 NGA Direction N°80

Tableau 7 : Résultat de la série progressive de la variante 2.4 Direction N°80

TEST N°	Tp (s)	Hs (m) Désirée à -20 m	Hs (m) Obtenue à -20 m	Observations
1	7.83	2.66	2.69	• Rien à signaler ;
2	9.10	3.49	3.36	• Rien à signaler ;
3	9.56	3.82	3.76	• Rien à signaler ;
4	10.02	4.17	4.03	• Très Leger embruns sur le profil au droit du musoir ;
5	10.54	4.60	4.67	• Embruns important sur le profil au droit du musoir
6	11.00	5	5.30	• Embruns très important sur le profil au droit du musoir

❖ **Série d'endurance avec le niveau d'eau + 0.50 NGA**

Afin de s'assurer de la bonne stabilité de l'ouvrage, un essai d'endurance a été effectué avec les paramètres de la houle centennale.

- Hs = 5 m à -20 m ;
- Tp = 11.00

La durée du test en modèle est de 2 heures en modèle, ça correspond à une tempête de 12h environ en nature.

Pendant l'essai il a été observé ce qui suit :

- ➔ embruns important sur le profil courant de la jetée principale ;
- ➔ embruns très importants sur le profil au droit du musoir de la jetée principale ;

❖ **Conclusion**

La variante 2.4 montre une stabilité au niveau de ces ouvrages pour la direction N°80.

VI.7.CONCLUSION

L'issue des essais de stabilité effectués en bassin à houle au niveau du Laboratoire d'Etudes Maritimes, on recommande la **variante 2.4**.



CHAPITRE VII : DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES D'ACCOSTAGE

CHAPITRE VII : DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES D'ACCOSTAGE**VII.1. INTRODUCTION**

Les quais jouent un rôle crucial dans la capacité fonctionnelle des ports, des chantiers navals et autres installations en bordure de l'eau. Etant un ouvrage remplissant les trois fonctions d'accostage et d'amarrage, de liaison avec la terre et de soutien des terres.

Au cours de ce chapitre, on procédera au dimensionnement des ouvrages d'accostage (les quais et les appontements).

VII.2. METHODES DE CALCUL DES OUVRAGES D'ACCOSTAGE

La vérification porte à la fois sur la stabilité d'ensemble de l'ouvrage et sur celle des divers éléments qui le constituent. La première nous permet de savoir la stabilité globale de l'ouvrage face aux forces qui lui sont appliquées et la stabilité interne impose aux différents matériaux constituant l'ouvrage un comportement non préjudiciable.

VII.2.1 Stabilité d'ensemble

On vérifie la stabilité de l'ouvrage supposé monolithe, en déterminant les réactions sur la fondation.

On vérifie ensuite **la stabilité au renversement**, par rapport à l'arrête avant avec une sécurité supérieure à 1.50 et **la stabilité au glissement** sur la base ; on admet un angle de frottement Ψ égal à φ dans le cas d'une base rugueuse et égal à $2/3 \varphi$ dans le cas contraire et l'on impose ensuite un coefficient de sécurité au glissement compris entre 1.75 et 2.

On vérifie la portance :

Les contraintes imposées au sol doivent être compatibles avec ses caractéristiques ; On admet pour la portance un coefficient de sécurité compris entre 1.5 et 3. La règle du 1/3 central peut n'être pas respectée dans les cas extrêmes, mais il y a lieu de tenir compte des réductions importantes de la capacité portante du sol quand la fondation supporte une charge excentrée et inclinée.

On vérifie également la stabilité au regard du risque de glissement d'ensemble du sol susceptibles d'entraîner l'ouvrage : on donne une méthode pour étudier cette stabilité ; le coefficient de sécurité au regard du glissement d'ensemble est en général plus faible que celui de la portance, et descend couramment à des valeurs comprises entre 1.2 et 1.3.

VII.2.2 Stabilité des éléments

L'étude a pour but de vérifier la stabilité des éléments constitutifs de l'ouvrage. Les calculs sont conduits selon les méthodes classiques de la mécanique et de la résistance des matériaux, la méthode à suivre variant avec les divers types d'ouvrages

VII.2.3 Stabilité de forme

Toutes les parties de l'ouvrage doivent faire l'objet de justification concernant **le flambement** (cas des ouvrages sur pieux) et si nécessaire **le déversement, le voilement ou le cloquage** (cas des tubes).

VII.3 ETUDE DE QUAI

VII.3.1 Présentation de l'ouvrage

Les quais en blocs offrent un tirant d'eau de 4.00 m. Leur structure est composée :

- D'une assise constituée : d'une couche d'enrochements (1-15Kg) cette dernière est réglée par une couche de ballast (20 - 40mm)
- De piles de blocs en béton remplis enrochement (1 - 15kg) et de sacs de jute
- d'un couronnement en béton armé supporté par les piles de blocs,
- Le pied de quai est protégé par des enrochements de catégorie (50-200 Kg),

Le massif de couronnement des quais est constitué par une poutre en béton armé permettant de rectifier les irrégularités dues à la pose des blocs d'une part, et sert de support pour la fixation des bollards et des organeaux d'autre part.

Les quais sont équipés de bollards, de défenses extrudées, d'anneaux d'amarrage ainsi que d'échelles de sécurité. Le linéaire total est de 432ml. La côte d'arase des quais est de +1,50 m.

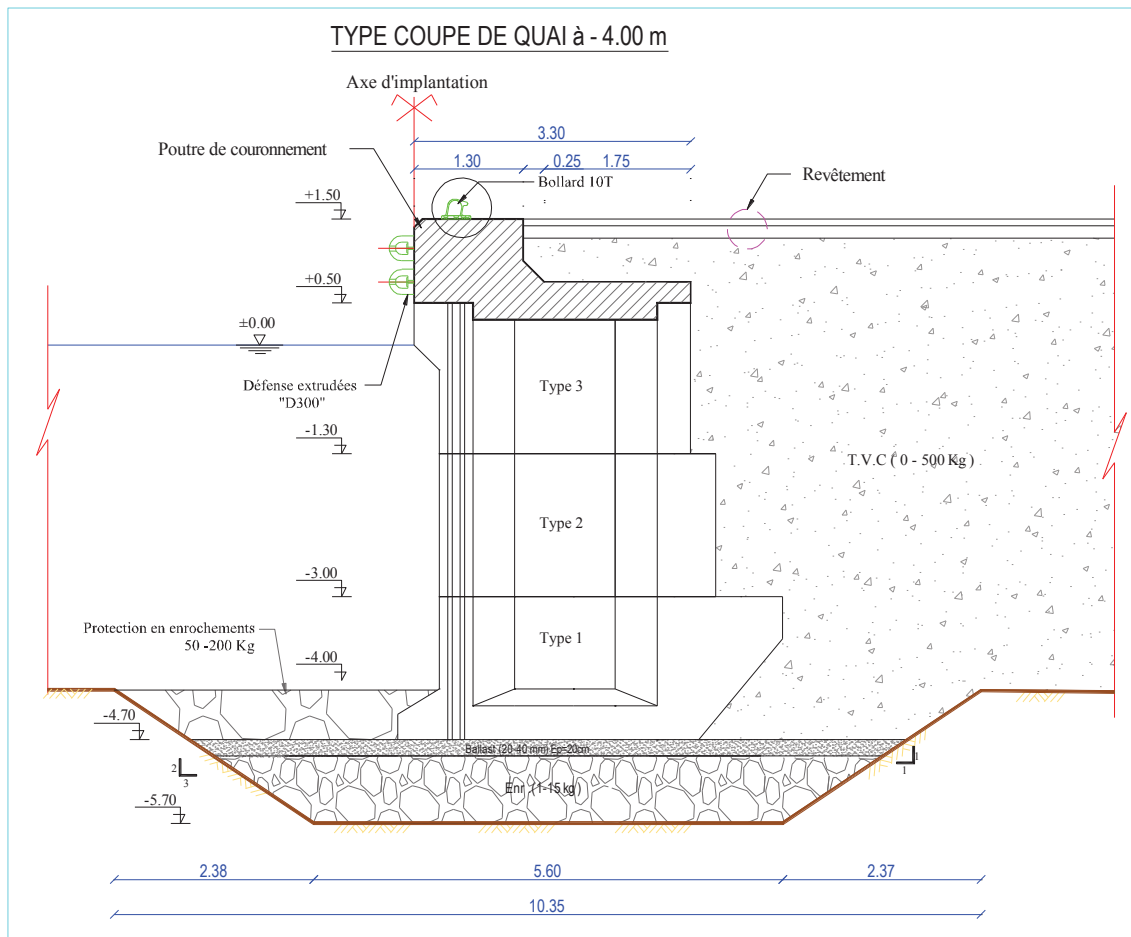


Figure VII. 1: Coupe Transversale du quai en blocs.

VII.3.2. Caractéristiques géométriques des éléments constituant le quai

Pour déterminer les caractéristiques géométriques des blocs, nous utiliserons les formules suivantes :

$$V = S \times H$$

$$P = V \times \gamma_b \text{ ou } P = V \times \gamma'_b \text{ (selon le cas d'émersion)}$$

$$M = P \times d$$

$$d_{V,H} = \frac{\sum M_{V,H}}{P}$$

Avec :

V : Volume de l'élément considéré ;

S : Surface de l'élément considéré ;

H : Hauteur de l'élément considéré ;

P : Poids de l'élément considéré ;

γ_b : Poids volumique du béton ;

γ'_b : Poids volumique déjaugé du béton

$M_{V,H}$: Moment de l'élément considéré ;

$d_{V,H}$: Bras de levier de l'élément considéré.

Tableau VII. 1 : Récapitulatif des poids et CDG du mur de quai

DESIGNATION	POIDS (T)	Moment (T/ml)	XGi (m)	YGi (m)
Bloc 1	26,96	8,99	3,04	0,85
Bloc 2	19,28	6,43	2,92	2,55
Bloc 3	23,15	7,72	2,27	4,50
Couronnement	16,56	5,52	2,01	5,53
Les Terres au-dessus des blocs	37,02	12,34	4,76	4,74
Remblais dans les évidements	30,19	10,06	2,50	3,00
POIDS TOTAL DU MUR	153,16	51,05	3.106	3.487

VII.3.3.HYPOTHÈSES DE CALCUL

VII.3.3.1.Caractéristiques des matériaux de construction

Tableau VII. 2: Caractéristiques des matériaux de construction

Elément	Paramètre	Attribut
Remblai à l'arrière du mur et dans les évidements	γ_d t/m3	1.8
	γ' t/m3	1.1
	φ	37°
	C t/m ²	0
	δ	$\frac{2}{3} \varphi$
Assise en enrochement	γ'_d t/m3	1.1
	φ	37°
	C	0
	σ_{adm}	$\sigma=60$ t/m ² cas statique et $\sigma=90$ t/m ² cas dynamique
Sol support	γ_d t/m3	1.8
	γ' t/m3	1.1
	φ	35°
	σ_{adm}	de 222.3 bars soit 2223 T/m ²
Béton de masse pour blocs de quai	γ_d t/m3	2.4
	γ' t/m3	1.4
Béton de masse pour blocs de quai	γ_d t/m3	2.5
	γ' t/m3	1.5
Acier	Fe	400MPa

VII.3.3.2. Charges et surcharges d'exploitations

Tableau VII. 3: Cas de Charge

Charges permanentes G	Charges d'exploitations Qi
<ul style="list-style-type: none"> ❖ Poids propre du mur ❖ Poids du remblai dans les évidement et sur les blocs ❖ Poussée des terres ❖ Poussée due au marnage ou poussée hydrodynamique 	<ul style="list-style-type: none"> ❖ Effort d'amarrage de 1.7 t/ml ❖ Surcharge de 1 t/m² ❖ Poussée due à 1 camion de 30 tonne

VII.3.3.3.Combinaisons de charges

Les combinaisons utilisées sont :

- **Cas statique** : $G + 1.5 Q_i$

Avec : $Q_1 =$ Surcharge de 1 t/m² + Amarrage

$Q_2 =$ Poussée due à 1 camion + Amarrage

- **Cas du séisme** : $G + Q_i + S_I$

Avec : $Q_1 =$ Surcharge de 1 t/m² + 0.5 x Amarrage.

$Q_2 =$ Poussée due à 1 camion + 0.5x Amarrage.

VII.3.4.Efforts agissant sur le quai

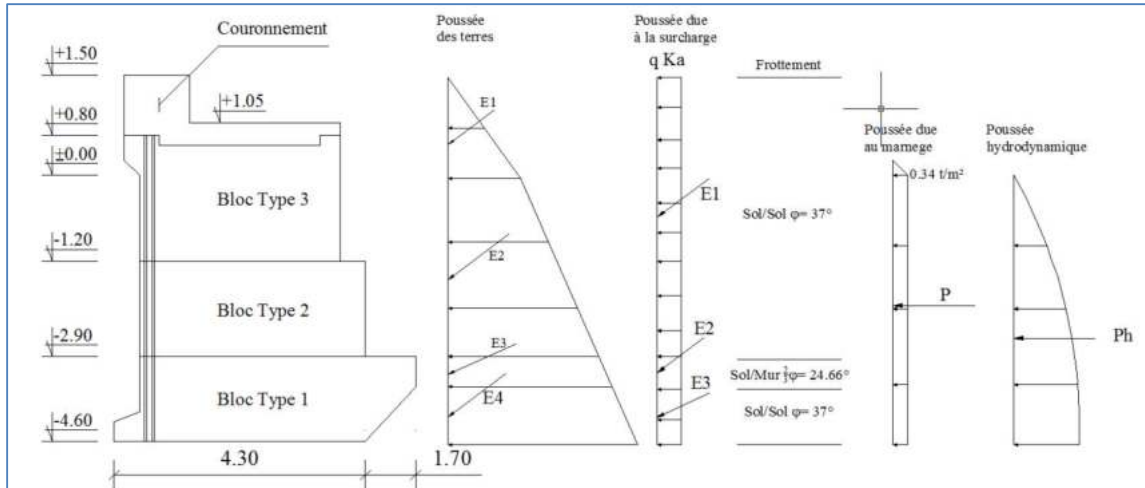


Figure VII. 2: Récapitulatif des différentes sollicitations agissantes sur le quai

VII.3.4.1 Coefficient de Poussées

Le calcul des coefficients de poussées sera établi par la méthode de MONONOBÉ-OKABÉ avec les hypothèses suivantes :

- La surface de rupture est plane
- Le rideau se déplace suffisamment pour que l'équilibre limite soit atteint
- Les points du prisme de rupture sont soumis à la même accélération

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

Avec :

K_a : Coefficient de poussée ;

φ : Angle de frottement interne ;

δ : Angle du frottement du sol sur l'écran (frottement mur-sol ou sol-sol)

Pour un frottement mur-sol : $\delta = 2\varphi / 3$

Pour un frottement sol-sol : $\delta = \varphi$

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

β : Angle du terre-plein avec l'horizontale ;

$$\theta = \text{Arc tg} \left(\frac{K_H}{1 \pm K_V} \right) ;$$

Tableau VII. 4: Récapitulatif des coefficients de poussées

DESIGNATION	Sol/Mur	Sol/Sol
Cas Statique		
	0.2257	0.2331
Cas Dynamique		
Séisme ascendant	0.3707	0.4011
Séisme descendant	0.3503	0.3767

b. les poussées des terres

La pression exercée par les terres sur un écran en point est donnée par la formule suivante :

$$P_i = \left(\sum \gamma_i h_i \right) K_{ai}$$

h_i : Hauteur de la couche i des terres et γ_i sont poids volumique

K_{ai} : Coefficient de poussée

La poussée exercée par les terres sur cet écran est l'aire du diagramme (triangulaire ou trapézoïdale) des contraintes qui en résulte.

Voir tableau N° III.2 pour quai à -4.00 m

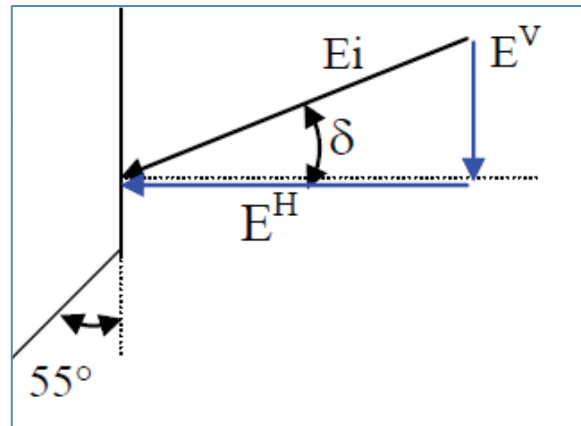


Figure VII. 3: Diagramme de la poussée de terre

Tableau VII. 5: Résultats de Calcul de la Poussée des terres (cas statique)

Cas Statique								
ZONE	PRESSION (T/m2)	POUSSE (T/ml)	Ev (T/ml)	Eh (T/ml)	Xgi (m)	Ygi (m)	Ms (T.m/ml)	Mr (T.m/ml)
E1	0,629	0,472	0,283	0,373	6	5,1	1,699	1,901
E2	1,372	2,902	1,741	2,293	6	2,9	10,448	6,649
E3	1,496	0,717	0,299	0,653	6	1,445	1,794	0,943
E4	1,804	1,98	1,188	1,564	6	0,6	7,128	0,938
Total	5,301	6,071	3,511	4,882	6,00	2,14	21,068	10,431

Tableau VII. 6: Poussée des terres (cas Dynamique Ascendant)

Cas Dynamique Ascendant								
ZONE	PRESSION (T/m2)	POUSSE (T/ml)	Ev (T/ml)	Eh (T/ml)	Xgi (m)	Ygi (m)	Ms (T.m/ml)	Mr (T.m/ml)
E1	1,083	0,812	0,487	0,641	6	5,1	2,923	3,272
E2	2,362	4,995	2,997	3,946	6	2,9	17,981	11,443
E3	2,565	1,232	0,514	1,121	6	1,445	3,082	1,62
E4	3,095	3,396	2,038	2,683	6	0,6	1,223	19,122
Total	9,105	10,435	6,035	8,391	6,00	2,14	25,209	35,457

Tableau VII. 7: Poussées des terres (cas dynamique Descendant)

Cas Dynamique Ascendant								
ZONE	PRESSION (T/m2)	POUSSE (T/ml)	Ev (T/ml)	Eh (T/ml)	Xgi (m)	Ygi (m)	Ms (T.m/ml)	Mr (T.m/ml)
E1	1,015	0,761	0,457	0,602	6	5,1	2,741	3,068
E2	2,215	4,683	2,81	3,7	6	2,9	16,86	10,729
E3	2,407	1,155	0,482	1,051	6	1,445	2,891	1,519
E4	2,903	3,186	1,912	2,517	6	0,6	13,627	3,078
Total	8,54	9,786	5,66	7,87	6,00	2,14	36,118	18,394

VII.3.4.2. Poussée due à la surcharge d'exploitation

Les divers paramètres à calculer sont donnés par les formules suivantes :

Coefficient de poussée : $K_q = \frac{K_a}{\cos(\beta - \gamma)}$

γ : Angle d'inclinaison du parement avec la verticale .

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

La contrainte : $\sigma_i = K_{qi} \times q$; où q est la surcharge uniforme.

La poussée : $p_i = \sigma_i \times h_i$

Sachant que l'inclinaison des poussées des terres et celles dues aux surcharges fait un angle δ (qui dépend du frottement sol-sol ou sol-mur) avec la normale à l'écran considéré. Les efforts verticaux et horizontaux en fonction de l'inclinaison de l'écran sont donnés par :

$$; E_i^V = E_i \sin \delta ; E_i^H = E_i \cos \delta ;$$

a. Poussée due à la surcharge de 1t/m²

Tableau VII. 8: Poussée du à la surcharge 1t/ m2 (Cas Statique)

Cas Statique								
ZONE	PRESSION (T/m2)	POUSSE (T/ml)	Ev (T/ml)	Eh (T/ml)	Xgi (m)	Ygi (m)	Ms (T.m/ml)	Mr (T.m/ml)
E1	0,233	1,025	0,615	0,81	6	3,9	3,691	3,159
E2	0,225	0,113	0,047	0,102	6	1,45	0,281	0,148
E3	0,233	0,28	0,168	0,221	6	0,6	1,007	0,133
Total	0,691	1,417	0,83	1,133	6	3,035	4,979	3,44

Tableau VII. 9: Poussée du à la surcharge 1t/ m2 (Cas Dynamique Ascendant)

Cas Dynamique Ascendant								
ZONE	PRESSION (T/m2)	POUSSE (T/ml)	Ev (T/ml)	Eh (T/ml)	Xgi (m)	Ygi (m)	Ms (T.m/ml)	Mr (T.m/ml)
E1	0,401	1,764	1,059	1,394	6	3,9	6,352	5,436
E2	0,37	0,185	0,077	0,168	6	1,45	0,463	0,244
E3	0,401	0,481	0,289	0,38	6	0,6	1,732	0,228
Total	1,172	2,431	1,425	1,942	6	3,035	8,547	5,908

Tableau VII. 10: Poussée du à la surcharge 1t/ m2 (Cas Dynamique Descendant)

Cas Dynamique Descendant								
ZONE	PRESSION (T/m2)	POUSSE (T/ml)	Ev (T/ml)	Eh (T/ml)	Xgi (m)	Ygi (m)	Ms (T.m/ml)	Mr (T.m/ml)
E1	0,376	1,654	0,993	1,307	6	3,9	5,956	5,097
E2	0,35	0,175	0,073	0,159	6	1,45	0,438	0,231
E3	0,376	0,451	0,271	0,356	6	0,6	1,624	0,214
Total	1,102	2,281	1,336	1,823	6	3,035	8,018	5,542

b. Poussée due à un camion de 30 tonnes

Le schéma suivant illustre la façon avec laquelle se diffuse l'effort ramené par chaque essieu à une roue ; A partir de chaque impact (b×L) de chaque roue de résultante W il y a diffusion ; et la poussée est répartie triangulairement sur l'écran touché par cette diffusion ; la poussée est l'aire de du diagramme qui en résulte.

Tableau VII. 11: Répartition des charges sur les essieux d'un camion 30t

ZONE	Charge d'essieu	Dimensions de l'impact
1er essieu	6 t	0.20×0.20
2 ^{ème} essieu	12 t	0.25×0.25
3 ^{ème} essieu	12 t	0.25×0.25

$$tg\varphi = \frac{h}{a} \rightarrow h = a \, tg\varphi$$

$$d = (a + b) \, tg\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) - a \, tg\varphi$$

$$P = \frac{W}{2a + L}$$

$$P_n = P \, tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$Y = \frac{2P_n}{d}$$

Poussées due à 1 camion de 30 tonnes
 P=1.33 t/ml ; Y_G= 4.76 m ; M_r=7.5 t.m/ml

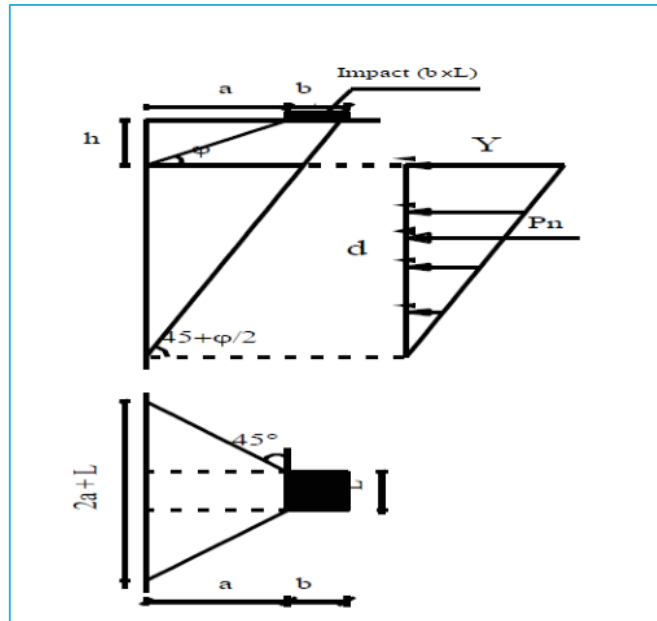


Tableau VII. 12: Poussée due à un camion de 30 tonnes

ZONE	Pression(T/ml)	Poussée(T/ml)	Ygi(m)	Mr(T.m/ml)
E1	0,35	0,06	4,71	0,28
E2	0,35	1,60	2,30	3,69
Total	/	1,66	2,39	3,97

VII.3.4.3. Poussée due au marnage

La pression due au marnage est donnée par la formule suivante : $\sigma = e \times \gamma_w$
 e : Marnage (e = 0.34m).

h : Profondeur au pied du quai

γ_w : Densité de l'eau de mer ($\gamma_w = 1.026 \text{ t/m}^3$).

D'où les poussées due au marnage :

$$P_1 = \frac{1}{2} \sigma \cdot e; \quad YG1 = h + \frac{e}{3};$$

$$P_2 = \sigma \cdot h; \quad YG2 = \frac{h}{2};$$

VII.3.4.4. Poussée hydrodynamique

Elle est donnée par la formule suivante :

$$P_h = 0.9917K_h\gamma_w h^2$$

Coefficient d'accélération sismique horizontale ($K_h = 0.20g$).

Poids volumique de l'eau de mer : $\gamma_w = 1.026 \text{ t/m}^3$

Le bras de levier de la poussée est $Z = 0.4h$

h : Profondeur au pied du quai

Poussée hydrodynamique

$P = 5.3 \text{ t/ml}$; $Y_G = 2.04 \text{ m}$; $M_r = 10.812 \text{ t.m/ml}$

VII.3.4.5. Sollicitation due à l'amarrage

Les amarres du navire sont attachées à des bollards qui imposent des efforts dus à l'action du vent sur les navires. À l'agitation du plan d'eau et à l'action des courants sur la carène.

L'effort d'amarrage est de $F = 1.7 \text{ t/m}$; appliqué à $+0.30 \text{ m}$ au-dessus du niveau supérieur du quai engendre un moment de : $M = F \times (h + 1.5 + 0.30)$;

h : Profondeur en pied de quai.

VII.3.4.6. Effort du au séisme

- Force horizontale due au séisme (S_I): $S_I = K_h \times P$
- Force verticale due au séisme : $(1 \pm K_v) * P$
- P : Poids total du mur (y compris les terres dans les évidements et au-dessus des blocs)
- K_h : Accélération sismique horizontale.
- K_v : Accélération sismique verticale.

+ K_v : Séisme Descendant

- K_v : Séisme Ascendant

D'après le **RPA** la prise en compte du séisme pour les efforts suivants :

- Poussée des terres ;
- Surcharge uniforme

Est effectué en multipliant leurs efforts par $(1 \pm K_v)$

VII.3.5. Vérifications de la stabilité globale du mur de quai

VII.3.5.1. Cas statique

Tableau VII. 13 : Récapitulatif des forces

Désignations	E^V (t/ml)	E^H (t/ml)	X_{Gi} (m)	Y_{Gi} (m)	M^S (t.m/ml)	M^r (t.m/ml)
Charges permanentes						
Poids total du mur.....g1	51,05	0,00	3,11	3,49	158,58	0,00
Poussée des terres..... g2	3,511	4,882	6,00	2,14	21,07	10,431
Poussée due au marnage..... g3	0	1,66	0	2,39	0	3,97
Surcharges						
Surcharges (1.00 T/m2).....q1	0,83	1,13	6,00	3,04	4,98	3,44
Amarrage (1,7.00 T/ml)..... q2	0,00	1,70	0,00	6,40	0,00	10,88
Poussée due au camion de 30T... q3	0,00	1,33	0,00	4,76	0,00	6,33
G = Σg_i	54,56	6,55			179,65	14,40
Q1 = q1 + q2	0,83	2,83			4,98	14,32
Q2 = q2 + q3	0,00	3,03			0,00	17,21
Combinaisons						
G + 1.5 Q1	55,81	10,80			187,12	35,88
G + 1.5 Q2	54,56	11,09			179,65	40,22

a- Vérification de la stabilité au renversement et au glissement

Tableau VII. 14: Coefficients de sécurité

Coefficient de sécurité	Au renversement $F_r = \frac{M_S}{M_R}$	Au glissement $F_g = \frac{E^V}{E^H} tg(\varphi)$
G + 1.5 Q1	5.21	3.88
G + 1.5 Q2	4.47	3.69

b- Vérification de la capacité portante du sol

b.1- Au niveau de l'assise en enrochement

$$\sigma_{adm} = 60 \text{ t/m}^2$$

Tableau VII. 15: Vérification de la capacité portante du sol Au niveau de l'assise en enrochement

Combinaisons	$e = \frac{M^S - M^V}{E^V}$ (m)	$B = 2 \times e$ (m)	$\delta = \text{Arct} \left[\frac{E^H}{E^V} \right]$	$\sigma_v = \frac{E^V}{B}$ (t/m2)	$\sigma_{Assise} = \sigma_{adm} e^{-\delta}$ (t/m2)	F_s
G + 1.5 Q1	2.71	5.42	10.95°	10.30	49.56	4.81
			0.191 Rad			
G + 1.5 Q2	2.56	5.11	11.50°	10.68	49.10	4.60
			0.201 Rad			

b.2- Au niveau du sol de fondation (sol support)

$$\sigma_{adm} = 2223 \text{ t/m}^2; E^{V'} = E^V + W ;$$

$W = \gamma \times h \times B'$: le poids de la couche d'assise en enrochement sous le mur d'épaisseur $h = 2.80 \text{ m}$.

Tableau VII. 16: Vérification de la capacité portante du sol Au niveau du sol de fondation (sol support)

Combinaisons	$B' = B + 2h \times \tan(\varphi) \text{ (m)}$	$\delta = \text{Arctg} \left[\frac{E^H}{E^{V'}} \right]$	$\sigma_v = \frac{E^{V'}}{B} \text{ (t/m}^2\text{)}$	$\sigma_{sol} = \sigma_{adm} e^{-\delta} \text{ (t/m}^2\text{)}$	Fs
G + 1.5 Q1	9.62	7.21°	8.88	1960.44	220.74
		0.13 Rad			
G + 1.5 Q2	9.31	7.59°	8.94	1947.21	217.80
		0.13 Rad			

VII.3.5.2 Cas dynamique

1er cas : séisme ascendant

Tableau VII. 17: Récapitulatif des forces

Efforts	$E^V \text{ (t/ml)}$	$E^H \text{ (t/ml)}$	$X_{Gi} \text{ (m)}$	$Y_{Gi} \text{ (m)}$	$M^S \text{ (t.m/ml)}$	$M^r \text{ (t.m/ml)}$
Charges permanentes						
Poids total du mur.....g1	47,99	0,00	3,11	3,49	149,06	0,00
Force due au séisme.....SI	0,00	10,21	0,00	3,49	0,00	35,60
Poussée des terres..... g2	6,04	8,39	6,00	2,14	25,21	35,46
Poussée hydrodynamique....g3	0,00	5,30	0,00	2,04	0,00	10,81
Surcharges						
Surcharges (1.00 T/m2).....q1	1,43	1,94	6,00	3,04	8,55	5,91
Amarrage (1,7.00 T/ml)..... q2	0,00	1,70	0,00	6,40	0,00	10,88
Poussée due au camion de 30T... q3	0,00	1,33	0,00	4,76	0,00	6,33
G = Σgi	54,02	13,69			174,27	46,27
Q1 = q1 + 1/2 q2	1,43	2,79			8,55	11,35
Q2 = 1/2 q2 + q3	0,00	2,18			0,00	11,77
Combinaisons						
G + Q1 + SI	55,45	26,69			182,82	93,22
G + Q2 + SI	54,02	26,08			174,27	93,64

a. Vérification de la stabilité au renversement et au glissement

Tableau VII. 18: Coefficient de sécurité (Cas dynamique)

Coefficient de sécurité	Au renversement $F_r = \frac{M_S}{M_R}$	Au glissement $F_g = \frac{E^V}{E^H} \tan(\varphi)$
G + Q1 + SI	1.96	1.56
G + Q2 + SI	1.86	1.55

b.Vérification de la capacité portante du sol
b.1- Au niveau de l'assise en enrochement

Tableau VII. 19: Capacité portante au niveau de l'assise en enrochements 1-15kg

Combinaison s	$e = \frac{M^S - M^V}{E^V}$ (m)	$B' = B + 2h \times tg(\varphi)$ (m)	$\delta = Arctg \left[\frac{E^H}{E^V} \right]$	$\sigma_v = \frac{E^V}{B}$ (t/m2)	$\sigma_{sol} = \sigma_{adm} e^{-\delta}$ (t/m2)	Fs
G+Q1+SI	1.62	3.23	25.72°	17.16	57.46	3.35
			0.449 Rad			
G+Q2+SI	1.49	2.99	25.78°	18.10	57.40	3.17
			0.450 Rad			

b.2- Au niveau du sol de fondation (sol support)

$\sigma_{adm} = 1.5 \times 2223 = 3334.5 \text{ t/m}^2$; $E^v = E^v + W$;

$W = \gamma \times h \times B'$: le poids de la couche d'assise en enrochement sous le mur d'épaisseur $h = 2.80\text{m}$.

Tableau VII. 20: Capacité portante au niveau de la fondation

Combinaisons	$B' = B + 2h \times tg(\varphi)$ (m)	$\delta = Arctg \left[\frac{E^H}{E^V} \right]$	$\sigma_v = \frac{E^V}{B}$ (t/m ²)	$\sigma_{sol} = \sigma_{adm} e^{-\delta}$ (t/m ²)	Fs
G + Q1 + SI	7.43	18.83°	10.54	2401.08	227.79
		0.328 Rad			
G + Q2 + SI	7.19	18.92°	10.60	2397.34	226.19
		0.330 Rad			

2ème cas : Séisme descendant

Tableau VII. 21: Récapitulatif des forces -Séisme descendant-

Efforts	EV (t/ml)	EH (t/ml)	XGi (m)	YGi (m)	MS (t.m/ml)	Mr (t.m/ml)
Charges permanentes						
Poids total du mur.....g1	54,12	0,00	3,11	3,49	168,09	0,00
Force due au séisme.....SI	0,00	10,21	0,00	3,49	0,00	35,60
Poussée des terres.....g2	5,66	7,87	6,00	2,14	36,12	18,39
Poussée hydrodynamique....g3	0,00	5,30	0,00	2,04	0,00	10,81
Surcharges						
Surcharges (1.00 T/m2).... q1	1,34	1,82	6,00	3,04	8,02	5,54
Amarrage (1,70 T/ml)..... q2	0,00	1,70	0,00	6,40	0,00	10,88
Poussée due au camion de 30T...q3	0,00	1,33	0,00	4,76	0,00	6,33
G = Σgi	59,78	13,17			204,21	29,21
Q1 = q1 + 1/2 q2	1,34	2,67			8,02	10,98
Q2 = 1/2 q2 + q3	0,00	2,18			0,00	11,77
Combinaisons						
G + Q1 + SI	61,11	26,05			212,23	75,79
G + Q2+ SI	59,78	25,56			204,21	76,58

a- Vérification de la stabilité au renversement et au glissement

Tableau VII. 22: Coefficient de sécurité au renversement et au glissement -Séisme descendant-

Combinaisons	Au renversement $F_r = \frac{M_S}{M_R}$	Au glissement $F_g = \frac{E^V}{E^H} tg(\varphi)$
G + Q1 + SI	2.80	1.76
G + Q2 + SI	2.67	1.75

b- Vérification de la capacité portante du sol :

b.1- Au niveau de l'assise en enrochement

$$\sigma_{adm} = 1.5 \times 60 = 90 \text{ t/m}^2 \text{ (Cas dynamique)}$$

Tableau VII. 23: Capacité portante au niveau de l'assise en enrochement -Séisme descendant-

Combinaisons	$e = \frac{M^S - M^V}{E^V}$ (m)	B = 2×e(m)	$\delta = \text{Arct} \left[\frac{E^H}{E^V} \right]$	$\sigma_V = \frac{E^V}{B}$ (t/m ²)	$\sigma_{Assise} = \sigma_{adm} e^{-\delta}$ (t/m ²)	F _s
G+Q1+SI	2.23	4.47	23.10°	13.69	60.15	4.40
			0.403 Rad			
G+Q1+SI	2.14	4.27	23.16°	14	60.08	4.29

b.2- Au niveau du sol de fondation (sol support)

$\sigma_{adm} = 1.5 \times 2223 = 3334.5 \text{ t/m}^2$; $E^V = E^v + W$; $W = \gamma \times h \times B'$: le poids de la couche d'assise en enrochement sous le mur d'épaisseur $h = 2.80\text{m}$.

Tableau VII. 24: Capacité portante au niveau de sol de fondation -Séisme descendant-

Combinaisons	$B' = B + 2h \times tg(\varphi)$ (m)	$\delta = \text{Arctg} \left[\frac{E^H}{E^V} \right]$	$\sigma_V = \frac{E^V}{B}$ (t/m ²)	$\sigma_{sol} = \sigma_{adm} e^{-\delta}$ (t/m ²)	F _s
G + Q1 + SI	8.67	16.54°	10.13	2498.93	246.63
		0.288 Rad			
G + Q2 + SI	8.47	16.59°	10.14	2496.76	246.30

Conclusion :

La stabilité vis-à-vis du renversement, glissement est satisfaite.

La stabilité au poinçonnement est aussi satisfaite.

VII.3.6. Vérification de la stabilité partielle

VII.3.6.1. BLOC 3 + COURONNEMENT

a- Cas statique

Tableau VII. 25: Récapitulatif des forces

Efforts	E_V (t/ml)	E_H (t/ml)	X_{Gi} (m)	Y_{Gi} (m)	M_S (t.m/ml)	M_R (t.m/ml)
Charges permanentes						
Poids total du mur.....g1	33,80	0,00	2,25	2,54	76,03	0,00
Poussée des terres..... g2	2,024	2,665	5,50	1,51	11,13	4,019
Poussée due au marnage.. g3	0	1,07	0	0,83	0	0,89
Surcharges						
Surcharges (1.00 T/m2).... q1	0,62	0,81	5,50	2,20	3,38	1,78
Amarrage (1,70 T/ml)..... q2	0,00	1,70	0,00	4,70	0,00	7,99
Poussée due au camion de 30T...q3	0,00	1,33	0,00	3,06	0,00	4,07
G = Σg_i	35,82	3,74			87,16	4,91
Q1 = q1 + q2	0,62	2,51			3,38	9,77
Q2 = q2 + q3	0,00	3,03			0,00	12,06
Combinaisons						
G + 1.5 Q1	36,74	7,50			92,23	19,56
G + 1.5 Q2	35,82	8,28			87,16	23,00

Vérification de la stabilité au renversement et au glissement

Tableau VII. 26: Coefficient de sécurité au renversement et au glissement

Combinaisons	Au renversement $F_r = \frac{M_S}{M_R}$	Au glissement $F_g = \frac{E_V}{E_H} tg(\varphi)$
G + 1.5 Q1	4.71	3.67
G + 1.5 Q2	3.79	3.24

b- Cas dynamique

1er cas : séisme ascendant

Tableau VII. 27: Récapitulatif des forces

Efforts	E_V (t/ml)	E_H (t/ml)	X_{Gi} (m)	Y_{Gi} (m)	M_S (t.m/ml)	M_R (t.m/ml)
Charges permanentes						
Poids total du mur.....g1	31,77	0,00	2,25	2,54	71,46	0,00
Force due au séisme.....SI	0,00	6,76	0,00	2,54	0,00	17,16
Poussée des terres..... g2	3,48	4,59	5,50	1,51	19,16	6,92
Poussée hydrodynamique....g3	0,00	1,71	0,00	1,16	0,00	1,98
Surcharges						
Surcharges (1.00 T/m2).... q1	1,06	1,39	5,50	2,20	5,82	3,07
Amarrage (1,70 T/ml)..... q2	0,00	1,70	0,00	4,70	0,00	7,99
Poussée due au camion de 30T...q3	0,00	1,33	0,00	3,06	0,00	4,07
G = Σg_i	35,25	6,30			90,63	8,90

$Q1 = q1 + 1/2 q2$	1,06	2,24			5,82	7,06
$Q2 = 1/2 q2 + q3$	0,00	2,18			0,00	8,06
Combinaisons						
G + Q1 + SI	36,31	15,30			96,45	33,12
G + Q2 + SI	35,25	15,24			90,63	34,12

Vérification de la stabilité au renversement et au glissement

Tableau VII. 28: Coefficient de sécurité au renversement et au glissement

Combinaisons	Au renversement $F_r = \frac{M_S}{M_R}$	Au glissement $F_g = \frac{E^V}{E^H} tg(\varphi)$
G + Q1 + SI	2.91	1.78
G + Q2 + SI	2.66	1.74

2^{ème} cas : Séisme descendant

Tableau VII. 29: Récapitulatif des forces

Efforts	E_V (t/ml)	E_H (t/m)	X_G i (m)	Y_{Gi} (m)	M_S (t.m/ml)	M_r (t.m/ml)
Charges permanentes						
Poids total du mur.....g1	35,83	0,00	2,25	2,54	80,59	0,00
Force due au séisme.....SI	0,00	6,76	0,00	2,54	0,00	17,16
Poussée des terres..... g2	3,27	4,30	5,50	1,51	17,97	6,49
Poussée hydrodynamique....g3	0,00	1,71	0,00	1,16	0,00	1,98
Surcharges						
Surcharges (1.00 T/m2).... q1	0,99	1,31	5,50	2,20	5,46	2,88
Amarrage (1,70 T/ml)..... q2	0,00	1,70	0,00	4,70	0,00	7,99
Poussée due au camion de 30T...q3	0,00	1,33	0,00	3,06	0,00	4,07
G = $\sum g_i$	39,09	6,01			98,55	8,47
Q1 = $q1 + 1/2 q2$	0,99	2,16			5,46	6,87
Q2 = $1/2 q2 + q3$	0,00	2,18			0,00	8,06
Combinaisons						
G + Q1 + SI	40,09	14,93			104,01	32,50
G + Q2 + SI	39,09	14,95			98,55	33,69

Vérification de la stabilité au renversement et au glissement

Tableau VII. 30: Coefficient de sécurité au renversement et au glissement

Combinaisons	Au renversement $F_r = \frac{M_S}{M_R}$	Au glissement $F_g = \frac{E^V}{E^H} tg(\varphi)$
G + Q1 + SI	3.20	2.01
G + Q2 + SI	2.93	1.96

VI.3.6.2. BLOC 2 + BLOC 3 + COURONNEMENT

a- Cas statique

Tableau VII. 31: Récapitulatif des forces

Efforts	EV (t/ml)	EH (t/ml)	XGi (m)	YGi (m)	MS (t.m/ml)	Mr (t.m/ml)
Charges permanentes						
Poids total du mur.....g1	19,99	0,00	1,84	1,53	36,68	0,00
Poussée des terres..... g2	0,847	1,115	5,50	0,90	4,66	1,005
Poussée due au marnage.. g3	0	0,48	0	1,11	0	0,53
Surcharges						
Surcharges (1.00 T/m2).... q1	0,38	0,50	5,50	1,35	2,08	0,67
Amarrage (1,70 T/ml)..... q2	0,00	1,70	0,00	3,00	0,00	5,10
Poussée due au camion de 30Tq3	0,00	1,33	0,00	1,55	0,00	2,06
G =Σgi	20,83	1,59			41,34	1,54
Q1 = q1 + q2	0,38	2,20			2,08	5,77
Q2 = q2 + q3	0,00	3,03			0,00	7,16
Combinaisons						
G + 1.5 Q1	21,40	4,89			44,45	10,19
G + 1.5 Q2	20,83	6,14			41,34	12,28

Vérification de la stabilité au renversement et au glissement

Tableau VII. 32: Coefficient de sécurité au renversement et au glissement

Combinaisons	Au renversement $F_r = \frac{M_S}{M_R}$	Au glissement $F_g = \frac{E^V}{E^H} tg(\varphi)$
G + 1.5 Q1	4.36	3.28
G + 1.5 Q2	3.37	2.55

b- Cas dynamique

1er cas : séisme ascendant

Tableau VII. 33: Récapitulatif des forces

Efforts	EV (t/ml)	EH (t/ml)	XGi (m)	YGi (m)	MS (t.m/ml)	Mr (t.m/ml)
Charges permanentes						
Poids total du mur.....g1	18,79	0,00	1,84	1,53	34,48	0,00
Force due au séisme.....SI	0,00	4,00	0,00	1,53	0,00	6,12
Poussée des terres..... g2	2,83	3,73	5,50	0,90	15,57	2,63
Poussée hydrodynamique....g3	0,00	0,30	0,00	0,48	0,00	0,14
Surcharges						
Surcharges (1.00 T/m2).... q1	1,06	1,39	5,50	1,35	5,82	1,88
Amarrage (1,70 T/ml)..... q2	0,00	1,70	0,00	3,00	0,00	5,10
Poussée due au camion de 30T...q3	0,00	1,33	0,00	1,55	0,00	2,06
G =Σgi	21,62	4,03			50,05	2,78
Q1 = q1 + 1/2 q2	1,06	2,24			5,82	4,43
Q2 = 1/2 q2 + q3	0,00	2,18			0,00	4,61

Combinaisons						
G + Q1 + SI	22,68	10,27			55,87	13,33
G + Q2 + SI	21,62	10,21			50,05	13,51

Vérification de la stabilité au renversement et au glissement

Tableau VII. 34: Coefficient de sécurité au renversement et au glissement

Combinaisons	Au renversement $F_r = \frac{M_S}{M_R}$	Au glissement $F_g = \frac{E^V}{E^H} tg(\varphi)$
G + Q1 + SI	4.19	1.66
G + Q2 + SI	3.71	1.59

2ème cas : Séisme descendant

Tableau VII. 35: Récapitulatif des forces

Efforts	EV (t/ml)	EH (t/ml)	XGi (m)	YGi (m)	MS (t.m/ml)	Mr (t.m/ml)
Charges permanentes						
Poids total du mur.....g1	21,19	0,00	1,84	1,53	38,88	0,00
Force due au séisme.....SI	0,00	4,00	0,00	1,53	0,00	6,12
Poussée des terres..... g2	2,66	3,50	5,50	0,90	14,60	2,47
Poussée hydrodynamique....g3	0,00	0,30	0,00	0,48	0,00	0,14
Surcharges						
Surcharges (1.00 T/m2).... q1	0,99	1,31	5,50	1,35	5,46	1,76
Amarrage (1,70 T/ml)..... q2	0,00	1,70	0,00	3,00	0,00	5,10
Poussée due au camion de 30T..q3	0,00	1,33	0,00	1,55	0,00	2,06
G = Σgi	23,84	3,80			53,48	2,61
Q1 = q1 + 1/2 q2	0,99	2,16			5,46	4,31
Q2 = 1/2 q2 + q3	0,00	2,18			0,00	4,61
Combinaisons						
G + Q1 + SI	24,83	9,95			58,94	13,05
G + Q2+ SI	23,84	9,97			53,48	13,34

Vérification de la stabilité au renversement et au glissement

Tableau VII. 36: Coefficient de sécurité au renversement et au glissement

Combinaisons	Au renversement $F_r = \frac{M_S}{M_R}$	Au glissement $F_g = \frac{E^V}{E^H} tg(\varphi)$
G + Q1 + SI	4.52	1.87
G + Q2 + SI	4.01	1.79

Conclusion :

La stabilité partielle vis-à-vis du renversement et du glissement est vérifiée.

VII.3.7.Vérification de la stabilité vis à vis au glissement en cercle

Le calcul de glissement en cercle est fait à l'aide d'un logiciel nommé 'TALREN V4 le détail dans l'annexe E.

VII.3.7.1 Cas statique

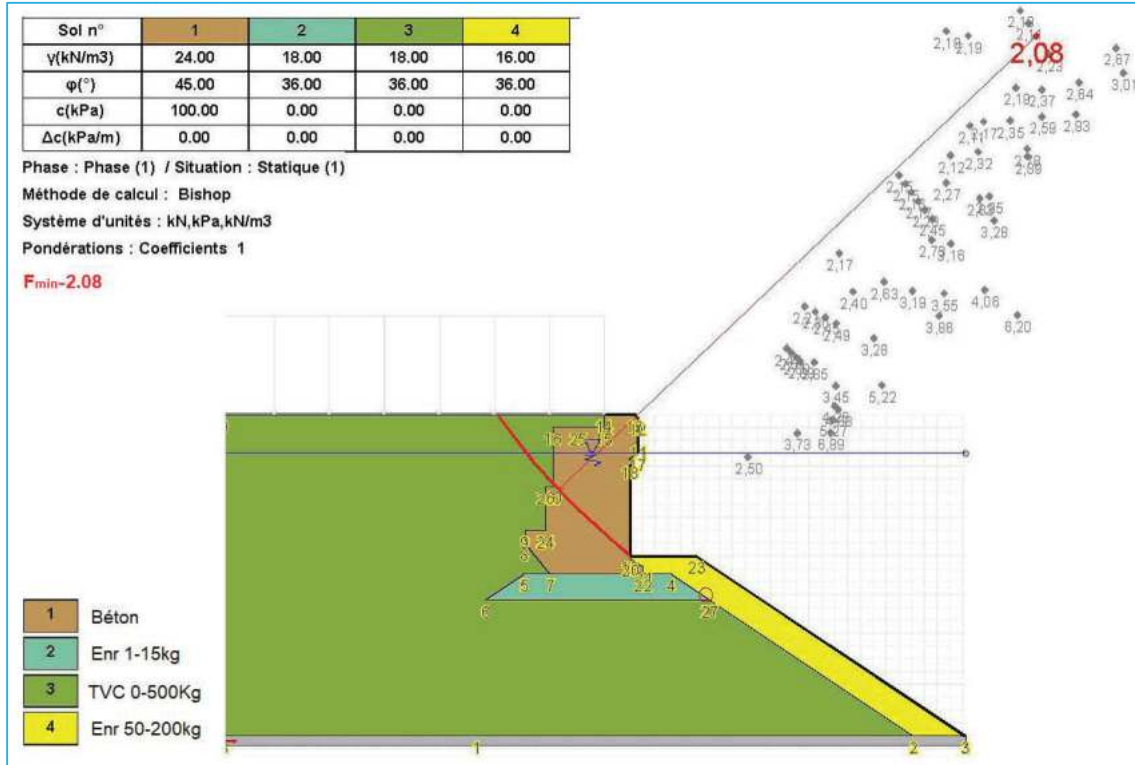


Figure VII. 4 : Vérification de la stabilité vis à vis au glissement en cercle – Cas Statique-

VII.3.7.2 Cas Ascendant

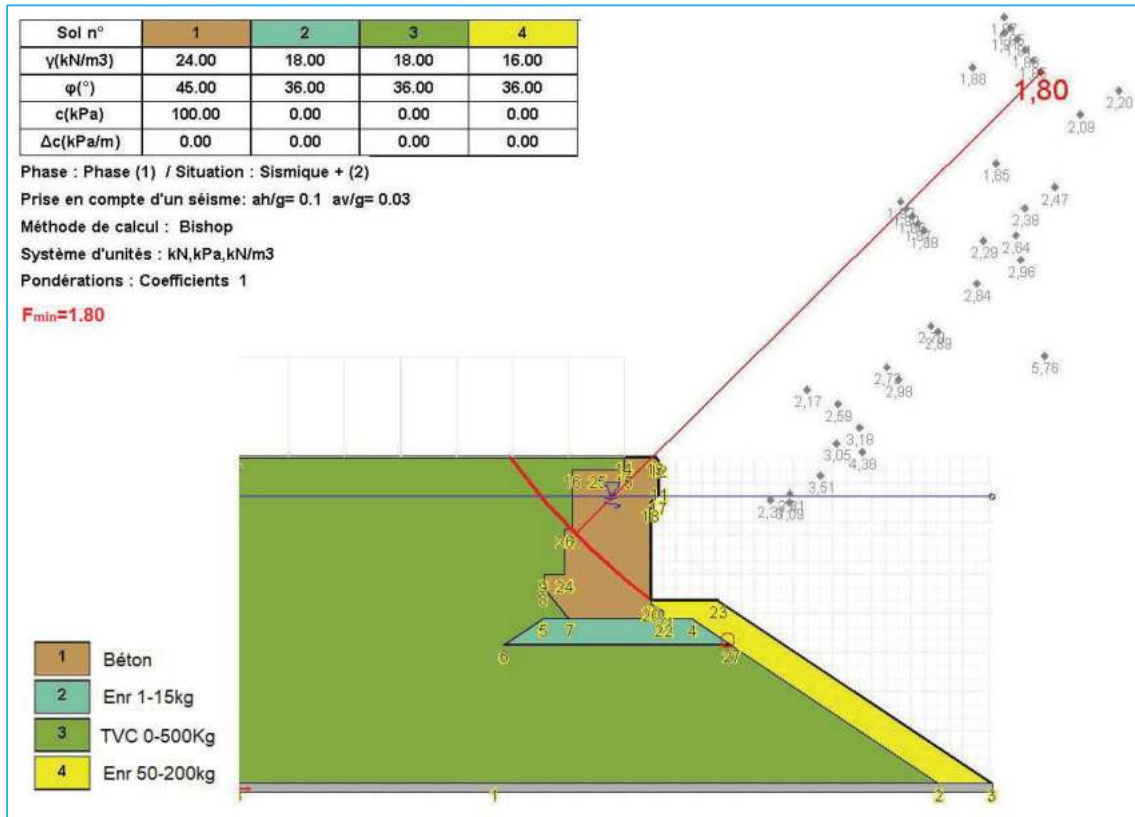


Figure VII. 5: Vérification de la stabilité vis à vis au glissement en cercle – Séisme Ascendant -

VII.3.7.1 Cas Descendant

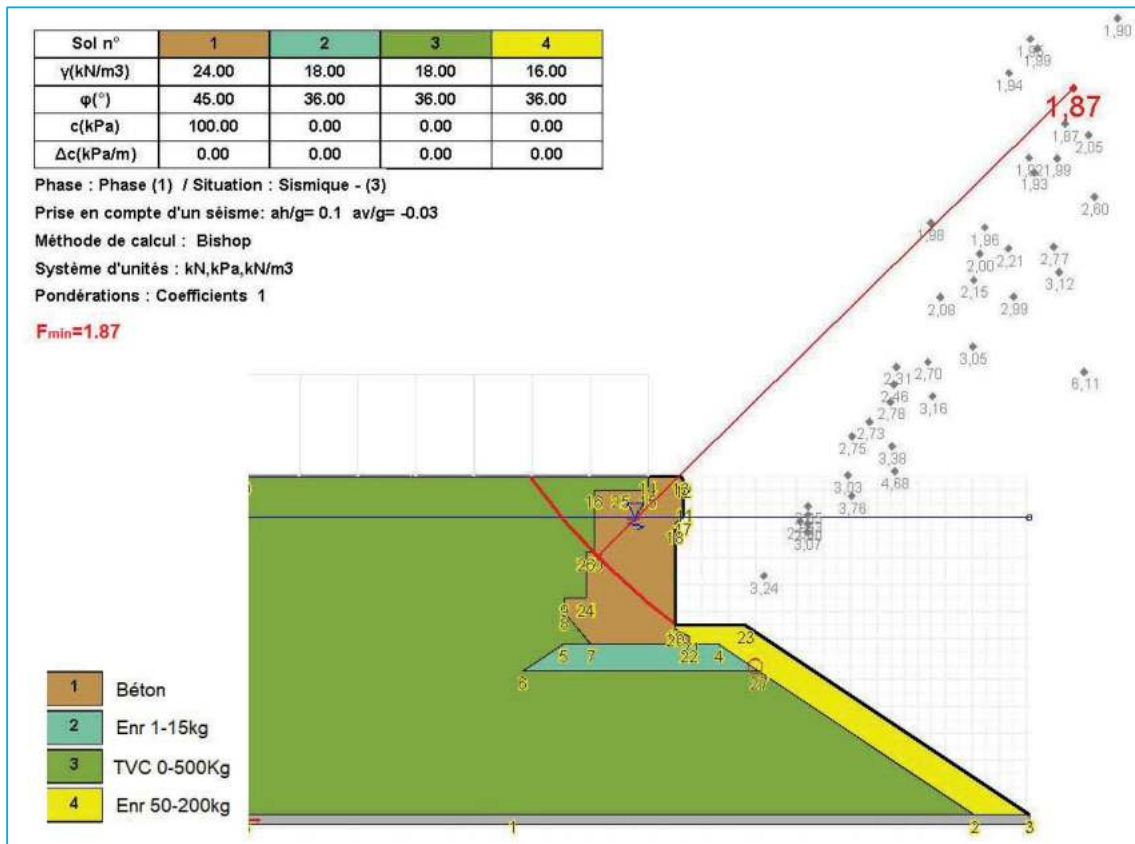


Figure VII. 6: Vérification de la stabilité vis à vis au glissement en cercle – Séisme Ascendant -

✚ Tableau récapitulatif

Tableau 8 : Coefficient de sécurité- vérification de glissement en cercle-

Cas de Charge	Cas Statique	Cas Ascendant	Cas Descendant
Fg	2.08	1.80	1.87

VI.3.8.POUTRE DE COURONNEMENT

La poutre de couronnement, est une poutre en béton armé réalisée sur place, elle constitue la partie supérieure du quai, et assure la liaison des piles de bloc et supporte les charges roulantes. Elle est constituée de plot de 12 m de longueur séparé par des joints, et comporte deux bollards distants de 6 m.

VI.3.8.1. Efforts agissants sur la poutre de couronnement

VI.3.8.1.1. Efforts horizontaux

La poutre de couronnement est supposée très rigide, d'où sa réaction linéairement répartie. L'effort agissant sur le bollard est de 10 T.

Les bollards étant espacés de 6m, une poutre de couronnement comporte 2 bollards chacune. La force agissant sur le bollard vaut $F_b = 10t$. et est considérée répartie linéairement et uniformément sur la section.

$$q = \frac{2 \times F_b}{l} = 1.67 \text{ t/m}$$

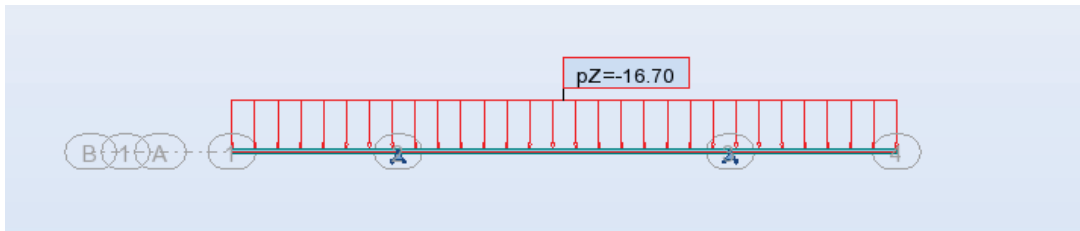


Figure VII. 7: Effort d'amarrage

Tableau VII. 37 : Efforts horizontaux agissant sur le couronnement du quai à -4.00 m

Vmax (t)	Mmax (t)	
	ELS	ELU
5.03	7.55	13.25

VII.3.8.1.2. Efforts verticaux

Sur le plan vertical, la poutre de couronnement est soumise :

- Au poids propre du béton : $G_1 = 69.45t$
 - Au poids du remblai au-dessus d'elle $G_2 = 28.73 t$
- $G = 98.18 t$
- À la surcharge $P = 1t/m^2$
 - Bc (camion) : 30 t

VII.3.8.1.2.1 Cas de charge

i.1^{er} cas

Lorsque la charge est située au niveau du joint, le schéma statique correspondant est celui d'une poutre encastrée d'un côté et libre de l'autre (console)

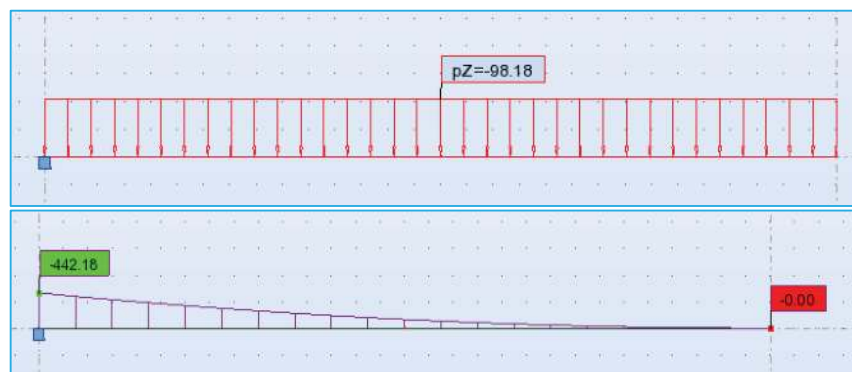


Figure VII. 8: Schéma statique -cas de charge N°01-.

ii.2^{ème} cas

Lorsque la charge est située au droit du joint, le schéma statique correspondant est celui d'une poutre encastrée d'un côté et simplement appuyée de l'autre.

La position de la charge qui donne l'effort tranchant et le moment fléchissant en appui maximaux est :

$$a = \frac{l}{\sqrt{3}} = m ; b = l - a =$$

La position critique de la charge qui induit le moment fléchissant en travée maximal est donnée par :

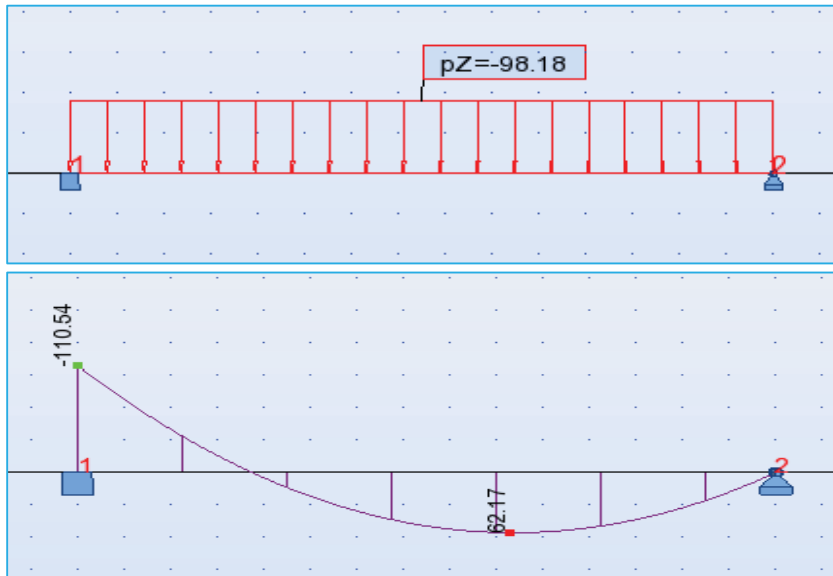


Figure VII. 9: Schéma statique -cas de charge N°02-.

iii.3^{ème} cas :

Lorsque la charge est située entre deux joints, le schéma statique correspondant est celui d'une poutre encastrée des deux côtés.

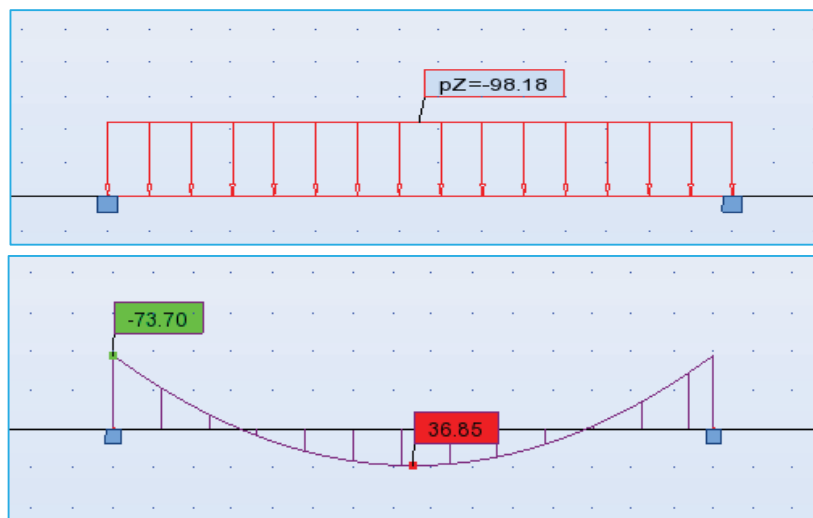


Figure VII. 10: Schéma statique -cas de charge N°03-.

Tableau VII. 38: Efforts MNT appliqués sur la poutre de couronnement

Cas de Charge	Sous l'influence de la charge	$M_{max}^{Entravée}$ (t.m)	$M_{max}^{surappui}$ t.m	Vmax (t)
1 ^{er} cas	G	44.21	0	29.47
	P	4.5	0	3
	Bc	5.4	0	2.5
2 ^{ème} cas	G	6.21	-11.05	18.42
	P	0.63	-1.12	18.75
	Bc	5.39	-9.58	13.19
3 ^{ème} cas	G	3.68	-7.37	14.73
	P	0.37	-0.75	1.50
	Bc	3.56	6.83	14.22

VII.3.8.2. Combinaisons de charge

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

- G+P (ELS);
- G+Bc (ELS);
- 1.35G+1.5Bc (ELU);
- 1.35G+1.5P (ELU).

Tableau VII. 39: Combinaisons de charge du couronnement du quai à

Effort		Cas défavorable	Mmax (t.m)		Tmax (t)	
			ELS	ELU	ELS	ELU
Horizontaux		/	7.55		5.03	
Verticaux	Appui	1	10.94	15.5	53.47	75,79
	Travée	2	98.22	140.69		

VII.3.8.3 Ferrailage

Tableau VII. 40 : Armatures longitudinales du couronnement du quai à - 4m

Charges	Section de béton		Nappe supérieure (cm2)			Nappe inférieure ((cm2)		
	b(m)	h(m)	As	AS/ml	Choix	As	As/ml	Choix
Verticales	2.38	0.95	23.2	7.03	5HA14/ml	72.7	22.03	5HA25/ml
Charges	Section de béton		Nappe intérieure		Nappe extérieure			
	b(m)	h(m)	As	Choix	As	Choix		
Horizontale	0.95	2.38	23.2	11HA16	AS=Asmin	16HA14		

La nappe intérieure n'est pas sollicitée (flexion dans un seul sens) alors $A_s = A_{smin}$.

- ❖ Armatures transversale en travée (Cas défavorable)

$$T_u = 75.49 \text{ KN} \approx 0.075 \text{ MN} ; \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} ; \tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{0,075}{1.0 \times 1,25} = 0.06 < \tau_u$$

Espacement des cadres :

$$S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 20 \text{ cm}$.

On prend des cadres de de HA10 ; (φ_{10}) , $A_t = 2 \varphi_{10} = 1.57 \text{ cm}^2$

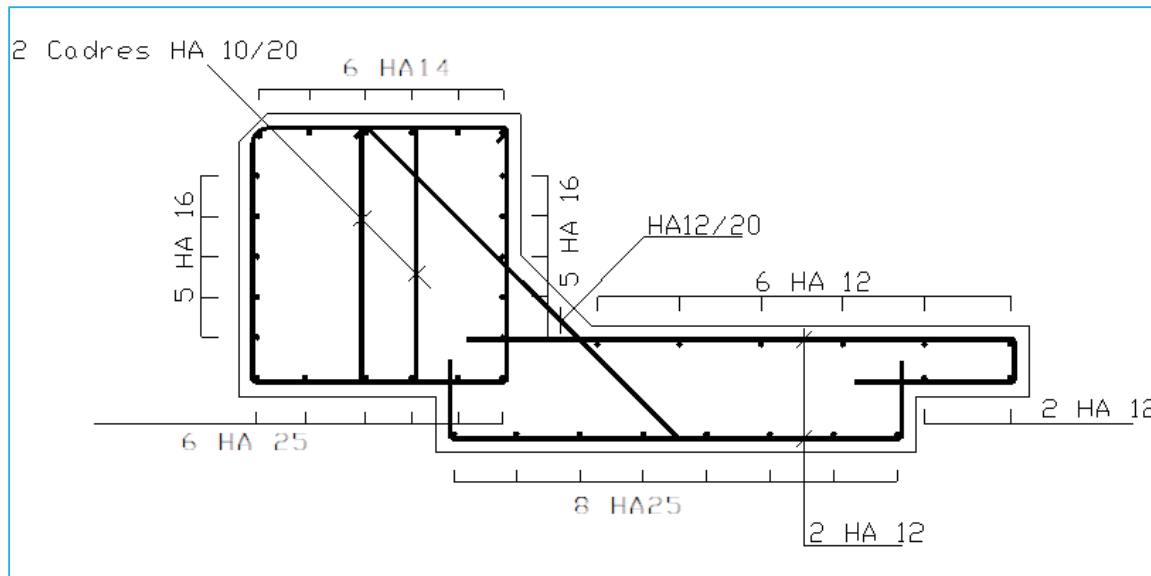


Figure VII. 11: Ferrailage de la poutre de couronnement

VII.4. ETUDE D'APPONTEMENT

VII.4.1 présentation de l'ouvrage

-Deux (02) appontements pour la pêche d'un linéaire de 70 ml chacun, offrent un tirant d'eaux de 4.00m,

-La côte d'arase des appontements pour la pêche est de +1,40 m,

Chaque appontement est constitué :

➤ d'éléments préfabriqués en béton armé :

- piles-chevêtres avec semelles,
- culée ;
- poutres de rive, formant le front d'accostage
- dalles, prédalles

➤ de parties coulées en place : dalle, chevêtres, poutres de rive (parties supérieures).

Les semelles de l'appontement reposent sur une assise en couche en enrochements (1-15Kg) préalablement réglée avec une couche de ballast (20 - 40mm).de 20 cm d'épaisseur.

Les piles des appontements sont protégées en pied par une couche d'enrochements (50-200kg).

Les appontements sont équipés, de bollards , de défenses extrudées, d'anneaux d'amarrage ainsi que d'échelles de sécurité.

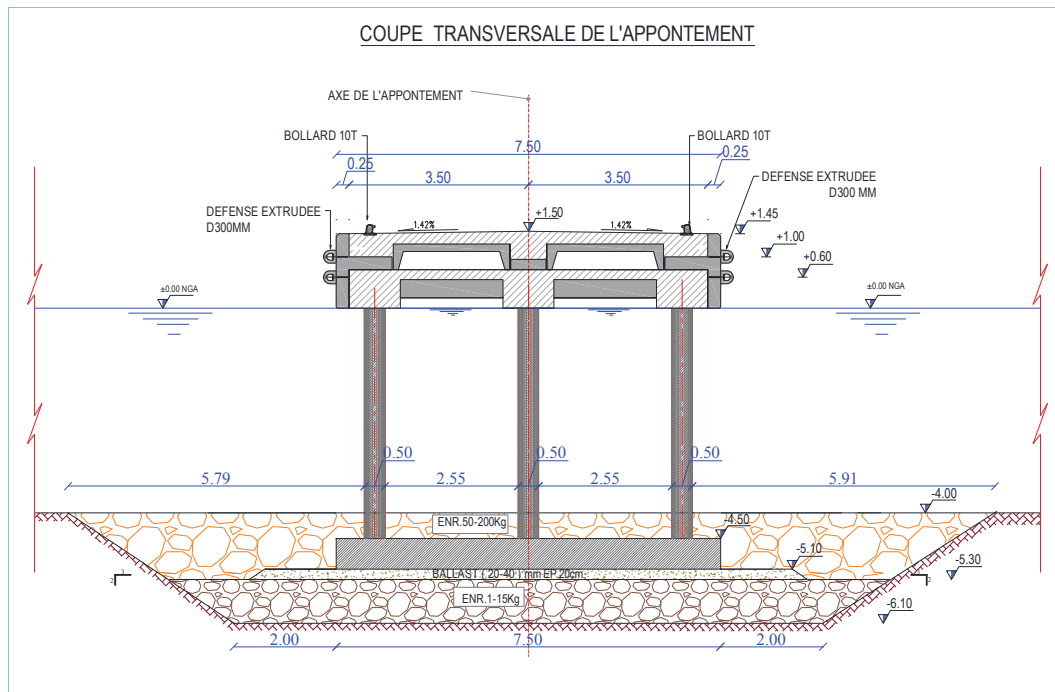


Figure VII. 12 : Coupe transversale de l'appontement à -2.90m

Tableau VII. 41: Récapitulatif des forces

DESIGNATION	POIDS (T)	Zh	Zv	Momt h (T.ml)	Momt v (T.ml)
Ptre Latérale	9,86	3,75	5,35	36,96	52,73
Ptre centrale	1,16	3,75	5,45	4,34	6,30
Ptre chevêtre	7,15	3,75	5,04	26,81	36,01
Prédalle	9,31	3,75	5,70	34,90	53,09
Béton c,s,place	24,10	3,75	5,86	90,36	141,09
Pile	2,26	3,75	2,60	8,48	5,88
Semelle	10,13	3,75	0,30	37,97	3,04
TOTAL	63,95	/	/	239,82	298,14

VII.4.2. Efforts agissant sur l'appontement

VI.4.2.1. Surcharge de service

Pour les appontements, on considère une surcharge de service de $q=1t/m^3$. La force de Surcharge est donnée par la formule :

$$F_S = q \times L \times B$$

Avec :

$L = 4m$: Longueur de l'élément ;

$B = 7.5m$: Largeur de l'élément.

$$F_S = 30t$$

VII.4.2.3. Effort d'accostage

$$F_a = 13t$$

VII.4.2.2. Effort d'amarrage

L'effort d'amarrage s'applique au niveau des bollards fixes sur l'appontement à 30cm de la dalle. Cet effort est reparti sur l'ouvrage par la poutre de rive d'une longueur de 4m. La force que les petits métiers exercent en moyenne sur le bollard vaut : $F_b = 1t/ml$ L'effort d'amarrage appliqué sur l'appontement est donné par la formule suivante :

$$F_b = F_a \times L = 10t$$

VII.4.2.3. Effort dû au séisme

L'effort du au séisme est donné par la formule suivante :

$$S_I = P \times K_H$$

Avec :

P = : Poids propre de l'appontement ;

$K_H = 0.15$: Accélération horizontale.

VII.4.3. Stabilité globale

VII.4.3.1. Cas statique

Tableau VII. 42 : Efforts appliqués sur l'appontement (cas statique)

Efforts	EV (t)	EH (t)	XGi (m)	YGi (m)	MS (t.m)	Mr (t.m)
Charges permanentes						
Poids total du mur.....g1	63,95	0,00	3,75	/	239,82	0,00
Surcharges						
Surcharges (1.00 T/m ²).... q1	30,00	0,00	3,75	/	112,50	0,00
Amarrage (10 T)..... q2	0,00	10,00	/	6,20	0,00	62,00
Accostage (13 T)..... q3	0,00	13,00	/	5,10	0,00	66,30
G = g1+q2+q3	63,95	23,00			239,82	128,30
Q = q1	30,00	0,00	/		112,50	0,00
Combinaisons						
G + 1,5 Q	108,95	23,00	/	/	408,57	128,30
G+1,2Q	99,95	23,00	/	/	374,82	128,30
G	63,95	23,00	/	/	239,82	128,30

Cas de charge n°1 : G+1.2S+Am+Acc

a-Vérification de la stabilité au renversement et au glissement

Tableau VII. 43: Coefficient de sécurité au renversement et au glissement

Combinaisons	Au renversement $F_r = \frac{M_S}{M_R}$	Au glissement $F_g = \frac{E_V}{E_H} tg\varphi$
G+1.2S+Am+Acc	2.92	3.26

b- vérification de la capacité portante du sol

b.1- Au niveau de l'assise en enrochements

$$\sigma_{adm} = 60 \text{ t/m}^2$$

Tableau VII. 44: Vérification de la capacité portante du sol Au niveau de l'assise en enrochement

Combinaisons	e(m)	B= 2 × e	δ (°/Rad)	σ_V (t/m ²)	σ_{assise} (t/m ²)
G+1.2S+Am+Acc	2.47	4.93	12.97	20.26	47.85
				0.226	

b.2- Au niveau du sol de fondation (sol support)

$$\sigma_{adm} = 2223 \text{ t/m}^2$$

Tableau VII. 45: Vérification de la capacité portante du sol de fondation

Combinaisons	B (m)	$B' + 2h \times tg\varphi$ (m)	δ (°/Rad)	σ_V'' (t/m ²)	σ_{sol} (t/m ²)
G+1.2S+Am+Acc	4.93	9.13	10.19	14.02	1861.12
			0.18		

Cas de charge n°2 : G+Am+Acc

a-Vérification de la stabilité au renversement et au glissement

Tableau VII. 46: Coefficient de sécurité au renversement et au glissement

Combinaisons	Au renversement $F_r = \frac{M_S}{M_R}$	Au glissement $F_g = \frac{E_V}{E_H} tg\varphi$
G+Am+Acc	1.87	2.09

b- vérification de la capacité portante du sol

b.1- Au niveau de l'assise en enrochements

Tableau VII. 47: Vérification de la capacité portante du sol Au niveau de l'assise en enrochement

Combinaisons	e(m)	B= 2 × e (m)	δ (°/Rad)	σ_V (t/m ²)	σ_{assise} (t/m ²)
G+Am+Acc	1.74	3.49	19.791	18.34	42.48
			0.345		

b.2- Au niveau du sol de fondation (sol support)

Tableau VII. 48: Vérification de la capacité portante du sol de fondation

Combinaisons	B (m)	$B' + 2h \times tg\varphi$ (m)	δ (°/Rad)	σ_V'' (t/m ²)	σ_{sol} (t/m ²)
G+Am+Acc	3.49	7.69	14.71	11.40	1719.75
			0.26		

VII.4.3.2. Cas dynamique

Le séisme développe une force d'inertie horizontale de 0.20 g, la combinaison de charge la plus défavorable est G+SI + Am + Acc

Calcul des efforts sismiques

Tableau VII. 49: Efforts appliqués sur l'appontement (cas dynamique)

Efforts	EV (t)	EH (t)	XGi (m)	YGi (m)	MS (t.m)	Mr (t.m)
Charges permanentes						
Poids total du mur.....g1	60,12	0,00	3,75	/	225,43	0,00
Force due au séisme.....SI	0,00	23,39	/	4,66	0,00	109,04
Surcharges						
Surcharges (1.00 T/m ²) ... q1	30,00	0,00	3,75	/	112,50	0,00
Amarrage (10 T)..... q2	0,00	10,00	/	6,20	0,00	62,00
Accostage (13 T)..... q3	0,00	13,00	/	5,10	0,00	66,30
G =g1+q2+q3	60,12	23,00			225,43	128,30
Q = q1	30,00	0,00			112,50	0,00
SI	0,00	23,39			0,00	109,04
Combinaisons						
G + Q + SI	90,12	46,39			337,93	237,34

a-Vérification de la stabilité au renversement et au glissement

Tableau VII. 50: Coefficient de sécurité au renversement et au glissement

Combinaisons	Au renversement $F_r = \frac{M_S}{M_R}$	Au glissement $F_g = \frac{E_V}{E_H} tg\varphi$
G+SI + Am + Acc	1.42	1.46

b- vérification de la capacité portante du sol

b.1- Au niveau de l'assise en enrochements

$$\sigma_{adm} = 60 \text{ t/m}^2 \times 1.5 = 90 \text{ t/m}^2$$

Tableau VII. 51: Vérification de la capacité portante du sol Au niveau de l'assise en enrochement

Combinaisons	e(m)	B= $2 \times e$ (m)	δ (°/Rad)	σ_V (t/m ²)	σ_{assise} (t/m ²)
G+SI + Am + Acc	1.12	2.23	27.25	40.37	55.95
			0.475		

b.2- Au niveau du sol de fondation (sol support) :

$$\sigma_{adm} = 2223 \text{ t/m}^2 \times 1.5 = 3334.5 \text{ t/m}^2$$

Tableau VII. 52: Vérification de la capacité portante du sol de fondation

Combinaisons	B (m)	$B' + 2h \times tg\varphi$ (m)	δ (°/Rad)	σ_V'' (t/m ²)	σ_{sol} (t/m ²)
G+SI + Am + Acc	2.23	6.43	22.89	17.09	2236.67
			0.399		

CONCLUSION :

La stabilité de l'appontement vis-à-vis du renversement et du glissement est satisfaite.

La stabilité au poinçonnement est aussi satisfaite.

VI.4.4. Étude des éléments structuraux**VI.4.4.1. Caractéristiques des matériaux utilisés**

Tableau VI.47. Caractéristiques du béton utilisé pour les éléments de l'appontement

Tableau VII. 53: Caractéristiques du béton utilisé pour les éléments de l'appontement

Matériau	Désignation	Attribut	
Béton	Résistance caractéristique à la compression	f_{c28}	25 MPa
	Résistance caractéristique à la traction	$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28}$	2.1 MPa
	Contrainte admissible	$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28}$	15 Mpa
	Enrobage	C	5cm
	Coefficient de sécurité	γ_b	1.5

Tableau VII. 54: Caractéristiques des aciers HA utilisés pour les éléments de l'appontement

Matériau	Désignation	Attribut	
Acier	Type	Fe E400	
	Limite d'élasticité	f_e	400 MPa
	Fissuration	Très préjudiciable	
	Contrainte admissible	$\sigma_{st} = \min \left\{ \frac{f_e}{2}; 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right\}$	164.97 MPa
	Coefficient de fissuration	η	1.6

VI.4.4.2. Combinaisons de charges

Les combinaisons prises en compte pour l'ensemble des éléments structuraux sont celles de BAEL99 :

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

Les efforts internes de tous les éléments ont été déterminés à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis et leurs ferraillements à l'aide du logiciel Robot Expert.

Les détails de la Modélisation et du ferraillement sont présentés dans l'Annexe E.

VI.4.4.3. Prédalles

La prédalle est un élément préfabriqué qui sert de coffrage perdu pour le béton coulé sur place. Elle repose sur ses quatre cotés et est soumise à son propre poids, au poids du béton coulé sur place et aux surcharges, elle travaille donc en flexion simple. Les dimensions de la dalle sont :

L_x : Petite portée de la dalle : $L_x = 2.30$ m,

L_y : Grande portée de la dalle : $L_y = 3.60$ m,

h : Epaisseur de la dalle, $h = 15$ cm.

La détermination des armatures sera calculée en flexion simple.

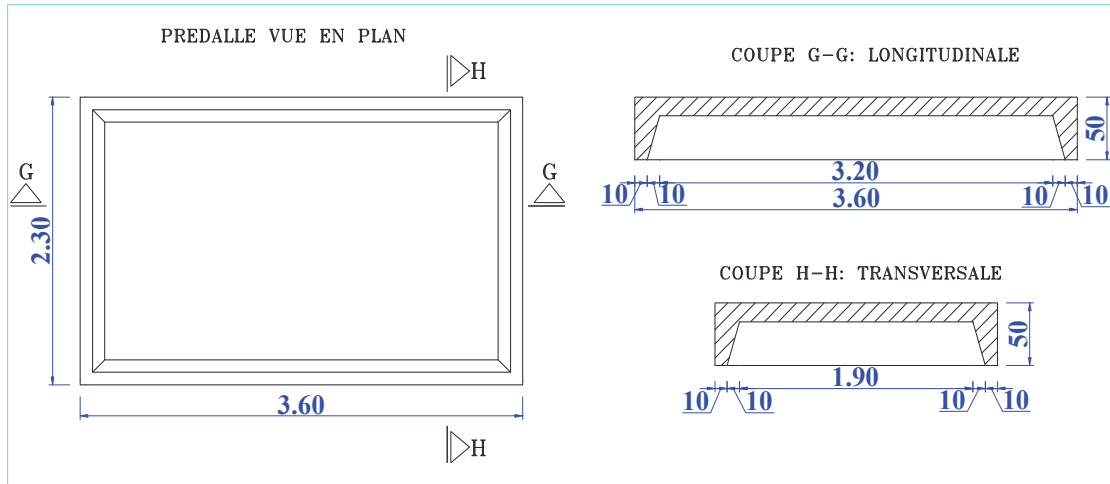


Figure VII. 13: Vue en plan, coupe transversale & longitudinale de la prédalle

VI.4.4.3.1. Actions et sollicitations

a. Conditions d'appuis

Soit : $\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.63$

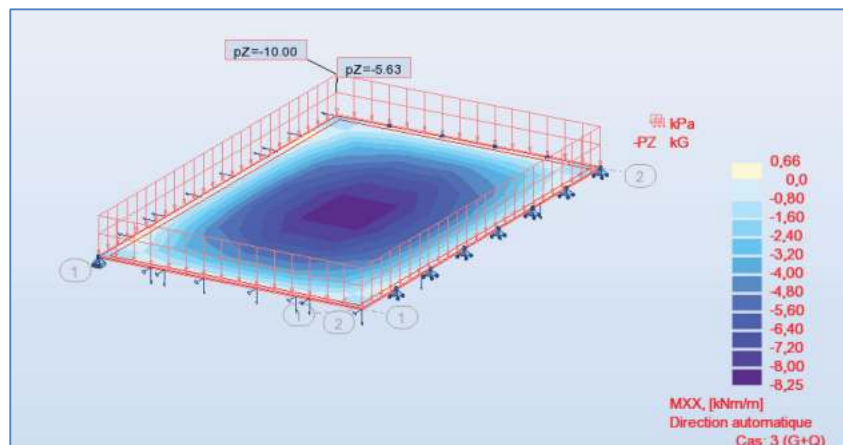
$0.4 \leq \alpha \leq 1$ Dalle articulée sur son contour.

b. Efforts agissant sur la prédalle

La prédalle est soumise :

- A son poids propre : $G_1 = 0.15 * 2.5 = 0.375 \text{ t/m}^2$

- Au poids propre du béton coulé sur place : $G_2 = 0.225 * 2.5 = 0.563 \text{ t/m}^2$



$G=G1+G2A$ la surcharge $Q=1 t/m^2$.

Figure VII. 14: Modalisation de la prédalle

c. Efforts internes

Tableau VII. 55: Efforts internes de la prédalle

Sollicitation	Selon X	Selon Y
Mser (KN.m)	-8.25	-4.28
Vu (t)	-12.46	-6.56

VI.4.4.3.2. Ferrailage

Tableau VII. 56: Armatures de la prédalle

Direction	Section de béton		Section d'acier	
	B(m)	h(m)	As(cm ²)	Choix
Selon X	1.00	0.15	5.6	As=5HA12=5.665 cm ²
Selon Y			3.50	As=5HA10=3.925 cm ²

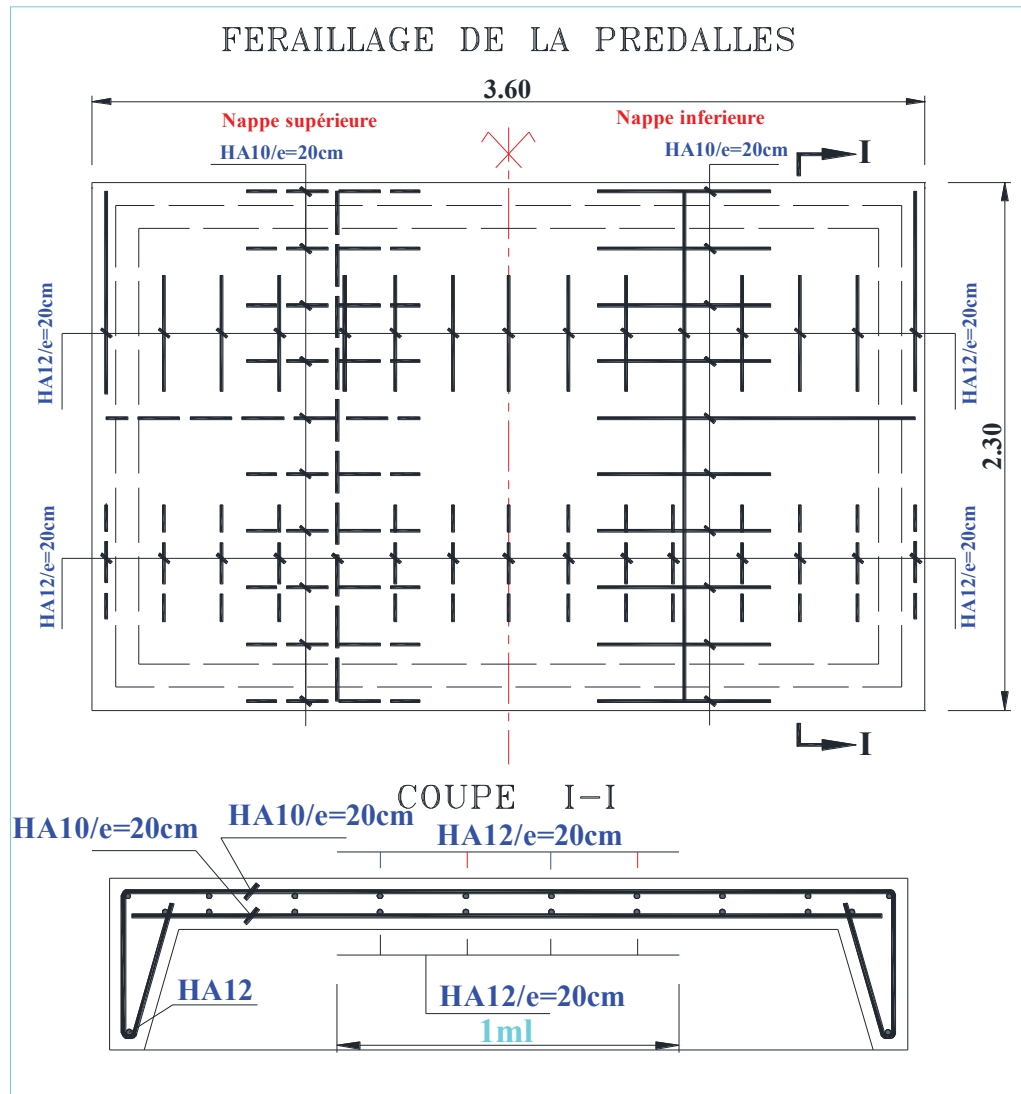


Figure VII. 15: Ferrailage de la prédalle

VII.4.4.4 Etude du chevêtre-Poutres-Pile-Semelle

Le calcul des sollicitations de l'appontement se fait à l'aide du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014.

Le calcul de ferrailage se fait selon les règles du Béton Armé aux Etats Limités

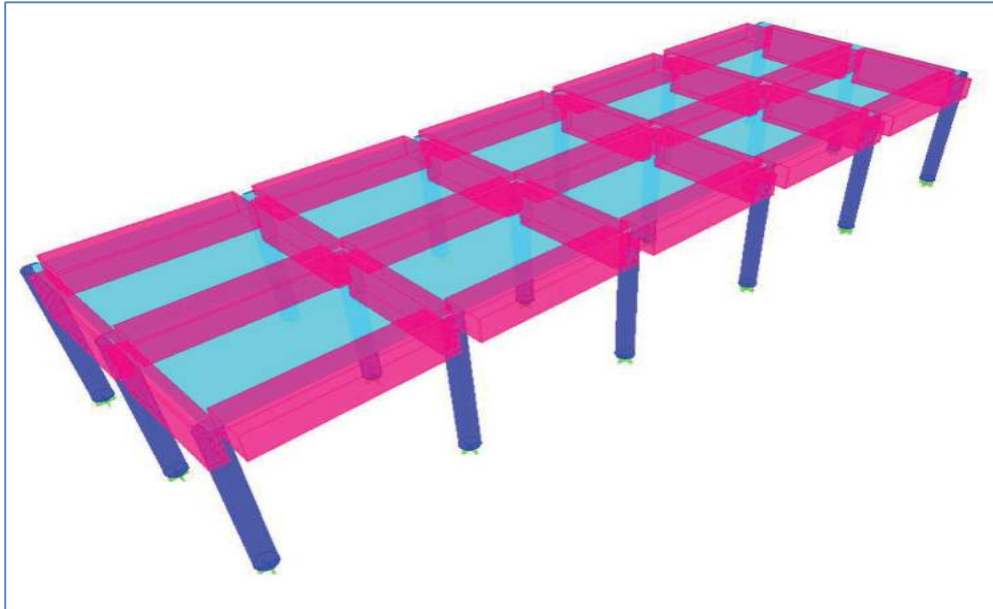


Figure VII. 16: Modélisation de la structure Appontement à -4.00m

BAEL91/modifiées99, à l'aide de logiciel Robot Expert.

a- Hypothèses de calcul

❖ Charge et surcharges :

Les charges et surcharges appliquées sur l'appontement sont celles indiqués dans le paragraphe §« VII.4.2. Efforts agissant sur l'appontement ».

❖ Combinaison de charges :

La justification de la structure est envisagée pour les situations d'exploitation. Les combinaisons d'actions à prendre en considération sont :

- A L'ELU : $1.35G + 1.5 Q$
- A L'ELS : $G+Q$
- A L'ELA : $G + Q \pm E \quad 0.8G \pm E$

Tableau VII. 57: Combinaison des charges

Etats limites	Combinaisons
ELS	G+BC+AM+AC
	G+P+AM+AC
ELU	1,35G+1,5(P+AM+AC)
	1,35G+1,5(BC+AM+AC)
ELA	G+AM+AC+Ex+Ey
	G+P+AM+AC+Ex+Ey

	G+BC+AM+AC+Ex+Ey
	0,8G-Ex-Ey

a-Etude du chevêtre

Le rôle du chevêtre est la reprise des efforts qui lui sont transmis par les poutres de rives, les efforts d'amarrages et d'accostages.

Étant donné que le chevêtre est solidaire aux piles qui le supportent, cet ensemble sera ensuite étudié comme un portique.

Le chevêtre est soumis à la flexion simple due au poids propre, charge uniformément répartis ramenées par les prédales et les poutres de rives, ainsi qu'aux surcharges de service.

Le chevêtre aux appuis a une section rectangulaire par contre, une section en T en travée, voir le schéma ci-après.

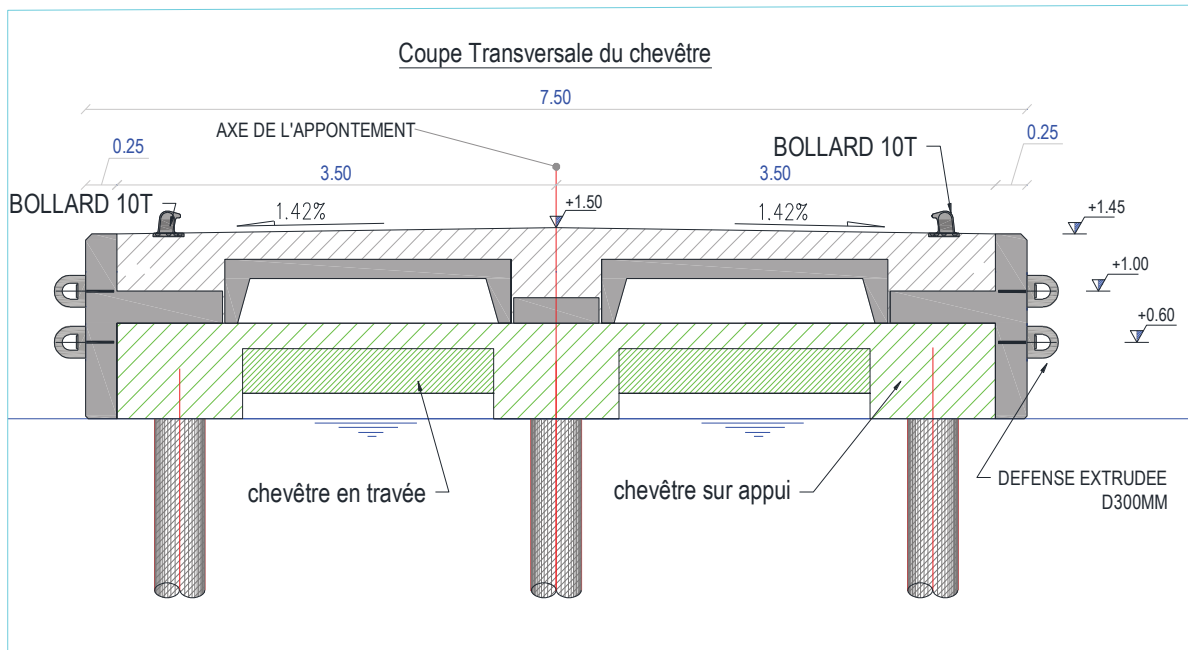


Figure VII. 17: coupes transversales de chevêtre

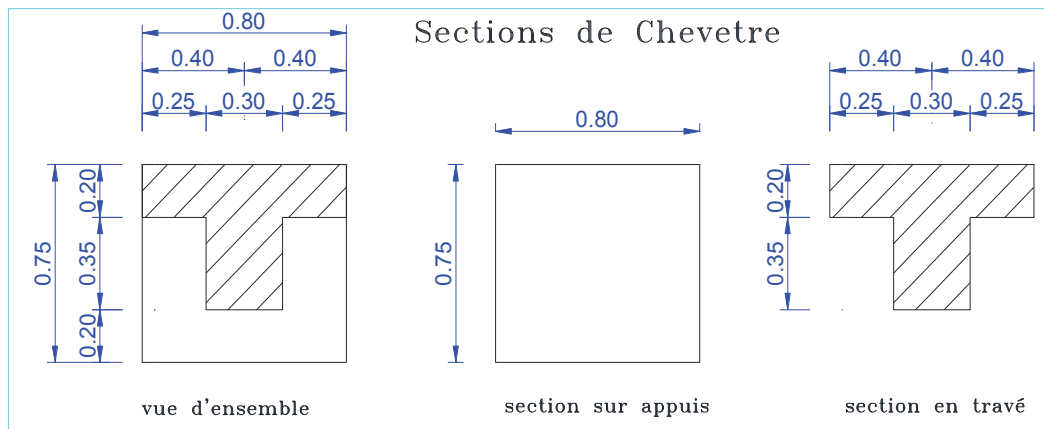


Figure VII. 18: coupes transversales de chevêtre

Tableau VII. 58: Résultats des Effort appliqués sur le chevêtre

Combinaisons		CHEVETRE (Flexion simple)		
		Mymax (KN.m)	Mymin (KN.m)	Effort Tranchant Max (KN)
ELS	G+BC+AM+AC	61.31	-88.05	216.49
	G+P+AM+AC	56.56	-92.47	
ELU	1,35G+1,5(P+AM+AC)	86.97	-136.57	
	1,35G+1,5(BC+AM+AC)	94.10	-129.94	
ELA	G+AM+AC+Ex+Ey	19.55	-166.86	
	G+P+AM+AC+Ex+Ey	27.44	-170.67	
	G+BC+AM+AC+Ex+Ey	26.55	-166.25	
	0,8G-Ex-Ey	66.79	4.27	
As En travée		As Sur appui		



Figure VII. 19: Moment fléchissant du chevêtre de la combinaison défavorable



Figure VII. 20: Effort Tranchant au niveau du chevêtre (combinaison défavorable)

❖ Armatures transversale en travée (Cas défavorable)

$$T_u = 216.49 \text{ KN} \approx 0.22 \text{ MN} ; \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} ; \tau_u = \frac{0.22}{0.3 \times 0.5} = 1.47 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u .$$

Espacement des cadres :

$$S_t \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) = 40 \text{ cm}$$

On prend : $S_t=30 \text{ cm}$.

On prend des cadres de de HA10 ; (ϕ_{10}) , $A_t=2 \phi_{10}=1.57 \text{ cm}^2$

❖ Choix d'armatures :

Le ferrailage opté pour le chevêtre est détaillé dans la coupe suivante :

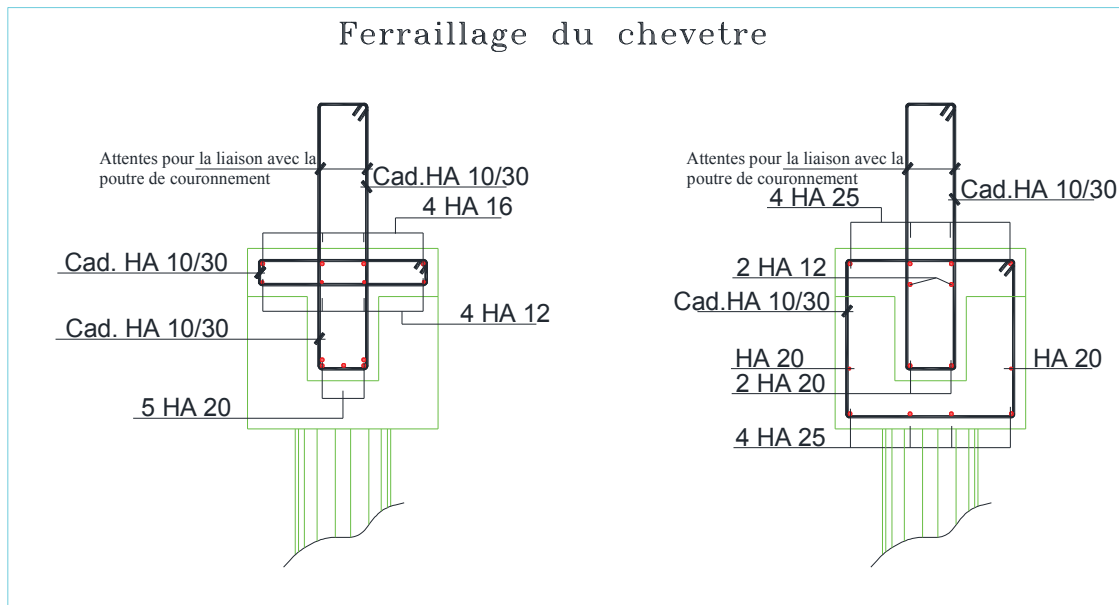


Figure VII. 21: Ferrailage du chevêtre

b. Etude de poutres longitudinales

Le dimensionnement des poutres de rives se fait en flexion déviée, elles sont soumises aux efforts verticaux ainsi qu'aux efforts horizontaux (Effort d'accostage et d'amarrage).

❖ Dimension de la poutre :

La section de la poutre est : - $d=0.85\text{m}$, - $h=0.45\text{m}$

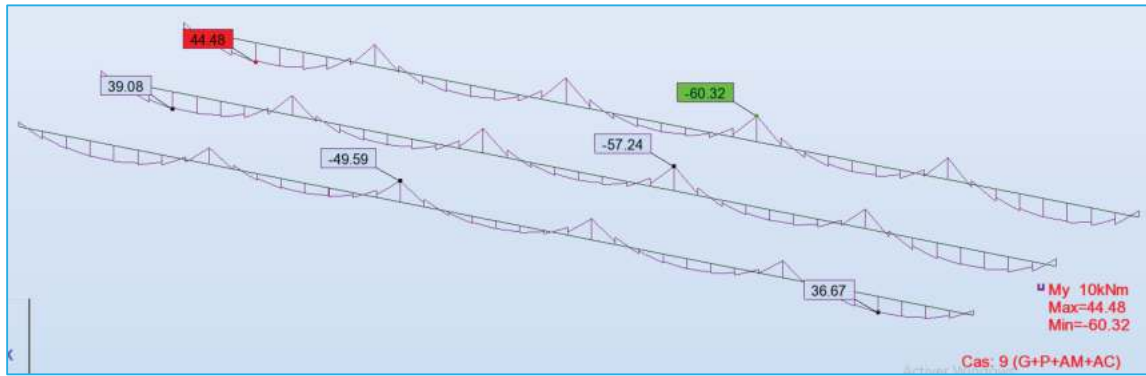


Figure VII. 22: Moment fléchissant M_y en KN.m des poutres longitudinales

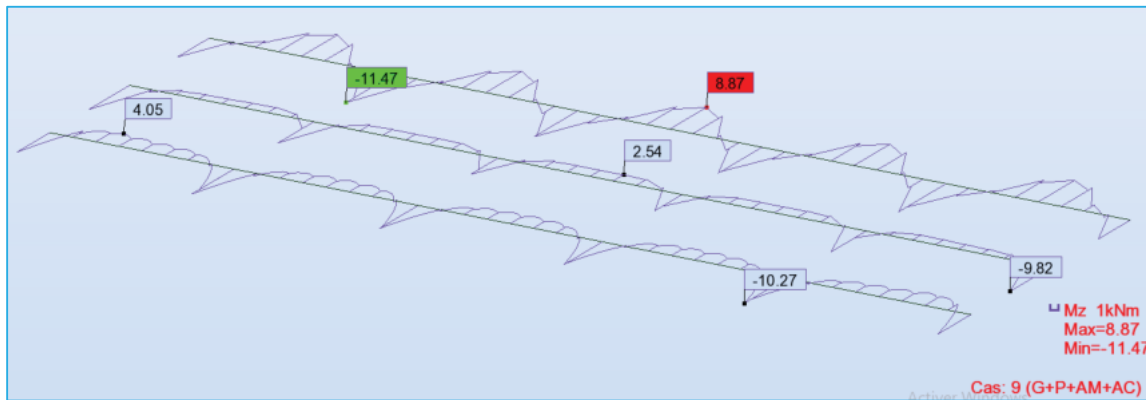


Figure VII. 23: Moment fléchissant M_z en KN.m des poutres longitudinales

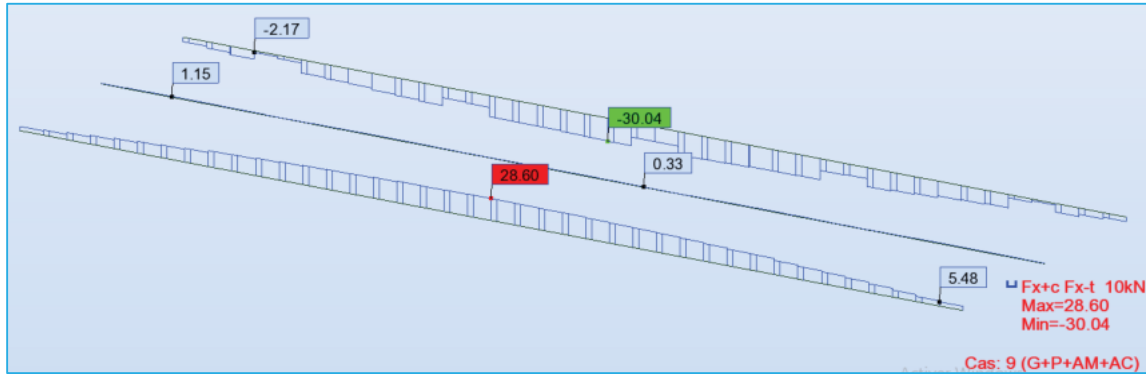


Figure VII. 24: Effort Tranchant en KN au niveau des poutres longitudinales

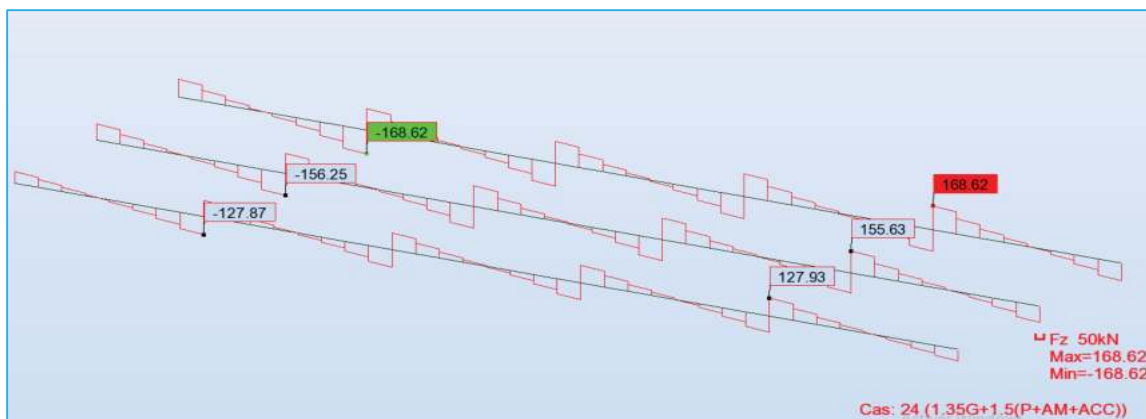


Figure VII. 25: Effort Tranchant F_z en KN au niveau des poutres longitudinales

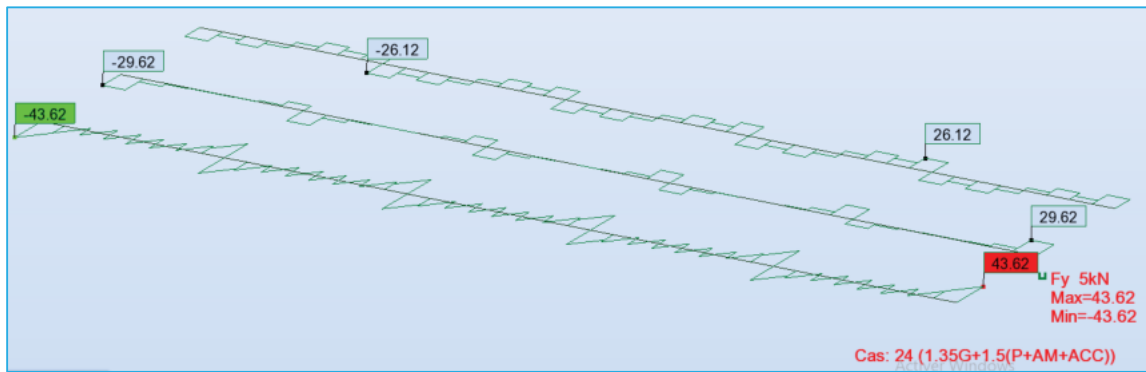


Figure VII. 26: Effort Tranchant Fy en KN au niveau des poutres longitudinales

Tableau VII. 59: Résultats des Effort appliqués sur les poutres longitudinales

Combinaisons		Poutres Longitudinales (Flexion simple)			As
		Mz KN.m	My KN.m	N KN	
ELS	G+BC+AM+AC	-11.46	-53.72	-30.11	
	G+P+AM+AC	-11.47	-60.32	-30.04	
ELU	1,35G+1,5(P+AM+AC)	-17.20	-84.39	-45.12	
	1,35G+1,5(BC+AM+AC)	-17.18	-74.35	-45.24	
ELA	G+AM+AC+Ex+Ey	11.42	-93.51	63.78	
	G+P+AM+AC+Ex+Ey	11.43	-107.84	63.95	
	G+BC+AM+AC+Ex+Ey	11.43	-97.53	63.89	
	0,8G-Ex-Ey	-8.24	64.08	-35.61	

❖ Armatures transversale

❖ $T_u = 168.62 \text{ KN} \approx 0.17\text{MN}$; $\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$; $\tau_u = \frac{0.17}{0.85 \times 0.40} = 0.50 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u$.

Espacement des cadres :

$S_t \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) = 36 \text{ cm}$

On prend : $S_t=20 \text{ cm}$.

On prend des cadres de de HA12 ; (ϕ_{12}) , $A_t=2 \phi_{12}=2.262 \text{ cm}^2$

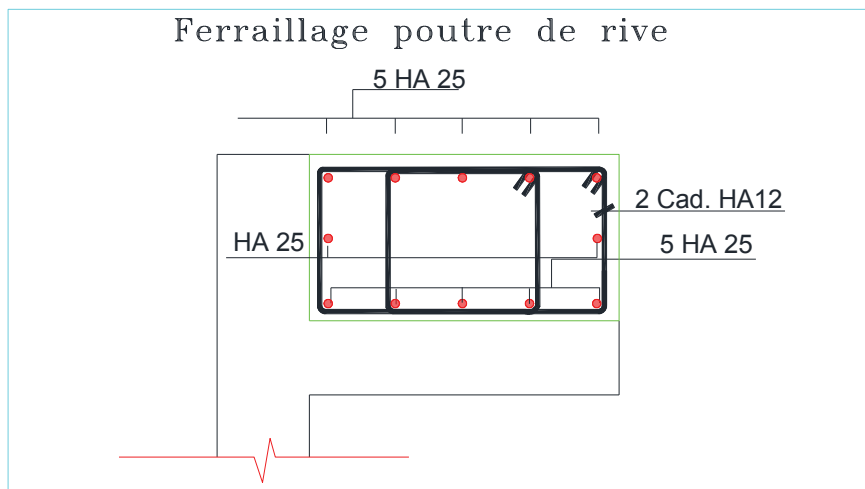
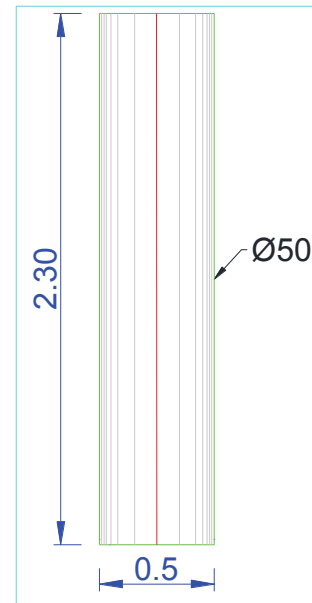


Figure VII. 27: Ferrailage de la poutre de rive

c- Etude de la pile

La pile est sollicitée par un moment de flexion et un effort normal de compression, ce qui nous donne un calcul en flexion composée.

Les dimensions de la pile sont montrées dans le schéma suivant.



❖ **Détermination des sollicitations**

Tableau VII. 60: Efforts maximaux au niveau de la pile

Combinaisons		PILE (Flexion déviée)			
		Mz	My	N	As min
ELS	G+BC+AM+AC	-146.52	5.86	423.99	
	G+P+AM+AC	-146.43	7.63	476.75	
ELU	1,35G+1,5(P+AM+AC)	-219.47	10.70	668.30	
	1,35G+1,5(BC+AM+AC)	-219.62	8.05	582.17	
ELA	G+AM+AC+Ex+Ey	284.84	-143.29	467.00	
	G+P+AM+AC+Ex+Ey	284.84	-145.16	562.58	
	G+BC+AM+AC+Ex+Ey	284.84	-143.25	482.82	
	0,8G-Ex-Ey	-141.43	141.68	0	

❖ **Armatures transversales**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} \text{ Donc,}$$

$$\phi \geq \frac{25}{3} = 8.33 \text{ mm.}$$

Conformément aux recommandations du **fascicule N° 62- Titre V** (Article C.5.4,24. ARMATURES TRANSVERSALES), le diamètre minimal des armatures transversales est $\phi.12$, donc on prend des cercles $\phi.12 / 20cm$.

❖ **Vérification de flambement du fut :**

Soit : Φ : diamètre de la pile= 0.5 m

L'élancement est donnée par :

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

Avec :

λ : l'élancement du poteau

L_f : longueur de flambement

Comme le poteau est encastré d'un côté et articulé de l'autre on a

$$L_f = \frac{L_0}{\sqrt{2}} = \frac{4}{\sqrt{2}} = 2.83m;$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{\pi\Phi^4/64}{\pi\times\Phi^2/4}} = \frac{\Phi}{4} = \frac{0.5}{4} = 0.25 m, \lambda = \frac{2.83}{0.25} = 11.32$$

L'élanement λ étant inférieur à 50, les justifications vis à vis du flambement ne seront pas requises.

VII.4.4.5 Etude de la semelle

La semelle est filante sous trois poteaux, dont les dimensions sont représentées sur la figure ci –après.

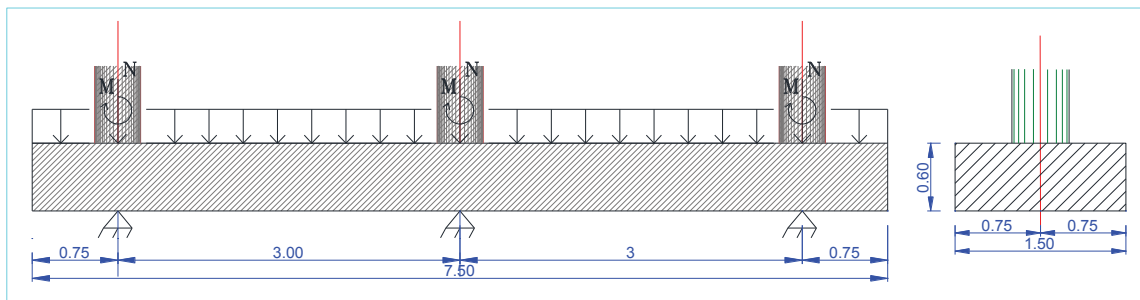


Figure VII. 28 : schéma statique de la semelle

3.6.1 Détermination des sollicitations :

La fondation est soumise à une charge équivalente à la contrainte du sol calculé dans le paragraphe §VII.4.3.1 ; Tableau VII.44 ($\sigma_v=20.26T/m^2$), qui correspond à la combinaison la plus défavorable (G+1.2Q+AM+ACC)

Le calcul des sollicitations se fait par logiciel robot structural analysis 2014.

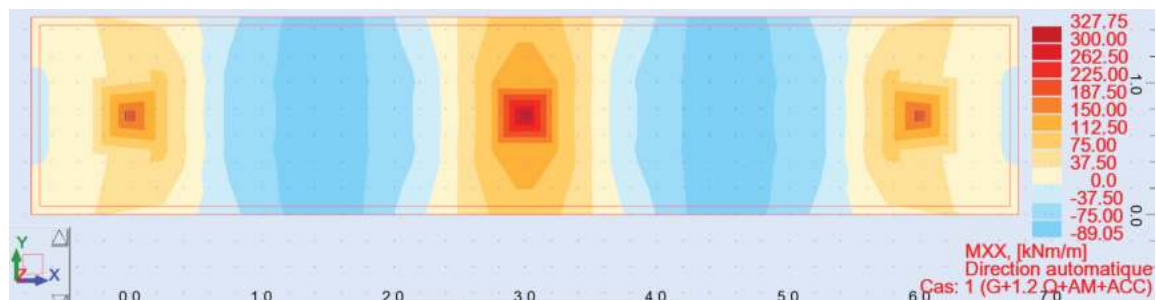


Figure VII. 29: Moment Fléchissant de la semelle Mxx

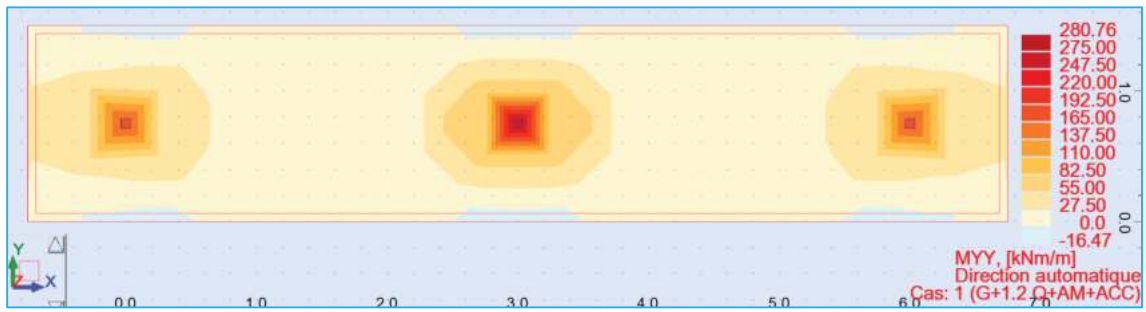


Figure VII. 30: Moment Fléchissant de la semelle Myy

Tableau VII. 61: Effort Maximal au niveau de la semelle

Combinaisons		CHEVETRE (Flexion simple)	
		Mxx (KN.m)	Myy (KN.m)
ELS	G+1.2Q+AM+ACC	327.75	280.76
		-89.05	-16.47
Armature Longitudinale		Armature Transversale	

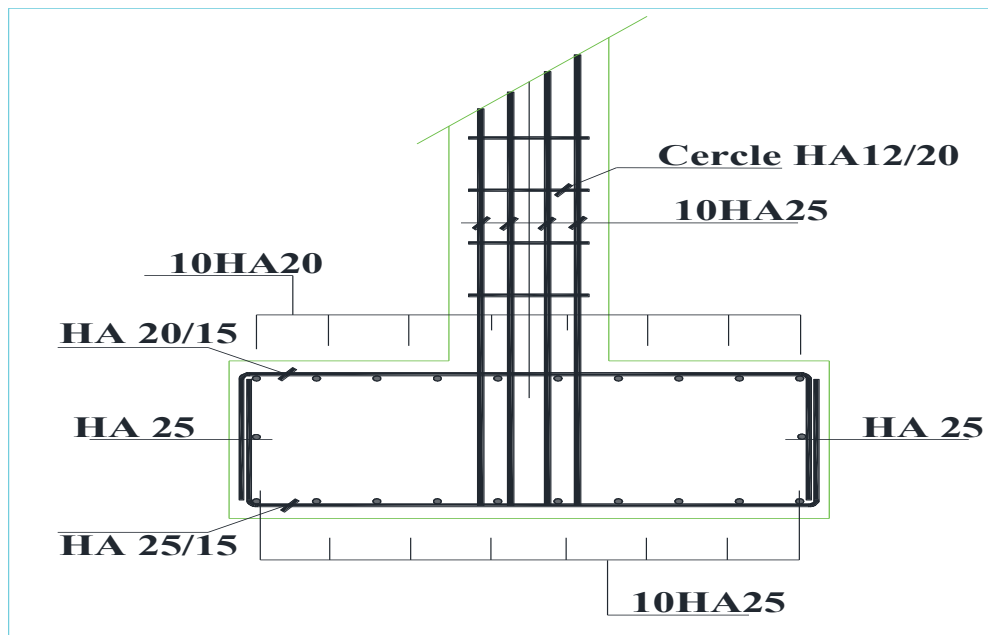


Figure VII. 31: Ferrailage de la Semelle

VII.5 CONCLUSION

Sachant que le milieu marin est très agressif au béton, ainsi qu'aux aciers, ce qui impose un ferrailage à L'ELS, la fissuration est jugée très préjudiciable, à cause de phénomène de corrosion qui provoque une dégradation rapide de la section d'aciers.

Le calcul à L'ELS mène à des sections très importantes des aciers, qui est justifié par la durabilité de l'ouvrage.



**CHAPITRE VIII :
SIGNALISATION
MARITIME**

CHAPITRE VIII : SIGNALISATION MARITIME

VIII.1 INTRODUCTION

La signalisation maritime est " l'ensemble des aides à la navigation maritime ", une telle aide étant un "dispositif visuel ; sonore ou radioélectrique" concourant à assurer la sécurité des bateaux et à faciliter leur mouvement.

La **signalisation maritime** permet aux navigateurs de parer les principaux écueils des secteurs fréquentés et de bénéficier d'un jalonnement des chenaux d'accès aux ports.

Le littoral est un espace réglementé : respecter ses règles est une question de sécurité. Alors à travers ce chapitre j'essayerai d'établir un plan de balisage pour le port d'Ain Barbar.

VIII.2. Rappel sur le balisage maritime

VIII.2.1.A quoi sert le balisage ?

Le balisage a pour but de signaler au navigateur les dangers qui pourraient lui être invisibles (car la mer les recouvre) et les limites du chenal.

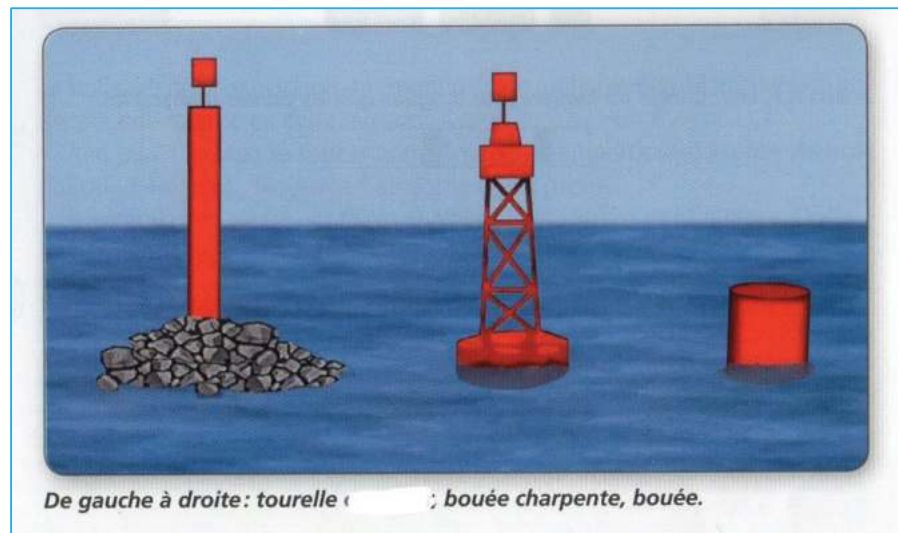


Figure VIII. 1: Exemple des balisage

Elles peuvent être flottantes ou fixes :

VIII.2.2. Les marques latérales

Ces marques indiquent les limites bâbord et tribord d'un chenal ou d'un passage difficile.

Il existe au total 2 marques latérales :

- La marque Bâbord qui est de forme cylindrique et de couleur

- La marque Tribord qui est forme conique et de couleur verte

Le balisage latéral est déterminé selon le sens d'un bateau qui vient du large et qui se dirige vers le port, son utilisation est essentielle pour orienter le navire vers la Passe d'Entrer du port.



Figure VIII. 5: Marque Tribord

- ❖ Situation d'un bateau qui rentre au port

Lorsqu'un bateau rentre au port, il doit faire correspondre la balise rouge avec le côté **Bâbord** du bateau et la balise verte

- ❖ Situation d'un bateau qui va au large

Dans cette situation, le navigateur doit laisser la balise verte du côté **Bâbord** du bateau et laisser la balise rouge du côté **tribord** du bateau.



Figure VIII. 3 Entrer au port

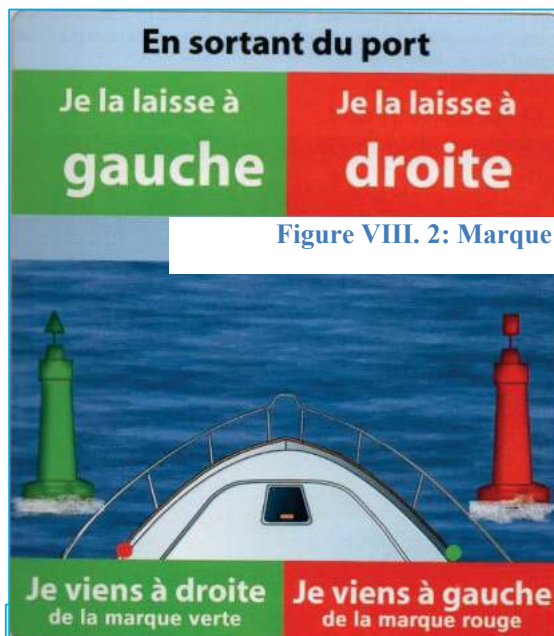


Figure VIII. 4: Sortie du Port

Figure VIII. 2: Marque Bâbord



Si le navigateur se trompe, cela aura pour conséquence de naviguer à l'extérieur du chenal et donc s'exposer à d'éventuels dangers.



VIII.2.3. Les cardinales

Leur rôle est d'indiquer le bon côté que le bateau doit passer en utilisant les **points cardinaux (Nord, Sud, Ouest, Est)** pour éviter le danger toujours situé à l'opposé de la marque cardinale.

Contrairement aux balises latérales, elles ne sont pas d'une seule couleur, elles sont de couleur **noire** et **jaune** avec un voyant composé de **deux triangles** placés différemment.

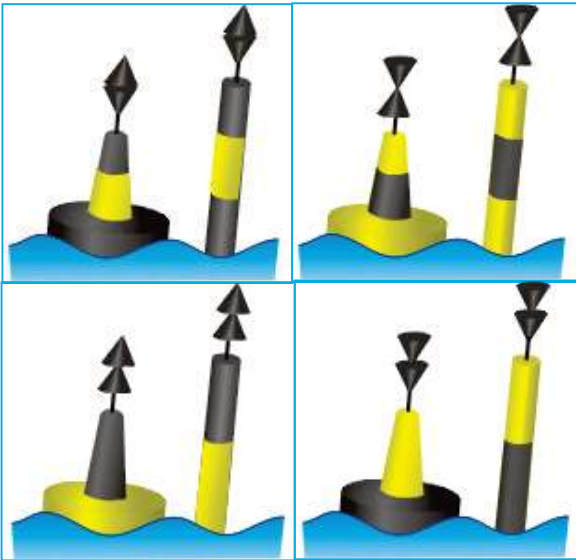


Figure VIII. 6: Les Cardinales

A- La cardinale Nord et Sud

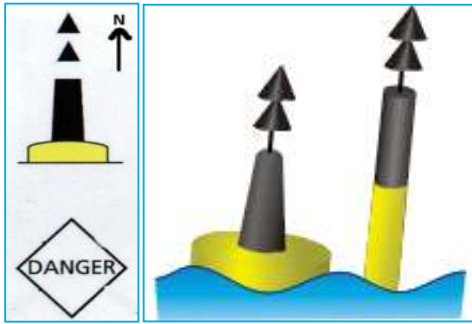


Figure VIII. 7 : Cardinal Nord

- Pour la cardinale Nord, elle est caractérisée par le 1/3 de la balise qui est **jaune** et les 2/3 restants **noirs** avec un voyant composé de **deux triangles** vers le haut. Elle indique un danger au **Sud** de la balise

- Pour la cardinale Sud, elle est caractérisée par le 1/3 de la balise qui est **noir** et les 2/3 restants jaunes. Avec un voyant composé de **deux triangles** vers le bas. Elle indique un danger au Nord de la balise.

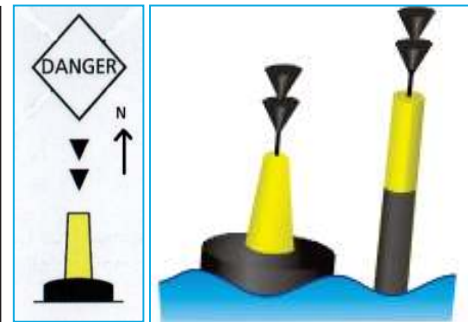


Figure VIII. 8: Cardinale Sud

B- Les cardinales Ouest et Est

- La cardinale Ouest est caractérisé par le 1/3 de la balise qui est **jaune** le 2/3 **noir** et le dernier tiers **jaune**.

Elle a un voyant composé du triangle supérieur pointé vers le **bas** et l'inférieur pointé vers le **haut**. Elle indique un danger à l'**Est** de la balise

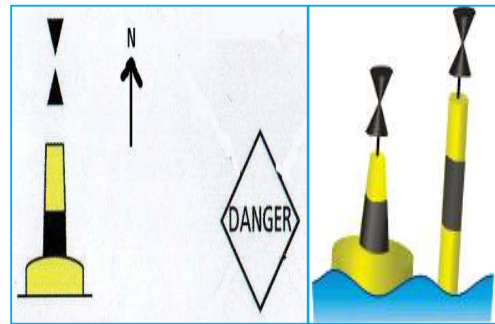


Figure VIII. 9: La cardinale Ouest

Pour résumer :

Nord



Figure VIII. 10: Cardinale Est

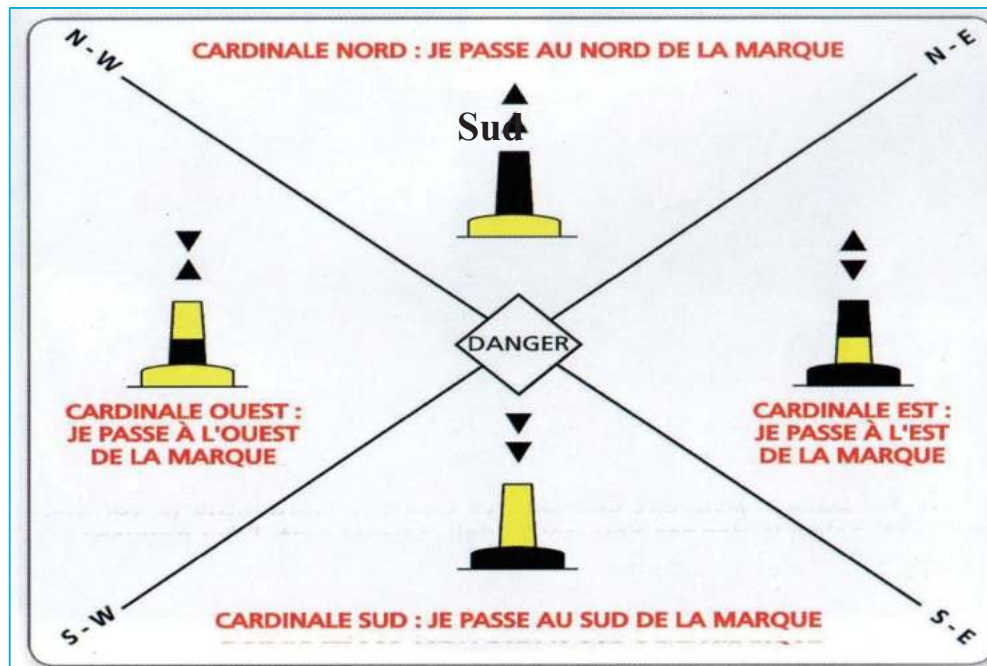


Figure VIII. 11: Types de la Cardinale

VIII.2.4 Les marques spéciales

Ce sont des marques jaunes avec un voyant en X qui signalent les zones interdites ou réservées.

Il y en a 2 sortes :

- Les marques durables (qui sont là tout le temps) et qui ont un voyant en X.
- Les marques occasionnelles sans voyant et qui ne sont là que pour une période donnée. (Balisage des plages) ou signalement d'un parcours de régates et autres sports nautiques.

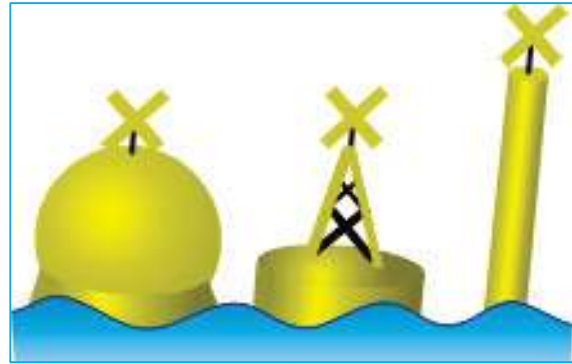


Figure VIII. 12: Les marques spéciales de Balisage

VIII.2.5 Les marques durables

Elles signalent :

- ▶ Câbles sous-marins
- ▶ Zone d'exercices militaires
- ▶ Zone de pêche (ostréicole par exemple)
- ▶ Dépôts de matériaux
- ▶ Orifice d'égout ou de canalisation
- ▶ Zone réservée aux pilotes
- ▶ Etc...

Pour plus de détails sur la cause de

cette marque, il faut consulter la carte marine du secteur.



Figure VIII. 13: Exemple de Marque durable

VIII.2.6 Les marques occasionnelles : (balisage des plages)

Sur les plages, surtout l'été des bouées sont mises en place principalement pour la sécurité des baigneurs.

Elles sont de couleur jaune et elles sont de formes sphériques, coniques ou cylindriques.

Les bouées sphériques qui sont espacées de 200m servent à la limite des 300m de la côte.

Les bouées coniques et cylindriques correspondent à une marque latérale et forment donc un chenal de navigation.

Rappel : Cylindrique = Bâbord et Conique = Tribord

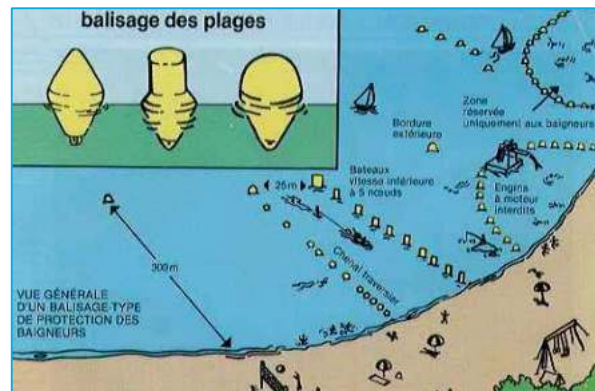


Figure VIII. 14: Balisage par Bouées

Pour délimiter les zones réservées uniquement à la baignade, les colliers de petites bouées jaunes très rapprochées sont utilisés.



Figure VIII. 15: délimitation des zones réservées à la baignade

Le bout qui les relie peut endommager le gouvernail ou la dérive du bateau.

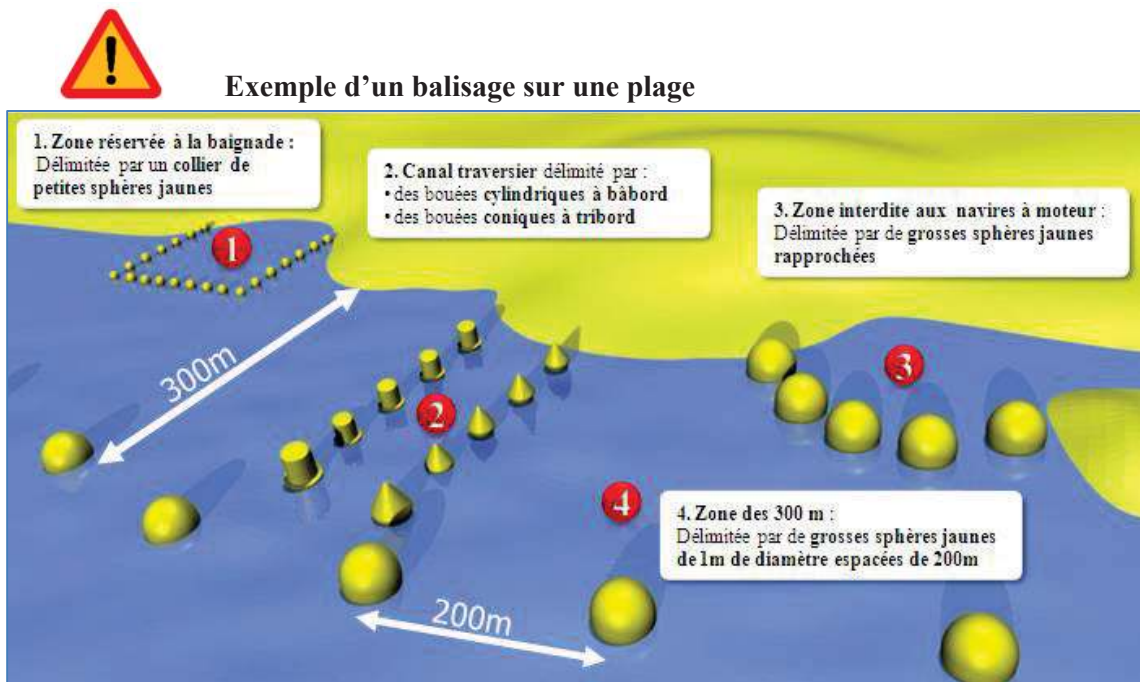


Figure VIII. 16: Exemple d'un balisage sur une plage

VIII.2.7 Les marques d'eaux saines

Elles portent des rayures verticales rouges et blanches et un voyant sphérique rouge.

Elles indiquent que les eaux sont sans aucun obstacle à proximité.

Elles peuvent définir le milieu des chenaux

On peut passer à proximité sans s'en écarter



Figure VIII. 17: Les marques d'eaux

VIII.2.7 Les marques d'eaux saines

Elles portent des rayures horizontales de couleurs noires et rouges et ont un voyant de deux boules noires.

Ces marques indiquent un danger isolé et peu étendue. Par exemple un rocher à fleur d'eau ou une épave.

Il suffit de s'en écarter indifféremment par la gauche ou par la droite avec une certaine distance.

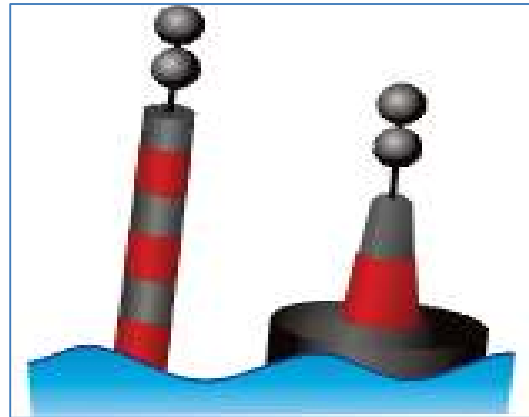


Figure VIII. 18: Les marques d'eau



Il peut être utile de se renseigner sur ce danger en consultant les cartes marines pour mieux voir l'étendu du danger.

VIII.2.8 Les marques de danger isolé

Elles portent des rayures horizontales de couleurs noires et rouges et ont un voyant de deux boules noires.

Ces marques indiquent un danger isolé et peu étendue. Par exemple un rocher à fleur d'eau ou une épave.

Il suffit de s'en écarter indifféremment par la gauche ou par la droite avec une certaine distance.

Il peut être utile de se renseigner sur ce danger en consultant les cartes marines pour mieux voir l'étendu du danger.

VIII.2..Les dangers nouveaux

Le terme « danger nouveau » s'applique à un danger apparu récemment (bateau qui vient de couler ou nouvelles obstructions naturelles) et qui ne sont pas encore portées sur les cartes marines.

Deux marques identiques (latérales ou cardinales) sont alors disposées côte à côte pour signaler ce nouveau danger.

Elles sont retirées une fois que la présence du danger a été suffisamment diffusée ou que le



Figure VIII. 19: Balisage au droit d'un bateau qui vient de couler

danger a été supprimé.

VIII.3 FEUX

1- Les définitions suivantes sont appliquées dans le cadre du SIGNI (Signalisation des voies de navigation intérieure) et du CEVNI (Code européen des voies de navigation intérieure) :

- ▶ « Feu » : feu caractéristique servant au balisage.
- ▶ « Feu fixe » : feu donnant une lumière ininterrompue dont l'intensité et la couleur restent constants.
- ▶ « Feu rythme » : feu de signalisation dont les émissions de lumière se font par cycles récurrents de périodicité régulière. Le caractère rythmique de ce type de feu se caractérise par la séquence des apparitions de la lumière pendant une période.

▶

2- En principe, l'emploi des feux rythmes est réservé au balisage de la voie navigable

3- En principe, l'emploi des feux fixes est réservé aux cas autres.

4- L'intensité des feux est établie par les autorités compétentes du pays en conformité avec les conditions de navigation locales. Il est recommandé d'appliquer la classification de l'intensité lumineuse de l'appendice 2 ; de Code européen de la signalisation et du balisage des voies navigables ; qui comprends également des calculs de la portée lumineuse).

5- La couleur des feux doit, en principe, être conforme à la norme de la Commission internationale de l'éclairage (CIE) (« Couleur des signaux lumineux » CIE S 004/E-2001, classe A).

VIII.4. PANNEAUX ET BOUEES

- 1- La forme recommandée pour les panneaux portant les signaux spéciaux est rectangulaire.
Ces panneaux sont divisés en deux catégories selon les signaux qu'ils portent :
 - a- Les signaux exprimant une prescription : ils doivent être de couleur blanche bordes de rouge, et doivent porter des symboles noirs. S'ils expriment une interdiction, les panneaux doivent aussi porter une diagonale rouge ;
 - b- Les signaux donnant une indication, ou indiquant la fin d'une prescription valable pour un seul sens de navigation : les panneaux sont tous rectangulaires, bleus et portent des symboles blancs.
- 2- Les panneaux peuvent être rendus plus visibles par un lisère blanc sur leur pourtour.
- 3- Ces signaux peuvent être complets, s'il y a lieu, par les panneaux, les cartouches, les inscriptions additionnelles ou les signaux lumineux additionnels.
- 4- Les chromaticités des revêtements de surface des bouées et panneaux doivent se situer dans les zones chromatiques définies dans la recommandation sur les couleurs de surface en signalisation optique émise par la CIE. Lorsque le verso des panneaux peut être vu de la zone navigable, sa couleur devra être telle qu'elle ne soit pas susceptible d'induire en erreur.

VIII.5. LIMITES GEOGRAPHIQUES D'APPLICATION DU SYSTEME DE SIGNALISATION RECOMMANDE

- a- Les autorités compétentes fixent, en cas de nécessité, les frontières entre les voies de navigation intérieure (auxquelles s'applique le système de signalisation recommandé) et les voies de navigation maritime.
- b- Les principes du système d'aide à la navigation de l'Association internationale de signalisation maritime (AISM), dans la mesure où ils peuvent s'appliquer aux voies de navigation intérieure, ont inspiré des dispositions. Ces dispositions ont été définies de façon à éviter, dans la mesure du possible, tout risque de contradiction ou de confusion entre les deux systèmes de balisage.

VIII.6. L'OFFICE NATIONAL DE SIGNALISATION MARITIME (ONSM)

L'Office National de Signalisation Maritime (ONSM) est un Etablissement Public à caractère Administratif sous tutelle du Ministère des Travaux Publics, créé par décret N° 85-236 du 25 août 1985.

L'Office est chargé de la conception, la construction et du maintien en état de bon fonctionnement des systèmes d'aide à la navigation maritime à infrastructures terrestres (tels que les phares, les feux de port et les stations d'émission de signaux électriques) et flottants (telles que les bouées).

Patrimoine :

L'ONSM gère 242 établissements, répartis comme suit

Tableau VIII. 1 : Signalisation Maritimes installés au niveau des ports d'Algérie

Désignation	Phares	Feux de jalonnement	Feux Auxiliaires et d'écueils	Feux de Port	Bouées	Total
Unité d'Alger	8	1	3	49	4	65
Unité d'Oran	8	0	3	67	8	86
Unité de Skikda	6	4	2	23	6	41
Unité de Bejaïa	4	0	3	35	8	50
Total :	26	5	11	174	26	242

Compétences régionales des Unités :

- **Unité d’Oran** : Tlemcen, Ain Témouchent, Oran et Mostaganem
- **Unité d’Alger** : Chlef, Tipaza, Alger et Boumerdes
- **Unité de Bejaïa** : Tizi Ouzou, Bejaïa et Jijel
- **Unité de Skikda** : Skikda, Annaba et El Taref



Figure VIII. 20 : Compétences régionales des Unités

VIII.7. PRINCIPES GENERAUX

1. Du point de vue de l’objectif poursuivi, on distingue trois catégories différentes de balisage :

- a) Le balisage dans la voie navigable dans des limites du chenal au moyen de bouées flottantes ou d’espars. On n’aura, en général, recours à ce balisage que sur les secteurs ou le chenal ne peut pas être indiqué de façon suffisamment précise par des balises placées sur les rives.
- b) Le balisage des points dangereux et des obstacles, c’est-à-dire les dangers nautiques, notamment :
 - Les points dangereux, par exemple: têtes d’épi, pointes de rives, rives submersibles, obstacles fixes;
 - Les obstacles, par exemple: bateaux ou engins flottants échoués ou coulés, chantiers de travaux dans la voie navigable, ancres perdues, les ouvrages pénétrant dans le chenal ou se trouvant à proximité, etc.;

- c) Le balisage a terre indiquant la position du chenal, par rapport aux rives.
Les balises indiquent la position du chenal navigable par rapport aux rives et, éventuellement, la traversée du chenal d'une rive à l'autre. Les balises peuvent également être employées pour fournir des points de repère isolés aux conducteurs.
2. Les signaux et le balisage contiennent :
 - a) Les signaux servant à régler la navigation sur la voie navigable, définis dans la section 3.5, le chapitre 5 et l'appendice 1, ainsi qu'à l'annexe 7 du Code européen des voies de navigation intérieure (CEVNI) ; et
 - b) Les signaux flottants et les signaux côtiers définis au chapitre 3 et à l'annexe 8 du CEVNI.
 3. Les signaux définis à l'annexe 7 du CEVNI sont des signaux d'interdiction, d'obligation, de restriction, de recommandation et d'indication et des signaux auxiliaires.
 4. Dans le cas des lacs et voies navigables de grande largeur, les trois catégories de balisage précitées sont utilisées.
 5. Conformément à l'article 5.01 du CEVNI, les membres d'équipage des bateaux doivent obéir aux prescriptions et tenir compte des recommandations ou indications qui sont portées à leur connaissance par les signaux susmentionnés.
 6. Le nombre et la disposition des signaux côtiers et flottants doivent répondre aux exigences de la sécurité de la navigation.
 7. Les autorités compétentes doivent baliser les voies navigables au moyen de marques kilométriques si les dimensions de la voie navigable le permettent et dans la mesure du possible de repères hectométriques intermédiaires, afin de renforcer la sécurité de la navigation.
 8. Lorsque les autorités compétentes décident de mettre en place une signalisation sur une voie ou un réseau de navigation intérieure déterminé, elles peuvent :
 - Choisir, parmi les signaux faisant l'objet des présentes dispositions, ceux qui leur paraissent convenir dans le cas de la voie ou du réseau en question;
 - Ajouter aux signaux ainsi choisis des signaux additionnels non compris dans le système, à condition, toutefois, que ces signaux, par leurs caractéristiques de forme et de couleur ainsi que par la nature du ou des symboles employés, s'intègrent dans ce système et soient tels que ces signaux additionnels ne puissent être confondus avec des signaux de ce système. Dans les cas où les présentes dispositions admettent des variantes, les autorités compétentes doivent s'entendre pour adopter la même variante sur tous les tronçons d'une même voie navigable, sauf raison majeure.
 9. Le choix des signaux et de leur nombre dépend des particularités locales du chenal et de la fonction du signal. Les signaux doivent être disposés, dans les cas où ceux-ci sont requis pour des critères nautiques sur le secteur respectif de fleuve, de manière à assurer la visibilité d'un signal à l'autre.
 10. Le terme « rives gauche et droite » désigne les côtes de la voie navigable dans la direction de la source vers l'embouchure.
 11. Pour les canaux, les lacs et les voies navigables de grande largeur, il appartient aux autorités compétentes d'en décider selon les conditions locales. Pour les canaux, il est toutefois recommandé de définir les termes « droite » et « gauche » comme

s'appliquant pour un observateur tourne dans le sens ou les numéros des marques kilométriques vont croissant.

12. Les désignations « côté droit », « côté gauche » de la voie navigable ou du chenal s'entendent pour un observateur tourne vers l'aval. Pour les canaux, les lacs et les voies navigables de grande largeur, les termes « cote droite » et « cote gauche » sont définis par les autorités compétentes.
13. On entend par « aide à la navigation » (AtoN, aids to navigation) tout dispositif, système ou service extérieur au bateau, qui est conçu et utilise afin de rendre la navigation et/ou la circulation de tous les bateaux plus sûres et plus efficaces.
14. Dans les cas où le signal prévu consiste en :
 - a) Des feux seulement : on peut utiliser ces feux de jour comme de nuit ;
 - b) Des panneaux seulement : on peut utiliser ces panneaux comme signaux de nuit en les éclairant ;
 - c) Des panneaux et des feux : on peut utiliser : de jour, soit les panneaux, soit les feux ; de nuit, soit les feux, soit les panneaux éclairés.
15. L'installation des signaux est réalisée par les autorités compétentes, qui :
 - a) Observent régulièrement l'état du lit du fleuve et les changements qui s'y produisent et, sur la base des résultats de ces observations, déplacent des signaux de balisage et, au besoin, les complètent de manière qu'ils indiquent les dimensions du chenal ;
 - b) Mesurent régulièrement la profondeur et la largeur du chenal balisé et fournissent au conducteur les informations requises relatives aux profondeurs et largeurs minima du chenal ainsi qu'au régime des niveaux du fleuve ;
 - c) Dressent le schéma de l'installation des signaux de balisage dans leurs secteurs respectifs et fixent les types et le nombre des signaux flottants et côtiers à utiliser, en fonction des exigences que posent la sécurité de la navigation et les conditions locales ;
 - d) Assurent dans la mesure du possible le fonctionnement ininterrompu de tous les signaux flottants et côtiers ;
 - e) Informent les conducteurs en temps utile de la date de la mise en place et de l'enlèvement du balisage, de toutes les modifications importantes pour la navigation survenues du nombre, du type, de l'emplacement et de l'éclairage des signaux, ainsi que des règles établies par elles pour le passage des bateaux dans les sections limitatives ou le croisement et le dépassement sont interdits.
16. La numérotation des croquis de signaux et balisage correspond à celle appliquée dans les annexes 7 et 8 du CEVNI.

VIII.8 BALISAGE DU PORT D'AIN BARBAR

VIII.8.1 Données géographiques générales

Les données géographiques de la zone d'implantation du projet sont présentées dans la figure ci-dessous.



Figure VIII. 21: Données géographiques générales de la zone d'implantation du port

VIII.8.2 Les conditions de mer

Les conditions de mer le long des côtes algériennes sont bien connues. Elles font l'objet d'observations systématiques de la part des services météorologiques et océanographiques. On trouve des descriptions détaillées de ces conditions dans les ouvrages spécialisés et notamment dans les instructions nautiques.

On sait que le long de la côte algérienne la Méditerranée est fréquemment calme et la visibilité météorologique bonne (égale ou supérieure à 10 milles) mais des tempêtes très violentes et soudaines s'y produisent qui ont dans un passé récent, ou bien causé des dommages très importants aux ouvrages de protection des ports, ou entraîné des pertes de navires¹.

Les courants marins sont importants dans certaines zones, notamment dans la zone ouest, engendrés par les différences de salinité et de température.

En résumé, les difficultés de la navigation le long des côtes algériennes bien connues des professionnels expérimentés ne sont pas à sous-estimer.

Nous ne manquons pas de mentionner également le courant de densité de surface permanent, de vitesse quelques dizaines de centièmes de nœuds et portant à l'Est. Faisons remarquer de plus que le système de courants permanents en Méditerranée Occidentale possède la particularité de converger vers un courant longeant les côtes algériennes d'Ouest en Est.

VIII.8.3 Caractéristiques du balisage PROPOSE pour le port de pêche d'Ain Barbar**VIII.8.3.1 Implantation du balisage**

Le balisage proposé pour le port d'Ain Barbar :

- Un feu au niveau de la roche axine.
- Un feu d'alignement sur la digue, afin d'aider au guidage dans le chenal externe.
- L'ajout d'une bouée tribord, afin de signaler l'entrée du chenal. Cette bouée est située à proximité de la bouée signalant l'alignement du port.
- Un feu babord en extrémité de digue.
- Un espar tribord, en face musoir de la digue.
- L'ajout d'un feu tribord en extrémité de digue.

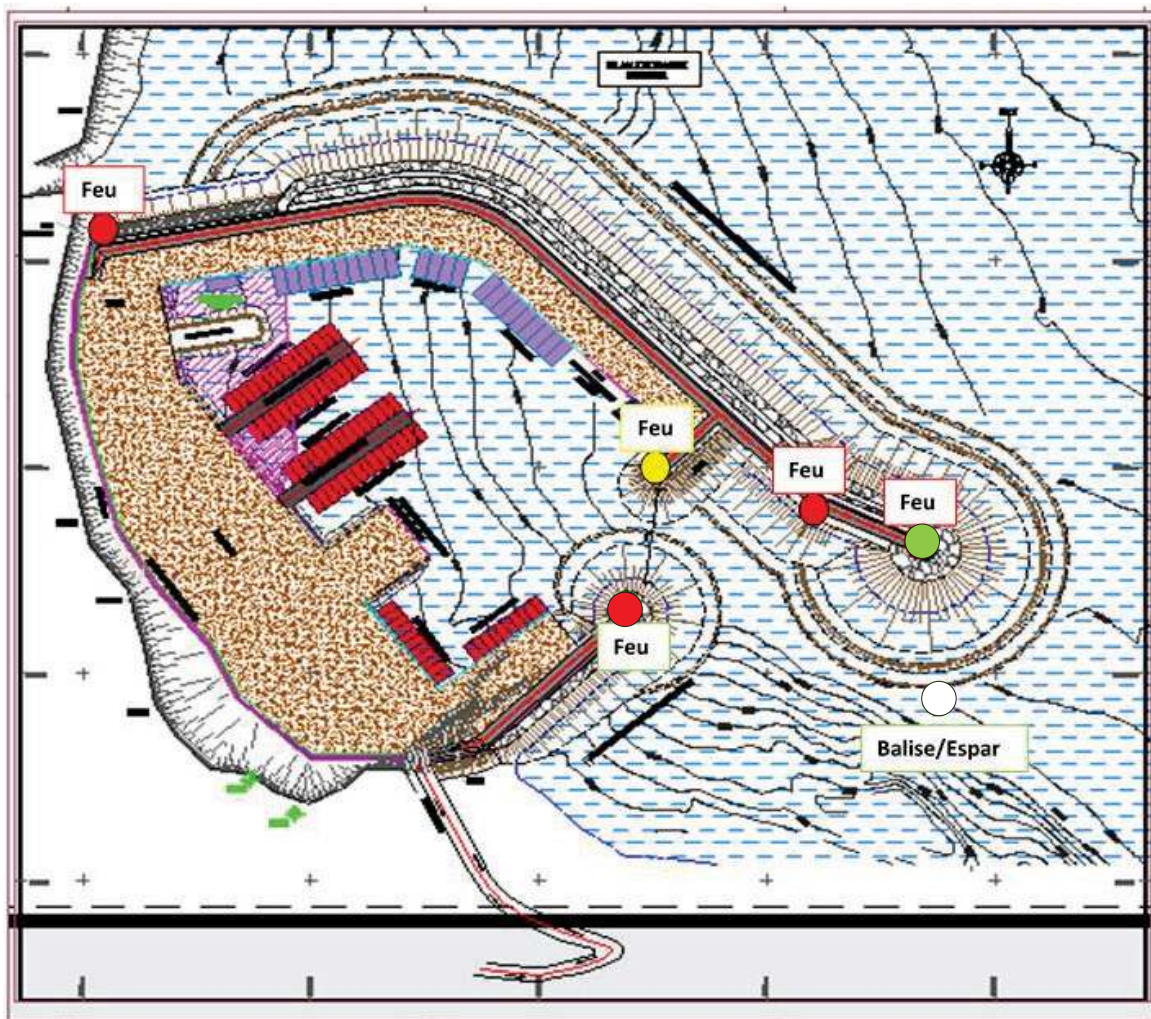


Figure VIII. 22: Plan du balisage proposé

VIII.8.3.2 Caractéristiques du balisage

Le balisage DEFINITIF du port de pêche après réalisation du projet d'aménagement se compose des éléments présentés sur la figure suivante :

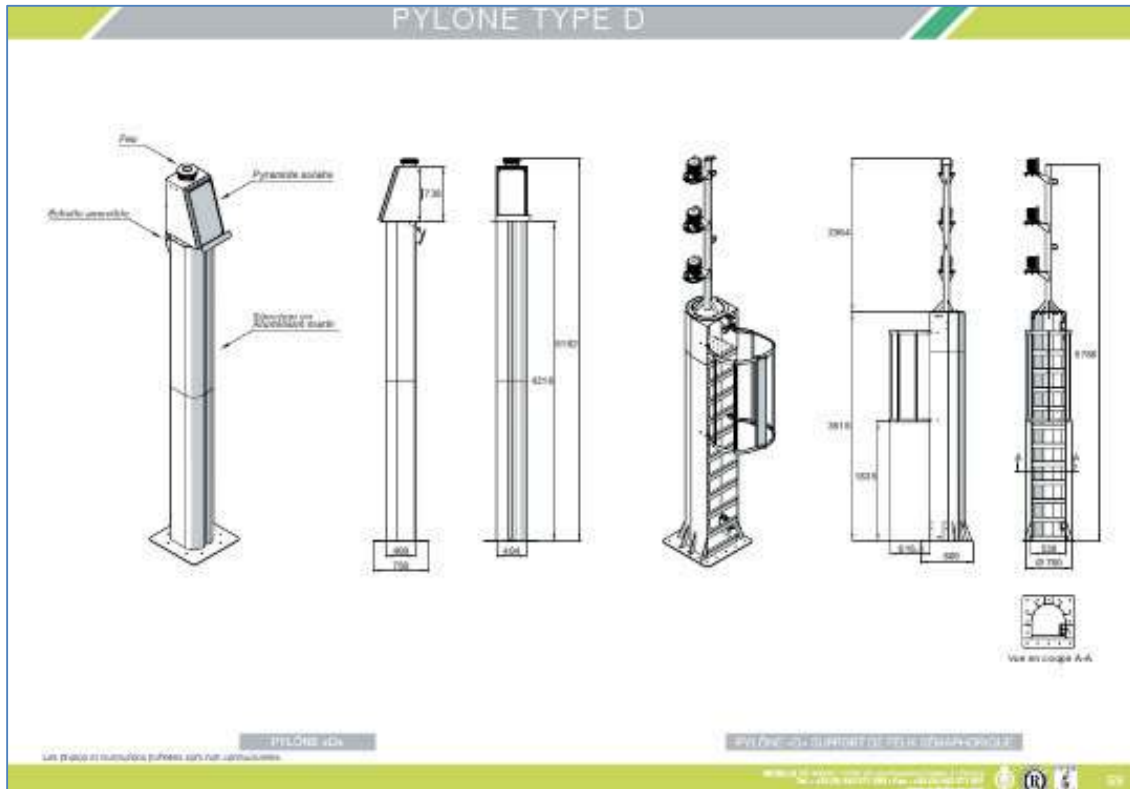


Figure VIII. 23: Feux de balisages des musoirs et du chenal d'accès

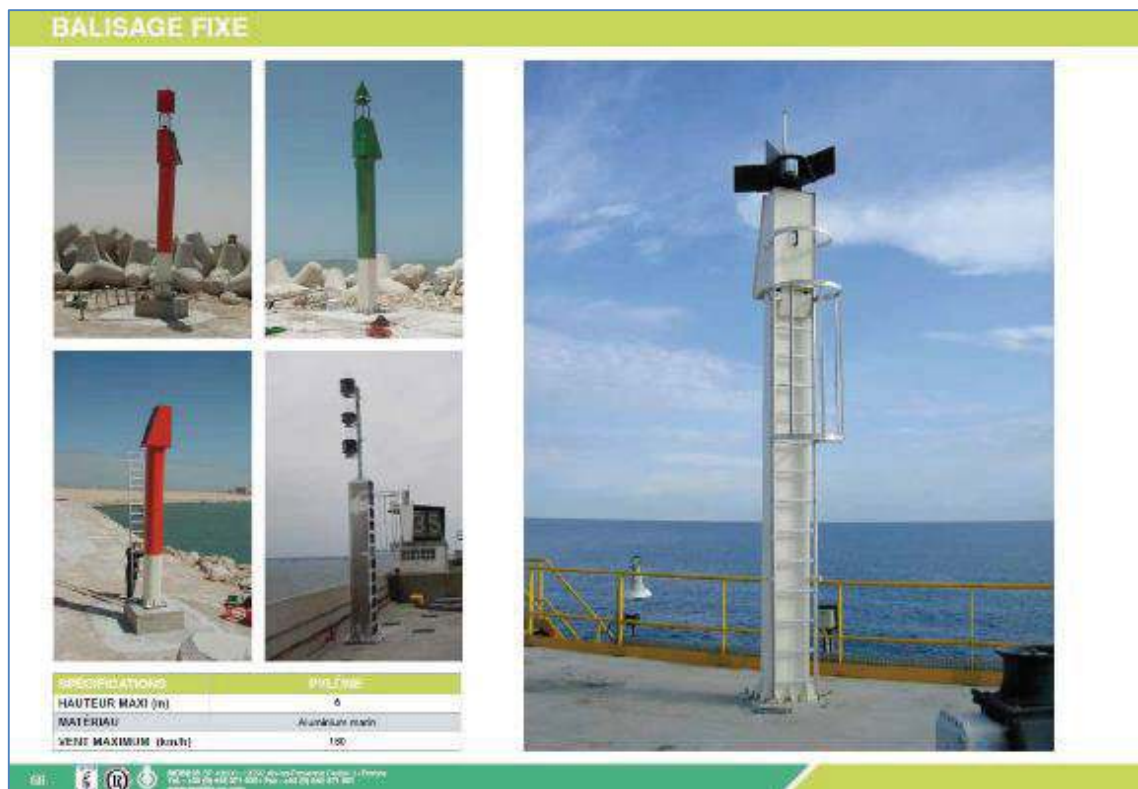


Figure VIII. 24: Feux de balisages des musoirs et du chenal

Les feux rajoutés auront une alimentation autonome (panneaux solaires + batteries).

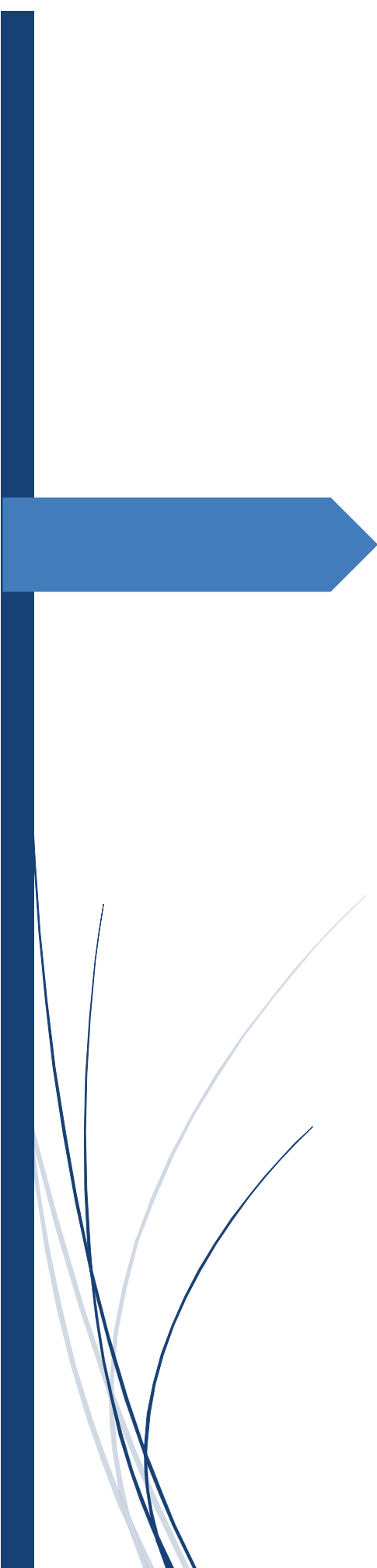
La bouée tribord permanente ajoutée en début de chenal pourra être du type présenté ci-dessous.



Figure VIII. 25: Caractéristiques de la bouée tribord permanente en début de chenal

VIII.9. CONCLUSION

L'arrivée dans un port est rassurante. On vient s'y mettre à l'abri après les traversées en mer. Mais pour le rejoindre, ce n'est pas toujours simple. Car le long des côtes, il y a souvent des embouches, des hauts fonds, des filets de pêcheurs etc... Heureusement, il existe partout dans le monde une signalisation maritime qui guide les bateaux à bon port. Les balises délimitent les dangers et chemins d'accès aux ports tandis que les phares visibles de très loin guident les bateaux qui sont au large vers la côte.



**CHAPITRE IX : ETUDE
D'IMPACTE SUR
ENVIRONNEMENT**

CHAPITRE IX : ETUDE D'IMPACT SUR L'ENVIRONNEMENT

IX.1. INTRODUCTION

L'analyse des impacts du projet a pour objet d'examiner les conséquences tant bénéfiques que néfastes sur l'environnement et de s'assurer de ses conséquences soient prises en charge dans la conception du projet. Cette étape permet de définir, de décrire, et d'évaluer interrelations du projet avec les composantes physiques, biologique, et humain du milieu récepteur afin d'évaluer son acceptabilité environnementale. Une fois les impacts connus, des mesures permettant de minimiser les impacts négatifs ou de bonifier les répercussions positives du projet sont proposées. Un bilan environnemental du projet viendra synthétiser l'ensemble des points suscités.

IX.2. CADRE JURIDIQUE

Tableau IX. 1: Textes législatifs et réglementaires complets régissant les études

Secteur : environnement

Secteur : environnement			
	Nature/Référence du texte	Intitulé	Référence journal officiel
01	Lois n°03-10 du 19 juillet 2003	Relative à la protection de l'environnement dans le cadre du développement durable.	JORADP n°43 du 20 juillet 2003, page6.
02	Lois n° 02-02 du 5 février 2002	Relative à la protection de l'environnement et à la valorisation du littoral,	JORADP n°10 du 12 février 2002 page 18.
03	Décret exécutif n°06-198 du 31 mai 2007	Définissant la réglementation applicable aux établissements classés pour la protection de l'environnement.	JORADP n°37 du 4 juin 2006, page8.
04	Décret n°07-144 du 19 mai 2007	Fixant la nomenclature des installations classées pour la protection de l'environnement	JORDAP n°34 du 22 mai 2007, page3.
05	Décret n°07-144 du 19 mai 2007	Déterminant le champ d'application, le contenu et les modalités d'approbation des études et des notices d'impact sur l'environnement.	JORADP n°34, du 22 mai 2007, page 105.
06	Décret exécutif n°18-255 du 9 octobre 2018	Modifiant et complétant le décret exécutif n°07-145 du 19 mai 2007 Déterminant le champ d'application, le contenu et les modalités d'approbation des études et des notices d'impact sur l'environnement.	JORADP n°34 du 22 mai 2007, page 105.
07	Décret exécutif n° 19-241 du 8 septembre 2019	Modifiant et complétant le décret exécutif n°07-145 du 19 mai 2007 Déterminant le champ d'application, le contenu et les modalités d'approbation des études et des notices d'impact sur l'environnement.	JORADP n°54 du 8 septembre 2019.page 6.

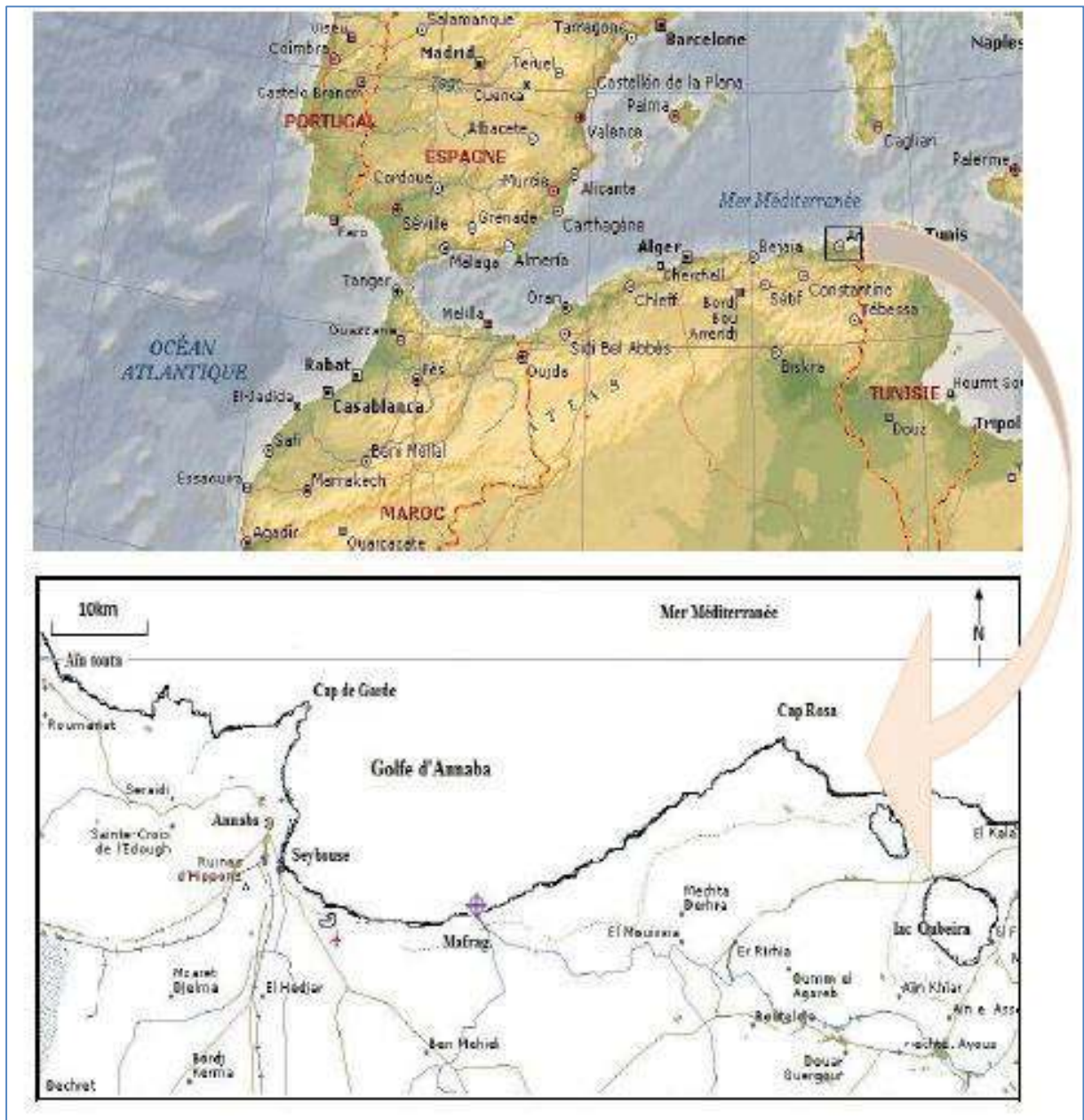


Figure IX.1 : Représentation du Golf d'Annaba

IX.3. DESCRIPTION DE ZONE D'ETUDE

Le Golfe d'Annaba

Situé dans le littoral Est Algérien, est limité à l'Est par le Cap Rosa (8° 15" E 36° 58"N) et à l'Ouest par le Cap de Garde (57° 16"E et 36° 58"N). La distance séparant les deux caps est d'environ 21.5 milles (40Km). La profondeur maximale des eaux est de 65m. Le plateau continental est accidenté et nettement restreint au nord du Cap de Garde (4.5 milles), puis s'élargit dans le golfe jusqu'à 1405 milles (27km) pour se rétrécir légèrement à l'Est au voisinage du Cap Rosa (Vaissiaire et Fredj, 1963)

IX.4. EVALUATION DES IMPACTS PREVISIBLES

IX.4.1. Méthode d'analyse

Il s'agit de morceler le projet en composantes principales, celle-ci sont ensuite confrontées aux différents éléments du milieu à l'aide d'une grille d'interrelation, laquelle permet d'identifier toutes les répercussions possibles du projet, les impacts potentiels sont ensuite décrits en mettant en évidence leur importance relative.

IX.4.2. Identification des interrelations

La première étape consiste à identifier, d'une part, les sources d'impacts, et d'autre part, les éléments du milieu biophysique et socioéconomique susceptible d'être affectés.

IX.4.2.1. Composante du projet (Sources d'impact)

Les travaux de réalisation de l'aménagement d'un port de pêche ont planifiés selon les phases suivantes :

- Phase de construction et installation de chantier.
- Phase d'exploitation

Phase 1 : Phase de construction et installation de chantier Préalablement au démarrage des travaux, une installation de chantier est prévue. Elle concernera l'aménagement de l'aire située près de la zone des travaux. L'entreprise en charge des travaux procèdera à

- Installation des baraquements de chantier,
- L'amenée du matériel destiné aux travaux de réalisation du futur port et les matériaux de construction.

Phase2 : Phase d'exploitation : C'est la phase qui vient après la réalisation des travaux d'aménagements de ce port ainsi que celui de la route d'accès qui seront fonctionnels.

Tableau IX. 2 : Inventaire des sources d'impacts générales par les différentes actions du projet:

Source d'Impact	Description de l'Activité
Phase de construction	
Prospection préliminaire	Travaux de reconnaissances topographiques, géotechniques et courantologiques effectuées sur le terrain qui sera occupé par les différentes composantes du projet, et où l'installation des équipements sera effective, Ceci est aussi fait pour l'identification des caractéristiques morphologiques, géologiques et mécanique des sols dans l'emprise du projet, sur toute la zone de développement du port.
Installation de chantier et transport des matériaux et circulation des engins	Cette étape induira la présence et l'utilisation d'engins de construction, dépôts provisoires des matériaux de construction, l'apport de matériels et Outillages spécialisés pour l'installation et l'entretien des engins de chantier. La circulation des véhicules, les mouvements de terre, le dépôt des consommables et des déchets de tout genre sont importants et fréquent lors de cette étape.
Signalisation	Elle permet l'identification définitive de l'emprise des travaux et les aires annexes. Des travaux de balisage sont notamment réalisés pour une limitation physique de l'emprise et l'identification des chemins d'accès.
Présence de la base de vie et sa démobilisation	La mise en place des équipements provisoires du chantier (bureau, latrines vidangeables, zone d'approvisionnement en carburant, etc.). La démobilisation comprend le déplacement des engins de chantier à l'extérieur de l'emprise du port, le déplacement des bâtiments et d'équipement qui ont servi aux travaux
Travaux de génie civil et le dragage	Cette étape correspond à l'ensemble des travaux de génie civil, concernant la construction des différents ouvrages relatif au projet.
Remise en états et intégration paysagère	Elle correspond à la remise en état des aires affectées par les travaux. Les voies de contournement pour la circulation seront fermées et la circulation sera rétablie, les terrains non occupés seront remis à leur état initial, en fonction de leur affectation antérieure.
Phase d'Exploitation	
Présence d'infrastructure portuaire	Elle correspond à la présence physique des composantes du projet ceci induit un chargement du cadre visuel.
Déchets liquide et solide	L'activité portuaire généra différents type de déchets leur devenir sera pris en considération dans les mesures d'atténuation afin de permettre une gestion durable de la déchetterie du port.
Trafic routier	Durant la phase d'exploitation le trafic maritime, routier et ferroviaire développera grandement l'économie nationale.

IX.4.2.2. Composantes du milieu

Les éléments du milieu susceptible de subir des répercussions du projet sont extraits de la description du milieu. Il s'agira en fait de faire ressortir les éléments inventoriés qui pourraient être modifiés d'une façon ou d'une autre par les différentes actions du projet. Les différentes composantes du milieu susceptibles d'être affecté par les différentes actions du projet :

<p>- Milieu humain :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Emplois - Activités-socioéconomique - Activités récréotouristique - Trafic routier - Habitats - Santé et sécurité publique - Environnement sonore - Perception paysagère. 	<p>Milieu physique :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Qualité de l'air, - Qualité des eaux superficielles, - Qualité des eaux et sédiments, - Qualité du sol, - Bathymétrie, - Paysage 	<p>Milieu biologique :</p> <ul style="list-style-type: none"> - faune et flore terrestre - Faune et flore marine
--	---	---

IX.4.2.3. Evaluation de l'importance d'impact

L'évaluation de l'importance d'un impact est basée sur les paramètres qui lui sont propres et qui le caractérisent, soit son type d'impact, durée, son étendue et son intensité, tel que définis ci-après. Ces paramètres sont ensuite combinés afin de déterminer l'importance globale de l'impact.

On distingue trois niveaux d'importance forte, moyenne et faible, attribués comme suit :
 Forte=> 3 points Moyenne=> 2 points Faible=>1 point

$$\text{Importance de l'impact} = (\text{Intensité} + \text{Etendue} + \text{Durée}) / 3$$

- Si l'importance de l'impact est supérieure à 2.5 celle-ci est qualifiée de Forte.
- Si l'importance de l'impact est comprise entre [1.5-2.5] lui sera attribuée une valeur Moyenne.
- Sinon l'importance de l'impact est inférieure à 1.5 elle sera jugée Faible.

L'importance d'impact résultante sera schématisée comme suit :

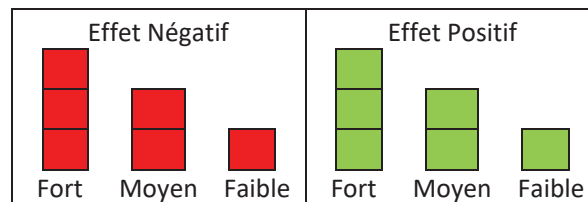


Figure IX. 2: Légende des effets

L'identification et l'importance des impacts sont déterminées à travers les sources desquelles découlent ces impacts principalement durant la phase de construction et la phase d'exploitation.

IX.4.3- Description et évaluation des impacts

La description et l'évaluation des impacts sont présentées ici en fonction des trois grands types de milieu, à savoir les milieux physique, biologique et humain. Pour chacun de ces milieux, les impacts sont évalués, en tenant compte de l'état actuel de la situation et des conséquences de la

phase de pré-construction et construction puis celles futures découlant de sa présence (phase d'exploitation).

IX.4.3.1- Milieu physique

Tableau IX. 3

Composante du milieu (éléments sensibles)		Milieu physique						
		Qualité de l'air	Qualité des eaux superficielles	Qualité des eaux souterraines	Qualité et usage des sols	Bathymétrie	Hydrodynamisme	Paysage
Phase des travaux	Prospections préliminaires							
	Signalisation							
	Installation du chantier							
	Présence de la base de vie et sa démobilisation							
	Transport des matériaux et circulation des engins							
	Dragage							
	Remblais des terre-pleins							
	Travaux de génie civil							
	Remise en état et intégration paysagère							
Phase d' exploitation	Présence des infrastructures portuaires							
	Déchets solides, liquides et gazeux							
	Trafic généré par le port de pêche							
	Entretien et réparation							

IX.4.3.2. Milieu biologique

Tableau IX. 4:

Composante du milieu (éléments sensibles)		Milieu biologique	
Composante du projet (Source d'impact)		Qualité de l' air	Qualité des eaux superficielles
Phase des travaux	Prospections préliminaires		
	Signalisation		
	Installation du chantier		
	Présence de la base de vie et sa démobilisation		
	Transport des matériaux et circulation des engins		
	Dragage		
	Remblais des terre-pleins		
	Travaux de génie civil		
	Remise en état et intégration paysagère		
Phase d' exploitation	Présence des infrastructures portuaires		
	Déchets solides, liquides et gazeux		
	Trafic généré par le port de pêche		
	Entretien et réparation		

IX.4.3.2- Milieu humain

Tableau IX. 5:

Composante du milieu (éléments sensibles)		Milieu humain								
		Emploi	Act-socio économique	Act récréo touristique	Trafic routier	Santé/Sécurité	Habitat	Perception	Environnement	Activités et loisirs
Composante du projet (Source d'impact)										
Phase des travaux	Prospections préliminaires									
	Signalisation									
	Installation du chantier									
	Présence de la base de vie et sa démobilisation									
	Transport des matériaux et circulation des engins									
	Dragage									
	Remblais des terre-pleins									
	Travaux de génie civil									
	Remise en état et intégration paysagère									
Phase d' exploitation	Présence des infrastructures portuaires									
	Déchets solides, liquides et gazeux									
	Trafic généré par le port de pêche									
	Entretien et réparation									

IX.5.1 MESURES D'ATTENUATION D'ORDRE GENERAL

Les mesures générales sont énumérées ci-dessous. Ces mesures s'appliquent de manière générale à tous les types de chantier :

IX.5.1.1 Phase de réalisation

- Création d'un plan d'urgence pour l'environnement, avant le début des travaux, de sorte qu'en cas d'accident, le protocole d'action soit défini.
- Désignation d'un responsable Environnement sur le chantier chargé de mettre en place l'analyse environnementale du site, la programmation d'actions de formation, le contrôle du respect des consignes en matière d'environnement
- Etablissement d'un plan de formation des collaborateurs (cadres et ouvriers) intervenant sur chantier instaurant des pratiques de respect de l'environnement, de même que des mesures de sécurité face à d'éventuels accidents environnementaux.
- Choisir le site de l'installation du chantier et ses équipements de façon à minimiser les perturbations sur le milieu biophysique et humain (végétation naturelle, accès public, terrain naturel, etc.) ;
- Valoriser les matériaux issus des déblais, pour assurer la mise en place des remblais primaires et secondaires nécessaires pour se conformer aux spécificités techniques du projet ;
- Contrôler l'accès aux installations du chantier ;
- Si des déblais provenant de l'excavation ne servent pas au remblaiement, veiller à les transporter jusqu'à un lieu de dépôt autorisé ;
- A la fin des travaux, procéder au réaménagement de l'aire des travaux, et procéder à une intégration paysagère du linéaire remodelé.

IX.5.1.2 Phase d'exploitation

- Durant l'exploitation, l'entreprise portuaire doit prévoir de réaliser un suivi de toutes les mesures préventives et correctrices, ainsi que de l'état de l'environnement naturel et social de la zone de projet.
- Pour réaliser ce suivi, un Programme de Suivi et Surveillance de la phase d'exploitation sera rédigé pour chacune des infrastructures et pour l'ensemble de la zone de projet.
- La réalisation de campagnes de sensibilisation auprès des industries et entreprises qui s'installeront dans les Zones Franches et dans le Port

IX.5.2 Mesures d'atténuation spécifiques

Pour l'atténuation des impacts sur les éléments du milieu physique et humain, l'application de ce type de mesures s'avère nécessaire :

IX.6.5.1 Milieu physique**IX.6.5.1.1 Air**

a. Pendant les travaux

- La vitesse de circulation maximale permise pour les camions du chantier sera de 40 km/h à leur passage par des agglomérations. La signalisation adéquate sera installée.

- Tous les camions qui transportent des matériaux provenant des mouvements de terre devront disposer d'une bâche couvrant leur benne.
- Pendant les travaux, effectuer des arrosages périodiques des zones de travaux, en particulier dans les agglomérations traversées, les voies, les zones d'accumulation de terres, les décharges et les terre-pleins, ainsi que lors de toutes les opérations pouvant entraîner une génération importante de particules de poussière.
- Réparer, dans les plus brefs délais, les engins de chantier et les véhicules qui produisent des émissions excessives de gaz d'échappement et maintenir en bon état le système antipollution des engins de chantier et des véhicules ;

b. Pendant l'exploitation

- Maximiser l'utilisation de barrières végétales autour de la zone de développement du port, afin d'atténuer l'impact des rejets gazeux des navires ;
- Vérification du bon fonctionnement des moteurs, des engins et des grues évoluant sur le port et de la non émission des gaz dépassant les valeurs normales d'émission, les véhicules opérant au sein des différentes infrastructures devront avoir leurs certificats d'inspection techniques des véhicules en règle ;
- Planification et développement d'un réseau de surveillance de la qualité de l'air,

IX.5.2.1.2 Bruit

i. Pendant les travaux

- Des écrans anti-bruit seront installés à hauteur des noyaux urbains qui seront le plus affectés par la présence des nouvelles infrastructures et là où l'on prévoit que les niveaux sonores seront supérieurs aux maximums recommandés. La présence d'infrastructures à usage social sera considérée particulièrement importante (collèges, centres de santé, mosquées, etc.).
- Par ailleurs, un contrôle des émissions sonores au niveau des noyaux de population sera réalisé au moyen de campagne de mesures

j. Pendant l'exploitation du port

- Il est recommandé d'installer des systèmes pour la réduction du bruit. Les mesures peuvent être des écrans antibruit, des billons, l'insonorisation des logements, l'isolement de foyers bruyants, la modification de la distribution du trafic, la limitation d'activités aux différents horaires nocturne et diurne, la prohibition d'activités bruyantes spécifiques, etc.

IX.5.2.1.3 Sols

- Prévoir des aménagements pour la circulation des véhicules chaque fois qu'il y a risque de compaction ou d'altération de la surface ;
- Les déblais non réutilisés doivent être déposés dans des aires d'entreposage s'il est prévu de les utiliser plus tard, sinon elles devront être transportées dans des zones de dépôts,

préalablement autorisées dans l'enceinte du chantier ou dans des endroits prévus pour un dépôt définitif ;

- Prévoir sur place une provision de matières absorbantes ainsi que les récipients étanches bien identifiés, destinés à recevoir les résidus pétroliers et les déchets ;

IX.5.2.1.4 Sédiments marins

- Les matériaux de remblai utilisés pour la construction des terre-pleins, seront appauvris en sédiments fins. La méthode de dragage des sédiments (sur site extérieur) mise en œuvre permettra la séparation du sédiment fin des sables.
- Concernant la construction du terre-plein et des digues, l'opération de remblaiement en elle-même consiste à utiliser une pipe d'aspiration en fonctionnement inversé (flux de sable depuis le navire vers le fond), la position des élinges très près du fond garantissant une localisation contrôlée des dépôts de sable.

IX.5.2.1.7 Eaux

a. Pendant les travaux

- Prendre toutes les précautions possibles lors du ravitaillement des véhicules de transport et la machinerie. Le cumul des fuites des hydrocarbures au moment des ravitaillements peut générer une contamination locale du sol, et causer par la suite une contamination indirecte de l'eau, soit par écoulement superficiel ou par infiltration ;
- Toute manipulation de carburant, d'huile ou d'autres produits contaminants, devra être faite sous une surveillance constante, afin d'éviter tout déversement dans les eaux superficielles ;
- Les eaux collectées sur le site seront renvoyées vers un débourbeur et un séparateur à hydrocarbures.
- Prévoir des installations de récupération (latrines vidangeables, etc.) et de traitement des eaux usées issues des bâtiments de chantiers et campements. Des latrines vidangeables doivent être installées sur les chantiers, les rejets sont alors nuls ;

b. Pendant l'exploitation

- Sur le futur terre-plein à construire et plus particulièrement sur la surface dévolue au stationnement des automobiles, les eaux de ruissellement de surface seront drainées par des réseaux de caniveaux et de canalisations enterrées qui aboutissent à des décanteurs déshuileurs avant d'atteindre les exutoires vers le milieu naturel, implantés dans le talus du terre-plein ;
- Le port disposera de toutes les installations modernes pour la récupération des eaux usées en provenance des navires amarrées (pompes amovibles ou pompes fixes, ...) ;
- Mettre en place un système d'assainissement adéquat au niveau du port pour éviter les déversements directs dans le milieu naturel, et particulièrement dans le milieu marin ;
- Si le système est prévu pour le port avec toutes ses composantes, exiger un prétraitement des eaux issues des industries et autres activités polluantes avant de rejoindre le réseau

IX.5.2.1.8 Rejets liquides et solides

- Prévoir un raccordement des conduites d'assainissement des eaux usées du port (douches, toilettes, etc...) au réseau d'assainissement local du village.
- Prévoir un système de collecte des déchets générés par les travaux et durant la phase d'exploitation.

IX.5.2.2 Milieu naturel**IX.5.2.2.1 Faune et flore terrestres**

- Eviter le défrichement au-delà des limites balisés, délimitant la surface minimum nécessaire pour l'exécution des travaux ;
- Tenir compte de la valeur et le rôle de la végétation locale ;
- Bien cerner les pistes et les zones de stationnement et de ravitaillement des engins, un soin particulier pour la protection des sols de la contamination par les fuites d'hydrocarbures, ceci aura un rayon de mortalité micro faunique dans le sol ;
- Ne pas laisser les engins circuler hors des zones balisés, pour ne pas entraver la structure sauvages des composantes végétales ;
- Après la fin des travaux, repeupler les zones défrichées par des bourgeons des espèces locales
- . Assurez un suivi de plantation des arbres de compensation de ceux qui ont été enlevés.

IX.6.2.2.2 Faune et flore marine

- Assurer un contrôle périodique de la qualité physicochimique des eaux.
- S'assurer que le Clapage se fera dans des endroits à une flore à pouvoir régénératif,
- Suivre la qualité des eaux et des sédiments pendant la phase d'exploitation d'une fréquence annuelle, afin de s'assurer de l'état sanitaire du milieu aquatique

IX.5.2.3 Milieu humain**XI.5.2.3.1 Population et qualité de vie**

Mettre sur pied un programme de communication pour informer la population des travaux (horaire, localisation, durée) par des plaques de signalisation ;

- Intégrer les remarques des gens enregistrés lors de l'enquête publique dans l'ensemble des actions du projet ;
- Assurer la sécurité des occupants limitrophe de l'aire des travaux en appliquant des mesures appropriées (clôture, surveillant) ;
- Prévoir un horaire de travail qui évitera de perturber les habitudes de vie de la population ;
- Mettre en œuvre les mesures adéquates pour réduire les nuisances causées par les travaux ;
- Prévoir des ententes préalables avec les propriétaires limitrophes et les occupants temporaires de l'espace, et respecter les engagements de cette entente ;
- Faire en sorte que les travaux ne mettent pas en cause la sécurité des ouvriers et de la population limitrophe ;

- Avertir les instances concernées lors d'interruption de services et prendre les mesures appropriées pour réduire les interruptions au minimum pour les résidents du secteur touché ;
- Utiliser une signalisation routière avertissant de la tenue des travaux (feu tricolore, panneaux, etc) ;
- Eviter d'obstruer les accès aux villages « douars » ;
- Eviter d'entraver les aires ayant un usage déterminé (accès, passages piétons, etc.) ;
- Minimiser l'accumulation des excédents des déblais, et veiller à les évacuer vers les lieux de dépôts prévus à cet effet (décharge publique) ;
- Eviter d'entreposer la machinerie sur les surfaces autres que celles définies essentiellement pour les travaux, et prévoir une identification claire des limites de ces aires d'entreposage ;
- Nettoyer les routes empruntées par les véhicules de transport et la machinerie afin d'y enlever toute accumulation de matériaux meubles et autres débris ;
- Assurer le respect des règles de sécurité (balisage des zones excavées, port des EPI, signalisation).

IX.5.2.3.2 Hygiène et Sécurité publique

- Mettre les signalisations adéquates, pour informer les utilisateurs de la route des travaux, et de transport de matériaux meubles,
- Informer les conducteurs et les opérateurs des engins de normes de sécurité à respecter en tout temps ;
- Prévoir l'instauration d'un plan d'urgence pour le cas d'un accident de travail, et placer à la vue des travailleurs une affiche incluant les noms et numéros de téléphones des responsables et décrivant la structure d'alerte ;
- Garder sur place une provision de matières absorbantes, ainsi que les récipients étanches bien identifiés, destinés à recevoir des résidus pétroliers et les déchets en cas de déversements.

IX.6. CONCLUSION

Cette étude a été entreprise dans le respect de la législation nationale notamment les décrets relatifs aux études d'impact sur l'environnement. Afin de déterminer les composantes principales des milieux biophysiques et humains susceptibles d'être affectés par le projet ; une analyse du milieu récepteur a été établie (socio-économie, géologie, hydrologie, hydrogéologie, faune et flore, ...). L'analyse de ces données indique que les impacts du projet sur l'environnement sont à nuancer, néanmoins ils sont limités dans le temps et les milieux concernés par les travaux. Le Développement durable de la région vise à améliorer les conditions sociales et une croissance économique équilibrée. Ceci implique une intégration des dimensions sociales et écologiques dans les plans de développements économiques et d'aménagement du territoire. Des mesures compensatoires et des recommandations sont proposées afin de réduire au maximum les impacts négatifs du projet sur l'environnement. Une bonne gestion du port et de ces activités annexes peut limiter grandement la pollution induite par l'activité portuaire. **L'analyse des impacts montrent que ces travaux peuvent se réaliser sans porter atteinte de façon importante à l'environnement biophysique et humain. Au vue des forts effets positifs sur l'économie et l'emploi qui en résultent au niveau national et local, le projet est donc acceptable sur le plan environnemental.**

CONCLUSION GENERALE

Ce mémoire de fin d'étude qui porte sur l'aménagement d'un abri de pêche a développé chez moi des savoir-faire et des savoir-être essentiels pour mon avenir professionnel.

D'abord, Il m'a permis de mettre en œuvre mes acquis sur une étude concrète Où je suis devenue une ingénieure quasiment capable de réaliser un avant-projet détaillé d'un nouveau port de pêche. En commençant par la collecte et l'analyse des données du site du projet(météorologique, océanographique et géotechnique) et l'élaboration des besoins du projet ; le choix une variante structurelle après une analyse technico-économique ; l'étude d'aménagement, le dimensionnement des ouvrages de protection et les optimiser à l'aide de la simulation physique sur modèle réduit ; le dimensionnement des ouvrages d'accostage... tout cela avec une préoccupation d'impact environnemental.

J'ai acquis également de nouvelles compétences Comme le logiciel Talren V4. Entre autres, j'ai rencontré des défis où il fallait agir en conséquence. Ainsi, j'apprends de mes erreurs et m'attelle à la résolution des problèmes. Cela a une véritable importance pour ma future carrière.

REFERENCIBIBLIOGRAPHIE

- [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] Carl A. Thoresen : Port designer's handbook : Recommendations and guidelines
- [3] Conception des ouvrages d'accostage, janvier 2008, [en ligne]. <http://www.planete-tp.com/conception-des-ouvrages-d-accostage-a547.html> ,22 octobre 2007.
- [4] Daniel CAMINADE : Techniques de l'Ingénieur, C 4 631, Ouvrages de protection contre la houle.
- [5] Ducs d'Albe, octobre 2007, [en ligne]. <http://www.planete-tp.com/ducs-d-albe-a549.html> , 22 octobre 2007.
- [6] François MARENDET, Cours de travaux maritimes, Tome 01, Ecole nationale des travaux publics, Kouba, 1984, 66 pages.
- [7] FANÇOIS Ropert, FANÇOIS Bouttes, Conception et dimensionnement des digues à talus. PM 97.01, Centre d'études techniques Maritimes et fluviales, (1997), 84 pages.
- [8] Guide d'utilisation du béton en site maritime ; <https://fr.calameo.com>
- [9] GUIDE TECHNIQUE POUR LA RÉALISATION DES ÉTUDES PORTUAIRES
- [10] Guide des études d'impact sur l'environnement Tome 1 ; version 22/12/2019. <http://www.meer.gov.dz>
- [11] Houle, vague et mer de vent, décembre 2006, [en ligne]. <http://www.nageur-sauveteur.com/milieu-marin/houle-vague.php> , 27 December 2006.
- [12] Jean Chapon, Travaux maritimes tome 1 : Le milieu marin-Le navire-la navigation-les cotes-les ouvrages extérieurs des ports maritimes, 4^{ème} édition, Paris : Eyrolles, Cours de l'Ecole nationale des ponts et chaussées, 1982, 365 pages.
- [13] Jean Chapon, Travaux maritimes tome 2 : les ouvrages intérieurs des ports maritimes dégagement des accès et plans d'eau des ports, 4^{ème} édition, Paris : Eyrolles, Cours de l'Ecole nationale des ponts et chaussées, 1982, 380 pages.
- [14] Les côtes – Les ouvrages extérieures des ports maritimes, Paris. France Édition Eyrolles (1984)
- [15] Les ouvrages en béton en site maritime ; Patrick GUIRAUD, janvier 2017. <https://www.infociments.fr>.
- [16] Marine Concrete Structures :Design, Durability and Performance ; Mark G. Alexander
- [17] Mecheti Nacer-Eddine, Cours Travaux Maritimes Ouvrages Extérieurs, Ecole Nationale supérieurs des travaux publics. Kouba.
- [18] N.M DEHOUSSE, Cours de génie maritime, Université de LIEGE ; Faculté des sciences appliquées. 1985, 360 pages.

- [19] Notice STC PM N°97.01 , janvier 2007 ;Conception et dimensionnement des digues à talus, François Ropert & François Bouttes.
- [20] Ouvrages de protection contre la houle ; Théodore Grondin
- [21] Paul SCHERRER, Principe d’implantation et d’aménagement des ports maritimes, Techniques de l’ingénieur, C4630, Paris, 2011, 11 pages.
- [22] Rapport de l’étude sur modèle réduit LEM
- [23] René BONNEFILLE, Mouvements de la mer et leurs risques, C4610, Techniques de l’ingénieur. 2010, 25 pages.
- [24] Référentiel technique digues maritimes et fluviales ; Version 1 – Janvier 2015
- [25] Règles BAEL 91 révisées 99 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- [26] Règlement Parasismique Applicable aux domaines des ouvrages d’art RPOA (Année 2008). Ministère des Travaux Publics (MTP), Algérie.
- [27] REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA 99 / VERSION 2003.
- [28] ROM 0.2-90, Maritimes Works Recommendation Actions in The Design of Maritimes Harbour Works,
- [29] The Rock manuel version 2007.

A thick, dark blue vertical bar runs down the left side of the page. A blue arrow points horizontally from the right side of this bar towards the text.

ANNEXE A :

ANALYSE DU VENT

Several thin, light blue lines curve upwards from the bottom left corner of the page, creating a decorative, grass-like effect.

ANNEXE A : ANALYSE DU VENT

Les vents sont générateurs de vagues et de courants superficiels. Leur impact croît avec leur vitesse. Lorsque l'action du vent est continue, elle génère la houle.

En se basant sur les données du Summary of Synoptic Meteorological observations (SSMO) de l'U.S. weather Service pour la période 1963 – 1970 on détermine les fréquences d'apparition du vent par direction et par vitesse pour chaque trimestre et pour toute l'année (voir rose des vents fig. C1).

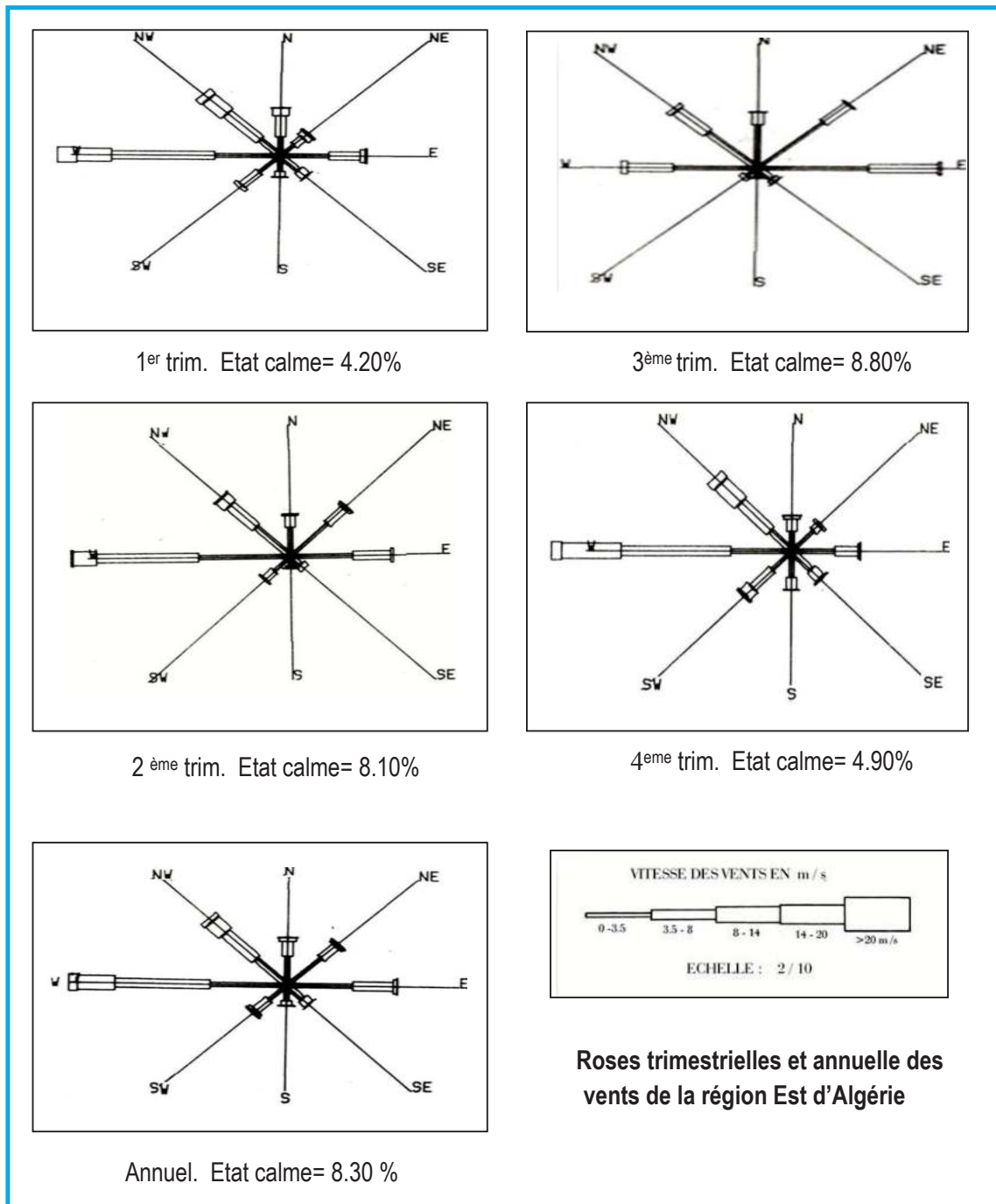


Figure A. 1: Roses trimestrielles et annuelle des vents de la région Est d'Algérie

On remarque que, durant le 1^{er}, 2^{ème} et 4^{ème} trimestre, les vents d'Ouest sont dominants alors que durant le 3^{ème} trimestre c'est les vents du Nord Est à Est qui prédominent.

En terme de fréquence annuelle des vents, le tableau ci-dessous permet de distinguer la dominance de deux secteurs :

- Le secteur Ouest à Nord-Ouest avec 47.4%
- Le secteur Nord à Est avec 36.6 %

Tableau A. 1 : Fréquence annuelle des vents par vitesse et par direction (Période 1963- 1970)

Direction Vitesse m/s	Nord	Nord Est	Nord-Ouest	Est	Ouest
0.5 – 1.54	1.1	1	0.7	1.4	1
2.04 – 5.1	4.8	6.5	6.1	9.1	10.4
5.61 – 10.7	2.4	2.8	6.1	5.6	13.2
11.22 – 11.73	0.6	0.5	2.7	0.5	5.3
17.34 – 23.97	0.1	0	0.8	0.1	1.1
25	0	0.1	0	0	0



ANNEXE B :
AMPLITUDE DE LA HOULE
DE PROJET

ANNEXE B : AMPLITUDE DE LA HOULE DE PROJET PAR DIRECTION ET PROFONDEUR

Houle centennale

Tableau B.1 : Houle centennale : Direction N 360°

Houle centennale : Direction N 360°, T _p = 14.75 s, H _s = 9.65 m						
Numéro du point	X(UTM)	Y(UTM)	Hs (m)	Coefficient de réfraction	Angle d'arrivée (°)	Profondeur (m)
1	371356	4096472	4,87	0,50	40	-5
2	371474	4096084	4,60	0,48	45	
3	371606	4095760	4,91	0,51	48	
4	371709	4095489	4,26	0,44	45	
5	371724	4095330	3,91	0,40	56	
6	371714	4095185	3,94	0,41	61	
7	371819	4095034	4,35	0,45	39	
8	372132	4094697	4,84	0,50	40	
9	372454	4094397	4,80	0,50	22	
10	372750	4094257	4,45	0,46	27	
11	371423	4096474	6,79	0,70	35	
12	371562	4096095	7,17	0,74	36	
13	371679	4095778	6,72	0,70	38	
14	371795	4095590	7,26	0,75	28	
15	371838	4095352	6,37	0,66	45	
16	371838	4095209	5,70	0,59	46	
17	371959	4095003	6,37	0,66	32	
18	372052	4094893	6,36	0,66	30	
19	372190	4094736	6,29	0,65	35	
20	372439	4094494	6,22	0,65	27	
21	372749	4094392	6,91	0,72	27	-13
22	371461	4096478	7,26	0,75	31	
23	371606	4096102	7,90	0,82	32	
24	371718	4095782	7,18	0,74	34	
25	371848	4095603	8,08	0,84	27	
26	371901	4095351	6,98	0,72	39	
27	371914	4095226	6,56	0,68	36	
28	372008	4095057	7,34	0,76	27	
29	372127	4094948	7,34	0,76	29	
30	372255	4094784	7,23	0,75	30	
31	372475	4094601	7,18	0,74	27	
32	372761	4094462	7,69	0,80	27	
33	371492	4096476	7,29	0,76	28	
34	371633	4096112	8,18	0,85	31	
35	371744	4095785	7,59	0,79	30	
36	371889	4095609	8,43	0,87	26	
37	371944	4095352	7,33	0,76	34	
38	371987	4095156	7,44	0,77	28	
39	372175	4094986	7,69	0,80	27	
40	372312	4094844	7,71	0,80	28	
41	372440	4094709	7,53	0,78	28	-20
42	372786	4094493	8,04	0,83	26	
43	371565	4096467	7,87	0,82	20	
44	371728	4096127	8,33	0,86	26	
45	371800	4095817	8,54	0,89	23	
46	372025	4095647	8,56	0,89	24	
47	372239	4095362	8,41	0,87	24	
48	372492	4095025	8,19	0,85	24	
49	372689	4094781	8,36	0,87	24	
50	372862	4094612	8,47	0,88	23	

Tableau B. 2: Houle centennale : Direction N 45°

Houle centennale : Direction N 45°, Tp = 12.76 s, Hs = 6.83 m						
Numéro du point	X(UTM)	Y(UTM)	Hs (m)	Coefficient de réfraction	Angle d'arrivée (°)	Profondeur (m)
1	371356	4096472	4,79	0,70	56	-5
2	371474	4096084	4,46	0,65	57	
3	371606	4095760	4,65	0,68	58	
4	371709	4095489	4,12	0,60	58	
5	371724	4095330	3,70	0,54	67	
6	371714	4095185	3,78	0,55	67	
7	371819	4095034	4,06	0,59	48	
8	372132	4094697	4,41	0,65	51	
9	372454	4094397	4,23	0,62	34	
10	372750	4094257	4,03	0,59	39	
11	371423	4096474	6,67	0,98	54	
12	371562	4096095	6,47	0,95	53	
13	371679	4095778	6,37	0,93	53	
14	371795	4095590	6,40	0,94	48	
15	371838	4095352	5,76	0,84	59	
16	371838	4095209	5,40	0,79	57	
17	371959	4095003	5,83	0,85	47	
18	372052	4094893	5,69	0,83	47	
19	372190	4094736	5,71	0,84	49	
20	372439	4094494	5,50	0,81	41	
21	372749	4094392	5,81	0,85	42	-13
22	371461	4096478	7,11	1,04	53	
23	371606	4096102	6,79	0,99	52	
24	371718	4095782	6,67	0,98	51	
25	371848	4095603	6,80	1,00	49	
26	371901	4095351	6,18	0,90	54	
27	371914	4095226	6,02	0,88	51	
28	372008	4095057	6,36	0,93	46	
29	372127	4094948	6,38	0,93	48	
30	372255	4094784	6,16	0,90	47	
31	372475	4094601	6,04	0,88	44	
32	372761	4094462	6,13	0,90	45	
33	371492	4096476	7,25	1,06	51	
34	371633	4096112	6,82	1,00	51	
35	371744	4095785	6,78	0,99	49	
36	371889	4095609	6,81	1,00	49	
37	371944	4095352	6,28	0,92	51	
38	371987	4095156	6,51	0,95	47	
39	372175	4094986	6,51	0,95	47	
40	372312	4094844	6,32	0,92	47	
41	372440	4094709	6,24	0,91	46	-20
42	372786	4094493	6,18	0,91	45	
43	371565	4096467	7,39	1,08	47	
44	371728	4096127	6,71	0,98	50	
45	371800	4095817	6,85	1,00	48	
46	372025	4095647	6,71	0,98	49	
47	372239	4095362	6,50	0,95	48	
48	372492	4095025	6,35	0,93	47	
49	372689	4094781	6,27	0,92	46	
50	372862	4094612	6,11	0,90	45	

Tableau B. 3: Houle centennale : Direction N 90°

Houle centennale : Direction N 90° , Tp = 12.38 s , Hs = 6.4 m						
Numéro du point	X(UTM)	Y(UTM)	Hs (m)	Coefficient de réfraction	Angle d'arrivée (°)	Profondeur (m)
1	371356	4096472	4,48	0,70	74	-5
2	371474	4096084	4,13	0,65	75	
3	371606	4095760	4,14	0,65	72	
4	371709	4095489	3,78	0,59	76	
5	371724	4095330	3,52	0,55	82	
6	371714	4095185	3,69	0,58	80	
7	371819	4095034	3,74	0,58	61	
8	372132	4094697	3,91	0,61	65	
9	372454	4094397	3,70	0,58	46	
10	372750	4094257	3,69	0,58	53	
11	371423	4096474	5,66	0,88	76	-10
12	371562	4096095	5,25	0,82	75	
13	371679	4095778	4,95	0,77	72	
14	371795	4095590	5,22	0,81	70	
15	371838	4095352	4,71	0,74	76	
16	371838	4095209	4,75	0,74	75	
17	371959	4095003	4,90	0,77	66	
18	372052	4094893	4,73	0,74	65	
19	372190	4094736	4,81	0,75	68	
20	372439	4094494	4,58	0,72	58	
21	372749	4094392	4,64	0,73	60	
22	371461	4096478	5,74	0,90	77	-13
23	371606	4096102	5,21	0,81	76	
24	371718	4095782	4,91	0,77	73	
25	371848	4095603	5,15	0,81	72	
26	371901	4095351	4,66	0,73	75	
27	371914	4095226	4,94	0,77	72	
28	372008	4095057	4,87	0,76	68	
29	372127	4094948	4,97	0,78	70	
30	372255	4094784	4,84	0,76	69	
31	372475	4094601	4,69	0,73	65	
32	372761	4094462	4,71	0,74	65	
33	371492	4096476	5,69	0,89	78	-15
34	371633	4096112	5,09	0,79	76	
35	371744	4095785	4,89	0,76	73	
36	371889	4095609	5,06	0,79	73	
37	371944	4095352	4,65	0,73	73	
38	371987	4095156	4,86	0,76	70	
39	372175	4094986	4,91	0,77	70	
40	372312	4094844	4,83	0,75	71	
41	372440	4094709	4,77	0,75	69	
42	372786	4094493	4,72	0,74	67	
43	371565	4096467	5,54	0,87	78	-20
44	371728	4096127	5,10	0,80	78	
45	371800	4095817	4,98	0,78	75	
46	372025	4095647	4,88	0,76	76	
47	372239	4095362	4,89	0,76	74	
48	372492	4095025	4,79	0,75	73	
49	372689	4094781	4,82	0,75	72	
50	372862	4094612	4,77	0,74	70	

Tableau B. 4: Houle centennale : Direction N 345°

Houle centennale : Direction N 345° , Tp = 15.8 s , Hs = 11.56 m						
Numéro du point	X(UTM)	Y(UTM)	Hs (m)	Coefficient de réfraction	Angle d'arrivée (°)	Profondeur (m)
1	371356	4096472	4,92	0,43	38	-5
2	371474	4096084	4,66	0,40	44	
3	371606	4095760	4,98	0,43	48	
4	371709	4095489	4,40	0,38	44	
5	371724	4095330	4,06	0,35	55	
6	371714	4095185	4,07	0,35	60	
7	371819	4095034	4,49	0,39	38	
8	372132	4094697	5,03	0,44	39	
9	372454	4094397	5,03	0,43	21	
10	372750	4094257	4,67	0,40	26	
11	371423	4096474	6,59	0,57	31	
12	371562	4096095	7,09	0,61	33	
13	371679	4095778	6,49	0,56	36	
14	371795	4095590	7,38	0,64	26	
15	371838	4095352	6,50	0,56	43	
16	371838	4095209	5,75	0,50	45	
17	371959	4095003	6,49	0,56	30	
18	372052	4094893	6,55	0,57	28	
19	372190	4094736	6,43	0,56	33	
20	372439	4094494	6,40	0,55	25	
21	372749	4094392	7,18	0,62	24	
22	371461	4096478	6,95	0,60	27	-13
23	371606	4096102	7,74	0,67	29	
24	371718	4095782	6,82	0,59	31	
25	371848	4095603	8,15	0,70	25	
26	371901	4095351	7,01	0,61	37	
27	371914	4095226	6,52	0,56	35	
28	372008	4095057	7,45	0,64	25	
29	372127	4094948	7,51	0,65	26	
30	372255	4094784	7,41	0,64	27	
31	372475	4094601	7,37	0,64	24	
32	372761	4094462	7,98	0,69	24	
33	371492	4096476	6,83	0,59	24	-15
34	371633	4096112	7,98	0,69	27	
35	371744	4095785	7,18	0,62	27	
36	371889	4095609	8,50	0,74	23	
37	371944	4095352	7,29	0,63	32	
38	371987	4095156	7,45	0,64	26	
39	372175	4094986	7,83	0,68	24	
40	372312	4094844	7,90	0,68	25	
41	372440	4094709	7,70	0,67	25	
42	372786	4094493	8,33	0,72	23	
43	371565	4096467	7,18	0,62	16	
44	371728	4096127	7,97	0,69	22	
45	371800	4095817	8,20	0,71	19	
46	372025	4095647	8,52	0,74	20	
47	372239	4095362	8,47	0,73	20	
48	372492	4095025	8,34	0,72	21	
49	372689	4094781	8,48	0,73	20	
50	372862	4094612	8,78	0,76	19	

A thick dark blue vertical bar runs down the left side of the page. A blue arrow points from the bar towards the text.

ANNEXE C :

**PRE-DIMENSIONNEMENT
DES OUVRAGES DE
PROTECTION**

Several thin, light blue wavy lines originate from the bottom of the vertical bar and curve upwards and to the right.

ANNEXE C : PRE-DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES DE PROTECTION

C.1. INTRODUCTION

La présente annexe regroupe l'ensemble des documents techniques (abaques et tableaux) qui ont servi au dimensionnement des ouvrages de protection (Chapitre V). Les détails de la modélisation du mur de couronnement ainsi que son schéma de ferrailage sont également exposés.

C.2. COEFFICIENT DE STABILITÉ

Le coefficient de stabilité est un coefficient semi-empirique établi pour chaque type de bloc à l'aide d'essais sur modèle réduit physique ou d'observations réalisées sur des ouvrages déjà construits. Le tableau suivant donne les valeurs du coefficient pour des dommages nuls.

C.3. HOULE DE PROJET

Tableau C9: La houle de projet (H_b) au pied de la digue

Désignation	Houle de projet H_b (m)	
	Profil enracinement	Profil courant et musoir
Jetée principale	3.50	6.62
Jetée secondaire	3.60	3.60

Une digue à talus se compose essentiellement d'un massif d'enrochements de tailles variables depuis les blocs les plus imposants soumis du côté extérieur à l'action de la houle jusqu'aux éléments les plus petits formant le noyau à l'intérieur de l'ouvrage.

La taille moyenne des enrochements des différents matériaux utilisés décroît de l'extérieur vers l'intérieur, tout comme s'atténuent les contraintes que les éléments composant chaque couche qui doivent respecter un fuseau granulométrique.

Le dimensionnement des ouvrages de protection comprend la jetée principale et la jetée secondaire.

On considère 3 types de profils dans cette étape :

- L'enracinement.
- Le profil courant.
- Le profil musoir.

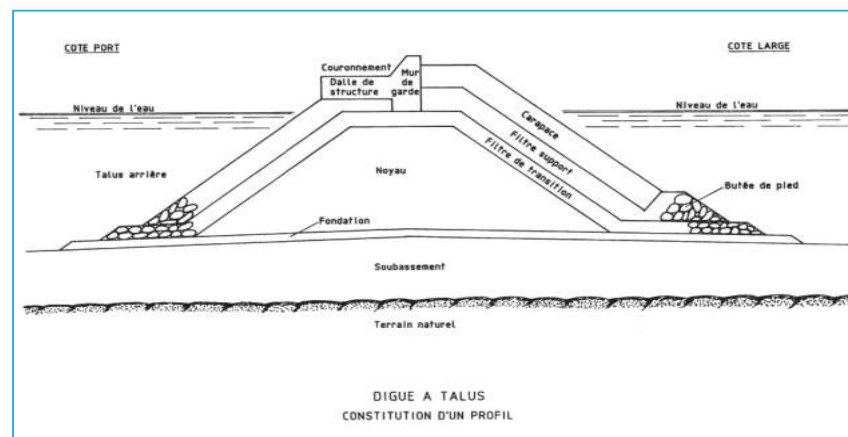


Figure C. 1: schéma d'une digue à talus

Il est important de définir les matériaux utilisés pour chaque couche de la digue :

Tableau C. 1: Types d'enrochement des différentes couches de la digue

LA COUCHE	LE MATERIAU
La carapace	Enrochements ou blocs artificiels
Le filtre de transition	Enrochements naturels anguleux
Le filtre support	Enrochements naturels anguleux
Le noyau	Tous venants de carrière TVC
La butée	Enrochement naturels anguleux

Les tableaux suivants montre les données nécessaires pour le valeurs K_D , K_Δ , p et α :

Tableau C. 2: coefficient de couche k_Δ

Types de blocs	n = nombre de couches	K_Δ coefficient de couche	P = porosité en %
Enrochement arrondi	2	1,02	38
Enrochement anguleux	2	1,15	37
Enrochement anguleux	>3	1,1	40
Cube modifié	2	1,1	47
Tétrapode	2	1,04	50
Quadripode	2	0,95	49
Hexapode	2	1,15	47
Tribar	2	1,02	54
Tribar rangé	1	1,13	47
Dolos	1 ou 2	1	63
Cube rainuré	2	1,03	44
Acropode	1	1,51	60

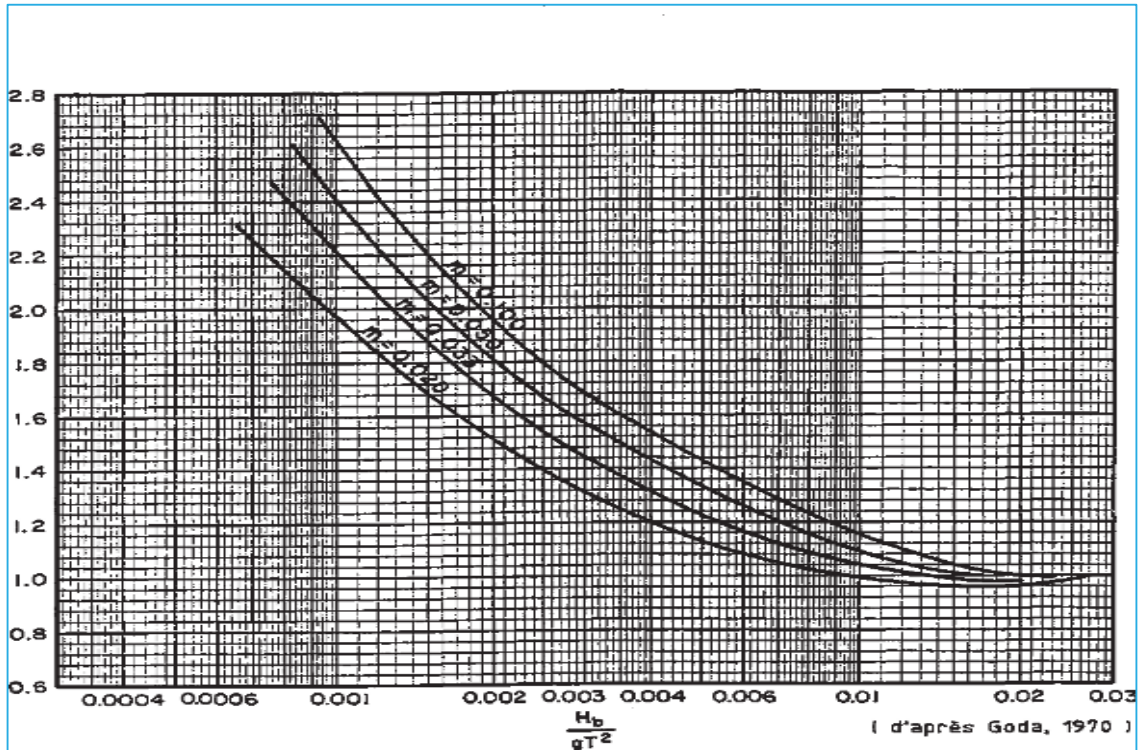
Tableau C. 3: Coefficient de stabilité K_D

Type de blocs	Nombres de couches	K_D tronçons courants		K_D Musoir		tg α
		Houle déferlante	Houle non déferlante	Houle déferlante	Houle non déferlante	
Enrochements Lisses Arrondis	2	2,1	2,4	1,7	1,9	1,5 à 3
Enrochements Lisses Arrondis	> 3	2,8	3,2	2,1	2,3	1,5 à 3
Enrochements Rugueux Anguleux	2	3,5	4	2,9	3,2	1,5
				2,5	2,8	2
				2	2,3	3
Enrochements Rugueux	> 3	3,9	4,5	3,7	4,2	1,5 à 3
Tétrapodes Et Quadripodes	2	7,2	8,3	5,9	6,6	1,5
				5,5	6,1	2
				4	4,4	3
Dolos (Dois)	2	22	25	15	16,5	2
				13,5	15	3
Hexapodes	2	8,2	9,5	5	7	-
Acropodes	1	10	12	7,6	9,2	
Tribars	2	9	10,4	8,3	9	1,5
				7,8	8,5	2
				7	7,7	3
Granulométrie Etalée		2,2	2,5			
Cube Modifié	2	6.8	7		5	

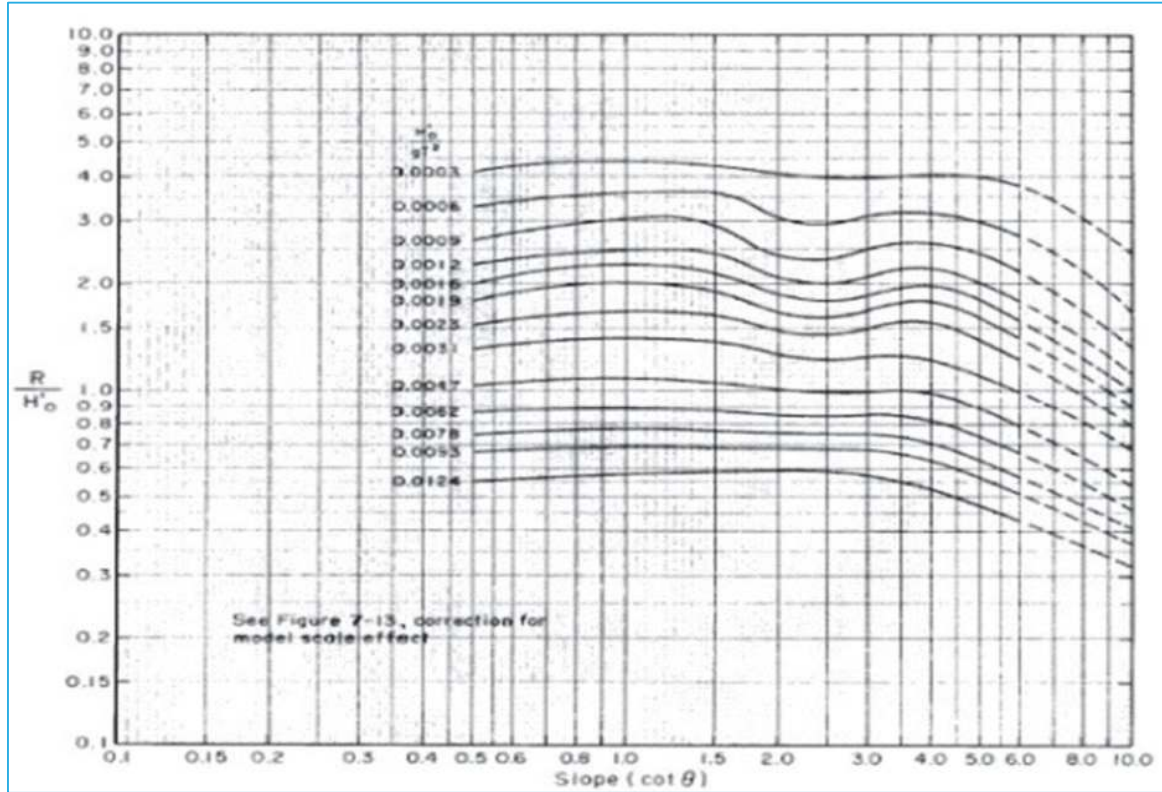
Tableau C. 4: Porosité (Indice de vide en pourcentage : %)

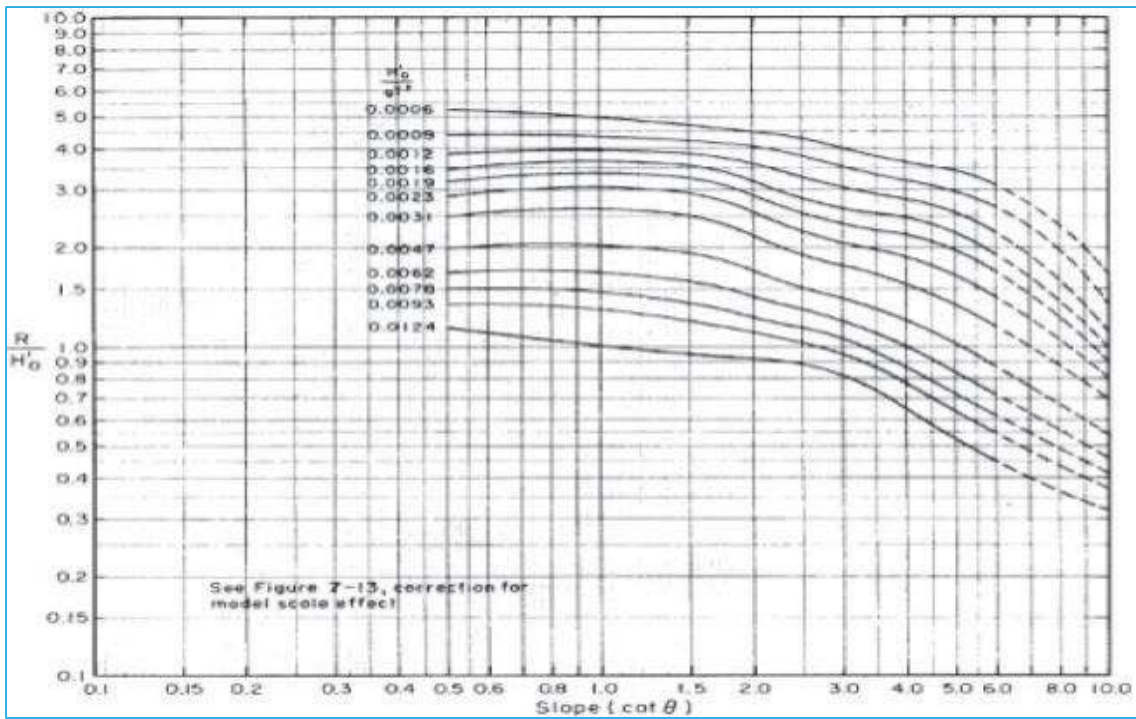
Lisse et imperméable	-	1.00
Blocs naturels arrondis	En vrac	0.60-0.65
Couche de blocs naturels sur sous-couche imperméable	En vrac	0.80
Couche de blocs naturels	Rangés	0.75-0.80
Couche de blocs naturels	En vrac	0.50-0.55
Trois couches de blocs naturels sur sous-couche imperméable	En vrac	0.60-0.65
Blocs artificiels en béton pour un pourcentage de vide voisin à 50%	En vrac	0.45-0.50

C.4. ABAQUES DU CERC



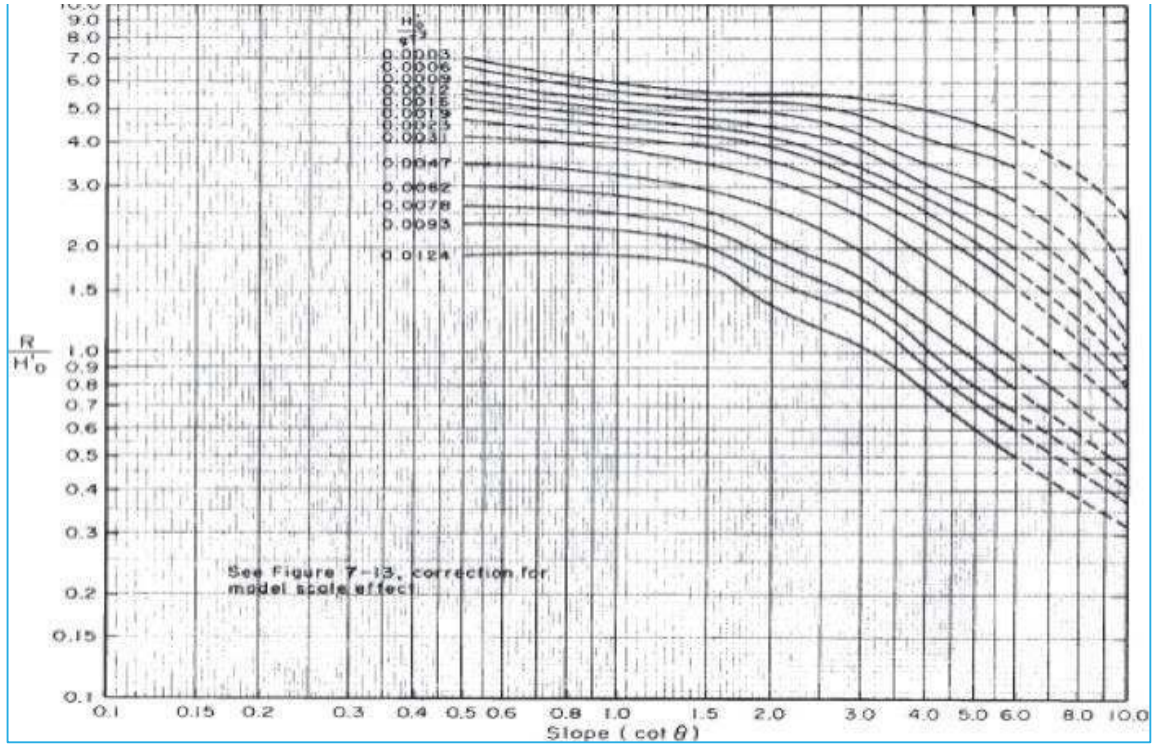
Abaque II : correction due au poids selon la méthode de CERC

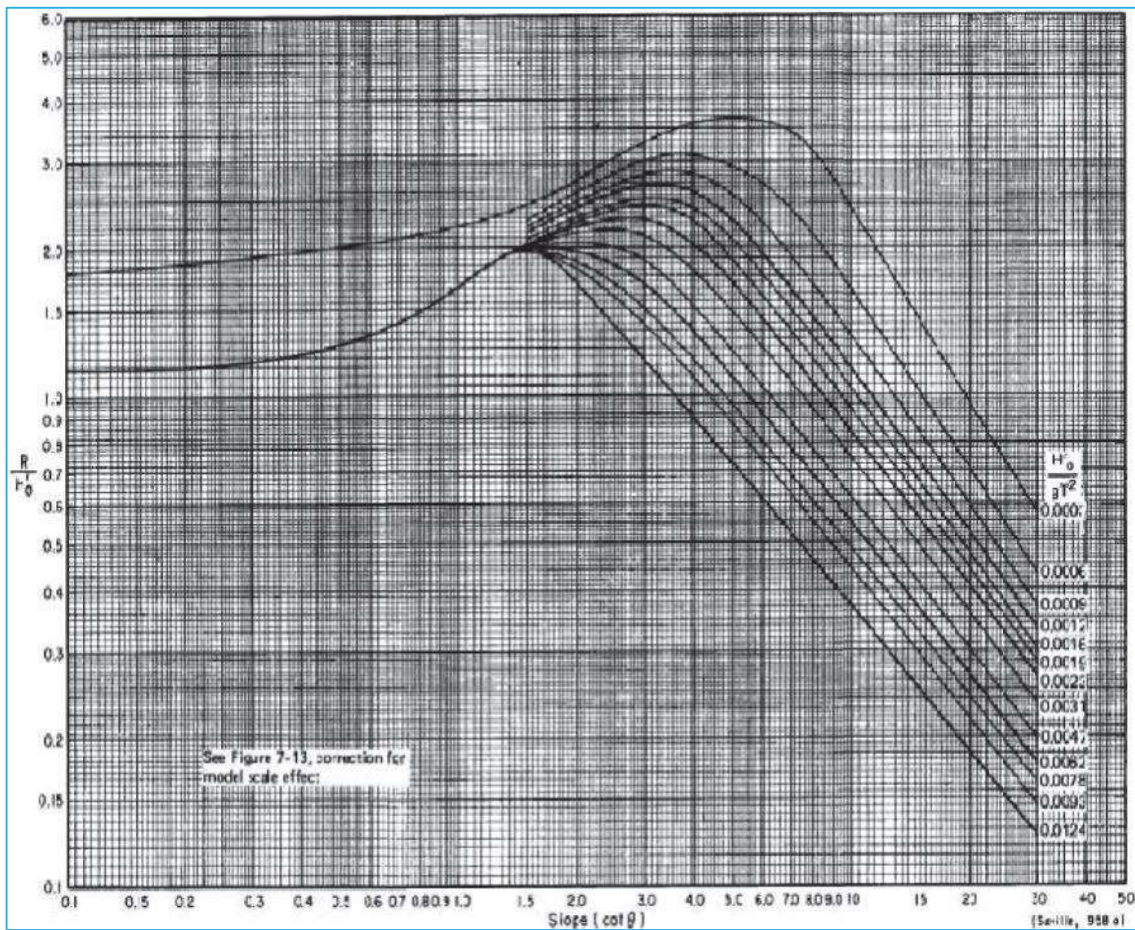
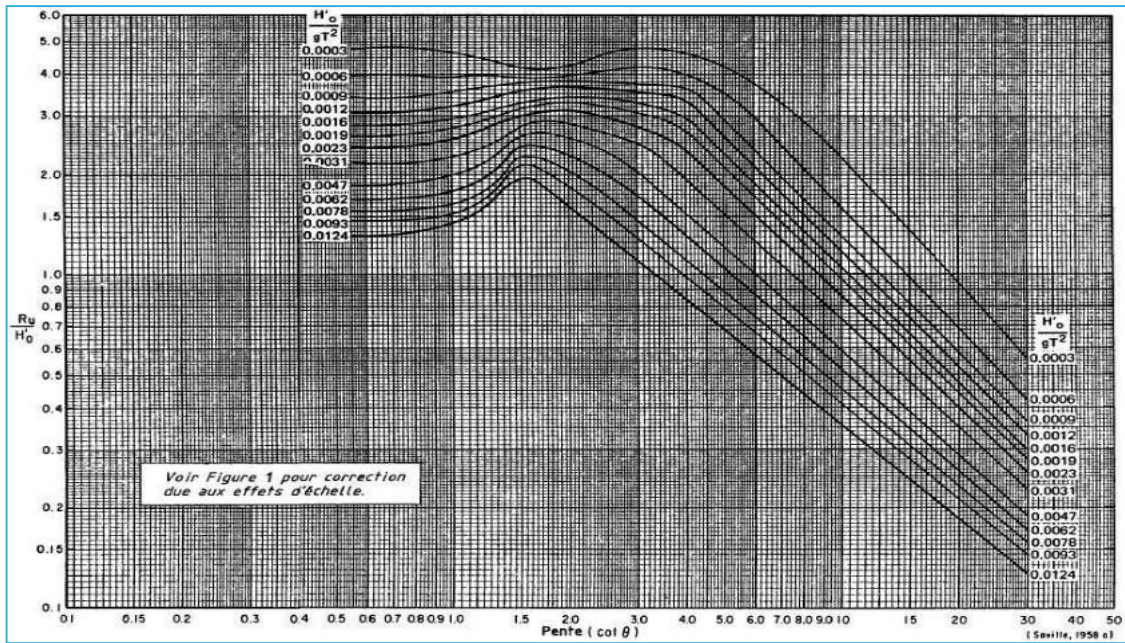
Abaque I : Ascension des lames sur un talus lisse et imperméable pour $ds/H'0 = 0$ (Pente de la plage devant l'ouvrage : 1/10)

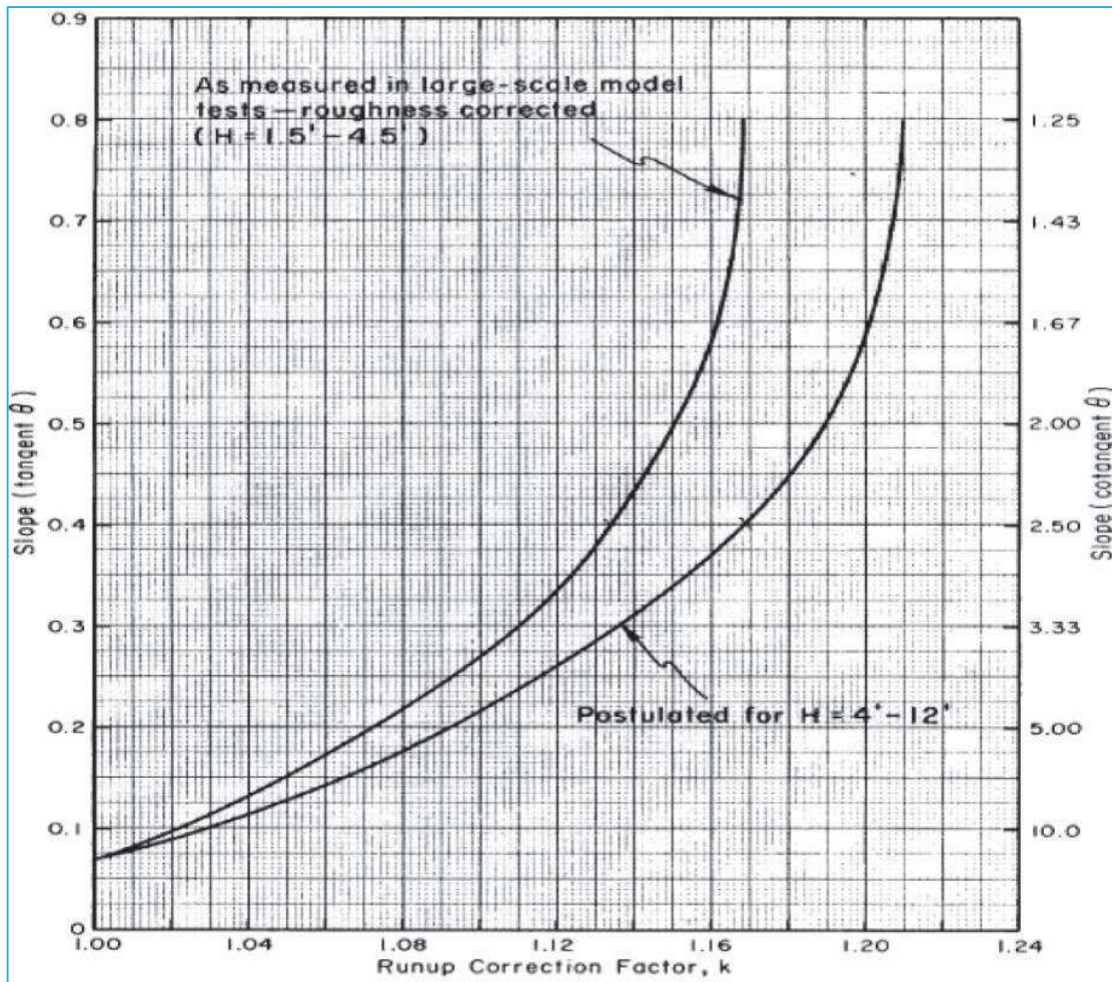


Abaque III : Ascension des lames sur un talus lisse et imperméable pour $ds/H'0 = 0.45$
(Pente de la plage devant l'ouvrage : 1/10)

Abaque IV : Ascension des lames sur un talus lisse et imperméable pour $d_s/H_0 = 0.8$ (Pente de la plage devant l'ouvrage : 1/10)







Abaque V : Coefficient de correction K permettant de tenir compte de l'effet d'échelle

C.5. DIMENSIONNEMENT DE LA JETEE PRINCIPALE**C.5.1 Au niveau de profil courant****C.5.1.1 Dimensionnement de la carapace****a- Bloc de carapace**

Pour la carapace de blocs cubiques rainurés (BCR) on a :

- $\gamma_s = 2.4 \text{ t/m}^3$,
- $\gamma_0 = 1.026 \text{ t/m}^3$,
- $\alpha: \cotg \alpha = 3/2$,
- $K_D : 7.0$,
- $H_b : 6.62 \text{ m}$.

$$W = \frac{2.4 \times 6.62^3}{7 \times \left(\frac{2.4}{1.026} - 1 \right)^3 \times 3/2} = 27.61 \text{ T}$$

W = 27.61T → Le poids des blocs à retenir est : W = 30T

Nous retenons un poids de 30T équivalents à un volume de 12.50 m³ de béton.

b- Epaisseur de la carapace

Considérons n=2

- $\gamma_s = 2.4 \text{ t/m}^3$,
- $K_\Delta = 1.02$,
- $W = 30 \text{ t}$.

$$e = 2 \times 1.02 \times \left(\frac{30}{2.4} \right)^{\frac{1}{3}} \approx 4.80 \text{ m}$$

On prend : e = 4.80 m

c- Nombre des blocs de la carapace

- $\gamma_s = 2.4 \text{ t/m}^3$,
- $K_\Delta = 1.02$,
- $W = 30 \text{ T}$.

$$N_s = 2 \times 1.02 \times (1 - 0.44) \times \left(\frac{2.4}{18} \right)^{\frac{2}{3}} = 0.301 \text{ bloc / m}^2$$

$N_s = 0.301$ Blocs par m² par unité de surface de talus (1m²)

Soit disant : 30 blocs par 100 m² de talus.

d- Dimensionnement des filtres

n=2

$\gamma_s = 2.6 \text{ t/m}^3$,

$K_\Delta = 1.15$,

i- Dimensionnement de filtre support

$$w_1 = \frac{w}{10} \quad w_1 = \frac{30}{10} \quad w_1 = 3T$$

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

$$\begin{cases} 3 \times 0.7 = 2.1 \text{ t} \\ 3 \times 1.3 = 3.9 \text{ t} \end{cases}$$

On adopte la catégorie : (3-6) T

Epaisseur de la couche

$$w_{\text{moy}} = (3+6)/2 = 4.5 \text{ T}$$

$$e_1 = 1.15 \times \left(\frac{4.5}{2.6} \right)^{1/3} \times 2 = 2.76 \text{ m}$$

$$e_1 = 2.76 \text{ m} \quad \text{On prend} \quad e_1 = 2.80 \text{ m}$$

ii- Dimensionnement de filtre de transition

$$w_2 = \frac{w}{200} = \frac{30}{200} \quad w_2 = 0.15 T$$

Correction du poids

$$\begin{cases} 0.15 \times 0.5 = 0.075 T \\ 0.15 \times 1.5 = 0.225 T \end{cases}$$

On adopte la catégorie : (1-3) T

Epaisseur de la couche

$$w_{\text{moy}} = \frac{1+3}{2} = 2T$$

$$e_2 = 1.15 \times \left(\frac{2}{2.6} \right)^{1/3} \times 2 = 2.11 \text{ m}$$

On prend : $e_2 = 2.10 \text{ m}$

e-Le noyau

$$w' = \frac{w}{4000} \quad w' = \frac{30}{4000} \quad w' = 0,0075 \text{ T} = 7.5 \text{ kg}$$

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

f-La butée de pied

$$w = \left(\frac{0.1}{4}\right) \times \left(\frac{2.6 \times 6.62^3}{\left(\frac{2.6}{1.026} - 1\right)^3 \frac{3}{2}} \right) \times \left(\frac{6.62}{13}\right)$$

$$w = 1.77T$$

Étant donné que la couche support est Enrochement 3-6 T, le poids unitaire des blocs de la butée de pied est du même poids moyen que la sous couche située directement au contact de la carapace soit la couche support.

D'où : La butée de pied sera de catégorie d'enrochements (3-6t)

Epaisseur de la butée

$$w_{\text{moy}} = (3+6) / 2 = 4.5 \text{ T.}$$

$$e = K_{\Delta} \times \left(\frac{w}{\gamma_s}\right)^{1/3} \times n \quad e = 2.76m$$

On prend l'épaisseur de la butée : $e = 2.80 \text{ m}$

Calcul de la largeur de la butée

$$w_{\text{moy}} = (3+6) / 2 = 4.5 \text{ T.}$$

$$e = K_{\Delta} \times \left(\frac{w}{\gamma_s}\right)^{1/3} \times n \quad e = 1,15 \times \left(\frac{2.25}{2,6}\right)^{1/3} \times 3 = 4.14m$$

On prend la largeur de la butée de pied : 4.50 m

C.5.1.2 Vérification des règles de TERZAGHI

Entre le noyau et la deuxième sous-couche Afin de limiter l'entraînement des éléments fins vers les couches de matériaux plus gros, on utilise la règle de TERZAGHI.

$$\frac{D_{15}(\text{filtre})}{D_{85}(\text{noyau})} < 5 \quad ; \quad 4 < \frac{D_{15}(\text{filtre})}{D_{15}(\text{noyau})} < 20 \quad ; \quad \frac{D_{50}(\text{filtre})}{D_{50}(\text{noyau})} < 25 .$$

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

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

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

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

On calcule le pourcentage en diamètre par la formule suivante :

$$D_i = i (\phi_s - \phi_i) + \phi_i$$

Couche filtre $1 \leq w \leq 3T$

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

$$\phi_s = 2 [3 \times 3 / (4 \times 3.14 \times 2.6)]^{1/3} = 1.302 \text{ m}$$

$$D_{15} = 0.15 (0.902 - 1.302) + 0.902 = 0.962 \text{ m}$$

$$D_{50} = 0.50 (0.902 - 1.302) + 0.902 = 1.102 \text{ m}$$

$$D_{85} = 0.85 (0.902 - 1.302) + 0.902 = 1.242 \text{ m}$$

$$D_{15} = 0.962 \text{ m}$$

$$D_{50} = 1.102 \text{ m}$$

$$D_{85} = 1.242 \text{ m}$$

Noyau $0 \leq w \leq 0.5T$

$$\phi_i = 0 <$$

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

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

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

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

$$D_{15} = 0.107 \text{ m}$$

$$D_{50} = 0.358 \text{ m}$$

$$D_{85} = 0.609 \text{ m}$$

Vérification

$$\frac{D_{15}(\text{filtre})}{D_{85}(\text{noyau})} = \frac{0.902}{0.609} = 1.58 < 5$$

$$\frac{D_{50}(\text{filtre})}{D_{50}(\text{noyau})} = \frac{1.102}{0.358} = 3.077 < 25$$

$$\frac{D_{15}(\text{filtre})}{D_{15}(\text{noyau})} = \frac{0.962}{0.107} = 8.957 \text{ D'où } 4 < 8.957 < 20$$

Donc les conditions des filtres sont vérifiées.

C.5.2 Au niveau de profil musoir**C.5.2.1 Dimensionnement de la carapace****a- Bloc de la carapace**

Pour la carapace de blocs cubiques rainurés (BCR) on a :

- $\gamma_s = 2.4 \text{ t/m}^3$,
- $\gamma_0 = 1.026 \text{ t/m}^3$,
- $\alpha: \cotg \alpha = 1.5$,
- $K_D = 5.2$,
- $H_b = 6.62$.

$$W = \frac{1}{5.15} \frac{2.4}{\left(\frac{2.4}{1.026} - 1\right)^3} \frac{6.62^3}{1.5} = 37.17T$$

$$W = 37.17 T \quad \rightarrow \quad \text{Le poids des blocs à retenir est : } W = 40 T$$

Nous retenons un poids de 40T équivalents à un volume de 16.67 m³ de béton.

b- Epaisseur de la carapace

Considérons n=2

- $\gamma_s = 2.4 \text{ t/m}^3$
- $K_\Delta = 1.02$
- $W = 40 T$

$$e = 2 \times 1.02 \times \left(\frac{40}{2.4}\right)^{\frac{1}{3}} = 5.21m$$

On prend : e = 5.20 m

c- Nombre des blocs de la carapace

- $\gamma_s = 2.4 \text{ t/m}^3$,
- $K_\Delta = 1.02$,
- $W = 40 T$.

$$N_s = 2 \times 1.03 \times (1 - 0.44) \times \left(\frac{2.4}{40}\right)^{\frac{2}{3}} = 0.175 \text{ bloc / m}^2$$

$$N_s = 0.175 \text{ Blocs par m}^2 \text{ par unité de surface de talus (1m}^2\text{)}$$

Soit disant : 17 blocs par 100 m² de talus.

d-Dimensionnement des filtres

- n=2,
- $\gamma_s = 2,6 \text{ t/m}^3$,
- $K_\Delta = 1.15$.

i- Dimensionnement de filtre support

$$w_1 = \frac{w}{10} \quad w_1 = \frac{40}{10} \quad w_1 = 4T$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} 4 \times 0.7 = 2.8T \\ 4 \times 1.3 = 5.2T \end{array} \right.$$

On adopte la catégorie : (3-6) T

Epaisseur de la couche

$$w_{\text{moy}} = (3+6)/2 = 4.5 T$$

$$e_1 = 1.15 \times \left(\frac{4.5}{2.6} \right)^{1/3} \times 2 = 2.76m$$

$$e_1 = 2.76m \quad \text{On prend} \quad e_1 = 2.80 m$$

ii- Dimensionnement de filtre de transition

$$w_2 = \frac{w}{200} \quad w_2 = \frac{40}{200} = 0.2T$$

Correction du poids

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.2 \times 0.5 = 0,1T \\ 0.2 \times 1.5 = 0,3T \end{array} \right.$$

On opte pour la catégorie : (1-3) T

Epaisseur de la couche

$$w_{\text{moy}} = \frac{1+3}{2} = 2T$$

$$e_2 = 1.15 \times \left(\frac{2}{2.6} \right)^{1/3} \times 2 = 2.11m$$

$$\text{On prend : } e_2 = 2.10 m$$

e- Le noyau

$$w' = \frac{w}{4000} \quad w' = \frac{40}{4000} = 0.01T$$

Pour le noyau on opte pour TVC (tout venant de carrière) (0-500Kg)

f- La buté de pied

$$w = \left(\frac{0.1}{3.2}\right) \times \left(\frac{2.6 \times 6.62^3}{\left(\frac{2.6}{1.026} - 1\right)^3 \frac{3}{2}}\right) \times \left(\frac{6.62}{16}\right) = 1.80T \quad w = 1.80T$$

Étant donné que la couche support est Enrochement 3-6 T, le poids unitaire des blocs de la butée de pied est du même poids moyen que la sous couche située directement au contact de la carapace soit la couche support.

D'où : La butée de pied sera de catégorie d'enrochements (3-6T)

Épaisseur de la butée

$$w_{\text{moy}} = (3+6) / 2 = 4.5 \text{ T.}$$

$$e = K_{\Delta} \times \left(\frac{w}{\gamma_s}\right)^{1/3} \times n \quad e = 2.76m$$

On prend l'épaisseur de la butée : $e = 2.80 \text{ m}$

Calcul de la largeur de la butée

$$w_{\text{moy}} = (3+6) / 2 = 4.5 \text{ T.}$$

$$e = K_{\Delta} \times \left(\frac{w}{\gamma_s}\right)^{1/3} \times n \quad e = 1,15 \times \left(\frac{2.25}{2,6}\right)^{1/3} \times 3 = 4.14m$$

On prend la largeur de la butée de pied : 4.50 m

C.5.2.2 Vérification des règles de TERZAGHI**Couche filtre $1 \leq w \leq 3T$**

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

$$\phi_s = 2 [3 \times 3 / (4 \times 3.14 \times 2.6)]^{1/3} = 1.302m$$

$$D_{15} = 0.15 (0.902 - 1.302) + 0.902 = 0.962m$$

$$D_{50} = 0.50 (0.902 - 1.302) + 0.902 = 1.102m$$

$$D_{85} = 0.85 (0.902 - 1.302) + 0.902 = 1.242m$$

$$D_{15} = 0.962m$$

$$D_{50} = 1.102m$$

$$D_{85} = 1.242m$$

Noyau $0 \leq w \leq 0.5T$

$$\phi_i = 0$$

$$\phi_s = 2 (3 \times 0,5 / 4 \times 3,14 \times 2,6)^{1/3} = 0,716m$$

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

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

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

$$D_{15} = 0.107 \text{ m}$$

$$D_{50} = 0.358 \text{ m}$$

$$D_{85} = 0.609 \text{ m}$$

Vérification

$$\frac{D_{15}(\text{filtre})}{D_{85}(\text{noyau})} = \frac{0.902}{0.609} = 1.58 < 5$$

$$\frac{D_{50}(\text{filtre})}{D_{50}(\text{noyau})} = \frac{1.102}{0.358} = 3.077 < 25$$

$$\frac{D_{15}(\text{filtre})}{D_{15}(\text{noyau})} = \frac{0.962}{0.107} = 8.957 \text{ D'où } 4 < 8.957 < 20$$

Donc les conditions des filtres sont vérifiées.

C.5.3 Au niveau du profil Enracinement

C.5.3.1 Dimensionnement de la carapace

a- Bloc de la carapace

Pour une carapace en enrochements, on a :

- $\gamma_s = 2.6 \text{ t/m}^3$
- $\gamma_0 = 1.026 \text{ t/m}^3$
- $\alpha: \cotg \alpha = 1.5$
- $K_D = 3.5$
- $H_b = 3.60 \text{ m}$

$$W = \frac{1}{3.5} \frac{2.6}{\left(\frac{2.6}{1.026} - 1\right)^3} \frac{(3.6)^3}{1.5} = 5.60 \text{ T}$$

On Prend des enrochements de 3 à 6T

b-Epaisseur de la carapace

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

$$e_1 = 1.15 \times \left(\frac{4.5}{2.6}\right)^{1/3} \times 2 = 2.76 \text{ m}$$

$$e_1 = 2.76 \text{ m}$$

On prend $e_1 = 2.80 \text{ m}$

d- Dimensionnement de la carapace

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

$$w_1 = \frac{w}{10} \quad w_1 = \frac{4.5}{10} \quad w_1 = 0.45T$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.45 \times 0.7 = 0.32T \\ 0.45 \times 1.3 = 0.58T \end{array} \right.$$

On adopte pour la catégorie : (1-3) T

Epaisseur de la couche

$$w_{moy} = \frac{1+3}{2} = 2T$$

$$e_2 = 1.15 \times \left(\frac{2}{2.6} \right)^{1/3} \times 2 = 2.11m$$

On prend : $e_2 = 2.10 m$

C.6. JETEE SECONDAIRE

C.6.1 Au niveau de Profil Courant et Enracinement

C.6.1.1 Dimensionnement de la carapace

a- Bloc de la carapace

Pour une carapace en enrochements, on a :

- $\gamma_s = 2.6 \text{ t/m}^3$
- $\gamma_0 = 1.026 \text{ t/m}^3$
- α : $\cotg \alpha = 1.5$
- $K_D = 4.0$;
- $H_b = 3.40m$

$$W = \frac{1}{4} \frac{2.6}{\left(\frac{2.6}{1.026} - 1 \right)^3} \frac{(3.4)^3}{1.5} = 4.72 T$$

On prend des enrochements de 3 à 6T

b-Epaisseur de la carapace

Epaisseur de la couche

$$w_{moy} = (3+6)/2 = 4.5 T$$

$$e_1 = 1.15 \times \left(\frac{4.5}{2.6} \right)^{1/3} \times 2 = 2.76m$$

$$e_1 = 2.76m$$

On prend $e_1 = 2.80 m$

c-Dimensionnement de filtre

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

$$w_1 = \frac{w}{10} \quad w_1 = \frac{4.5}{10} \quad w_1 = 0.45T$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.45 \times 0.7 = 0.32T \\ 0.45 \times 1.3 = 0.58T \end{array} \right.$$

On adopte pour la catégorie : (1-3) T

Epaisseur de la couche

$$w_{\text{moy}} = \frac{1+3}{2} = 2T \quad e_2 = 1.15 \times \left(\frac{2}{2.6} \right)^{1/3} \times 2 = 2.11m$$

On prend : $e_2 = 2.10$ m

e-Le noyau

$$w' = \frac{w}{4000} \quad w' = \frac{4.5}{4000} \quad w' = 0,0011T$$

Pour le noyau en adopte le tout venant de carrière (0-500Kg)

f- La buté de pied

Étant donné que le tirant d'eau (d) au pied de l'ouvrage (Jetée secondaire) est de l'ordre de :

1.2 H < d < 1.3 H => 4.08 < d = 5 < 5.304, la butée de pied n'est pas nécessaire au niveau des profils courant et enracinement de la jetée secondaire.

C.6.1.2 Vérification des règles de TERZAGHI

Couche filtre $1 \leq w \leq 3T$

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

$$\phi_s = 2 [3 \times 3 / (4 \times 3.14 \times 2.6)]^{1/3} = 1.302m$$

$$D_{15} = 0.15 (0.902 - 1.302) + 0.902 = 0.962m$$

$$D_{50} = 0.50 (0.902 - 1.302) + 0.902 = 1.102m$$

$$D_{85} = 0.85 (0.902 - 1.302) + 0.902 = 1.242m$$

$$D_{15} = 0.962m$$

$$D_{50} = 1.102m$$

$$D_{85} = 1.242m$$

Noyau $0 \leq w \leq 0.5T$

$$\phi_i = 0$$

$$\phi_s = 2 (3 \times 0.5 / 4 \times 3.14 \times 2.6)^{1/3} = 0,716m$$

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

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

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

$$D_{15} = 0.107 \text{ m}$$

$$D_{50} = 0.358\text{m}$$

$$D_{85} = 0.609\text{m}$$

Vérification

$$\frac{D_{15}(\text{filtre})}{D_{85}(\text{noyau})} = \frac{0.902}{0.609} = 1.58 < 5$$

$$\frac{D_{50}(\text{filtre})}{D_{50}(\text{noyau})} = \frac{1.102}{0.358} = 3.077 < 25$$

$$\frac{D_{15}(\text{filtre})}{D_{15}(\text{noyau})} = \frac{0.962}{0.107} = 8.957 \text{ D'où } 4 < 8.957 < 20$$

Donc les conditions des filtres sont vérifiées.

C.6.2 Au niveau de profil musoir

C.6.2.1 Dimensionnement de la carapace

aa- Bloc de la carapace

Pour une carapace en enrochements, on a :

- $\gamma_s = 2.6 \text{ t/m}^3$
- $\gamma_0 = 1.026 \text{ t/m}^3$
- $\alpha: \cotg \alpha = 1.5$
- $K_D = 3.50$;
- $H_b = 3.40\text{m}$

$$W = \frac{1}{3.50} \frac{2.6}{\left(\frac{2.6}{1.026} - 1\right)^3} \frac{(3.4)^3}{1.5} = 5.90 T$$

On prend des enrochements de 3 à 6T

b-Epaisseur de la carapace

Epaisseur de la couche :

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

$$e_1 = 1.15 \times \left(\frac{4.5}{2.6}\right)^{1/3} \times 2 = 2.76\text{m}$$

$$e_1 = 2.76\text{m}$$

On prend $e_1 = 2.80 \text{ m}$

c- Dimensionnement de filtre

- $n=2$
- $\gamma_s=2,6 \text{ t/m}^3$
- $K_\Delta = 1.15$

$$w_1 = \frac{w}{10} \quad w_1 = \frac{4.5}{10} \quad w_1 = 0.45T$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.45 \times 0.7 = 0.32T \\ 0.45 \times 1.3 = 0.58T \end{array} \right.$$

On adopte pour la catégorie : (1-3) T

Epaisseur de la couche

$$w_{\text{moy}} = \frac{1+3}{2} = 2T \quad e_2 = 1.15 \times \left(\frac{2}{2.6} \right)^{1/3} \times 2 = 2.11m$$

On prend : $e_2 = 2.10$ m

e-Le noyau :

$$w' = \frac{w}{4000} \quad w' = \frac{4.5}{4000} \quad w' = 0.0011T$$

Pour le noyau en adopte le tout venant de carrière (0-500Kg)

C.6.2.2 Vérification des règles de TERZAGHI

Couche filtre $1 \leq w \leq 3T$

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

$$\phi_s = 2 [3 \times 3 / (4 \times 3.14 \times 2.6)]^{1/3} = 1.302m$$

$$D_{15} = 0.15 (0.902 - 1.302) + 0.902 = 0.962m$$

$$D_{50} = 0.50 (0.902 - 1.302) + 0.902 = 1.102m$$

$$D_{85} = 0.85 (0.902 - 1.302) + 0.902 = 1.242m$$

$$D_{15} = 0.962m$$

$$D_{50} = 1.102m$$

$$D_{85} = 1.242m$$

Noyau $0 \leq w \leq 0.5T$

$$\phi_i = 0$$

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

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

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

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

$$D_{15} = 0.107 m$$

$$D_{50} = 0.358m$$

$$D_{85} = 0.609m$$

Vérification

$$\frac{D_{15}(\text{filtre})}{D_{85}(\text{noyau})} = \frac{0.902}{0.609} = 1.58 < 5$$

$$\frac{D_{50}(\text{filtre})}{D_{50}(\text{noyau})} = \frac{1.102}{0.358} = 3.077 < 25$$

$$\frac{D_{15}(\text{filtre})}{D_{15}(\text{noyau})} = \frac{0.962}{0.107} = 8.957 \text{ D'où } 4 < 8.957 < 20$$

Donc les conditions des filtres sont vérifiées.

C.7. ETUDE DES FRANCHISSEMENTS

Les digues à talus représentent des ouvrages rarement infranchissables. Le choix de la cote d'arase du profil résulte d'un compromis entre l'acceptation d'un certain dommage ou gêne induit par les franchissements et le surcoût qu'entraîne un ouvrage présentant une arase plus élevée.

D'autres critères tels que l'emprise disponible ou des considérations esthétiques ou bien liées à l'exploitation et à l'utilisation de l'ouvrage peuvent exercer une influence significative.

C.7.1 Estimation du Run-Up

C.7.1.1 Définition

Il s'agit de la cote (hauteur) maximale atteinte par l'ascension de la vague sur la pente, en prenant comme référence le niveau de l'eau au repos, soit **Ru(Run-Up)**. L'ascension des lames sur un talus dépend d'un certain nombre de paramètres qui sont :

- La pente de l'ouvrage,
- la rugosité du talus,
- la hauteur de la structure au-dessus du niveau de l'eau au repos,
- les caractéristiques de la houle incidente.

On expose ici la méthode de calcul basée sur des abaques extraits du manuel de C.E.R.C.

C.7.2 Largeur de la berme B

Les calculs précédents mènent souvent à des hauteurs de crêtes très importantes dans le cas d'une digue infranchissable. Certains critères, esthétiques par exemple, sensibles pour les ports de plaisance notamment, peuvent conduire à écarter des côtes d'arases par trop élevées. Une solution consiste alors à munir l'ouvrage d'une berme de tête suffisamment large pour limiter les franchissements.

C.7.3 Calcul de Run-Up (Méthode de CERC)

C.7.3.1 Jeté principale

C.7.3.1.1 profile musoir

Pour une profondeur d'eau $d_s=16\text{m}$ au pied de l'ouvrage, La période de la houle de $T=10\text{ s}$, Pente de talus de $\text{tg}\alpha=3/2$, Houle équivalente au large H_0' Houle de Projet $H_b= 6.62\text{ m}$ et une pente : $m=5\%=0.05$.

$$H_b/gt^2 = 6.62/(9.81*10^2)=0.0067 \text{ donc à partir de l'abaque I on a } H_b/H_0'=1.12$$

$$\Rightarrow H_0' = 6.62/1.22 = 5.91\text{ m}$$

$$d_s/H_0' = 15/5.91 = 2.71 ; \quad H_0'/gt^2 = 5.91/(9.81*10^2) = 0.0060;$$

$d_s/H_0' = 2.70$ entre 2 et 3 ; on utilise les abaque V et VI

Abaque V $d_s/H_0'=2$ $R/H_0' = 2.5$

Abaque VI $d_s/H_0' > 3$ $R/H_0' = 2.0$

D'ou pour $d_s/H_0' = 2.70$ $R/H_0' = 2.35$

$$Ru/H_0' = 2.35 \Rightarrow Ru = 2.35 * 5.91 = 13.91\text{ m}$$

Pour $\text{tg}(\alpha) = 3/2$ (**pente = 3/2**), l'abaque a donné un coefficient de correction **K = 1.215**

$$Ru = 13.91 \times 1.215 = 16.90\text{m}$$

Etant donné :- $r=0.5$ (r. coefficient de rugosité est égale à 0.5),

- $\gamma\beta=1$ ($\gamma\beta$: Coefficient qui prend en compte de l'effet de talus à berme sur le run-up)

$$Ru = 16.90 \times 0.5 \times 0.8 = 6.76\text{m}$$

On détermine la côte d'arase, notée **$z=Rc + \text{PHMVE}$** , à donner à la protection au-dessus du niveau de l'eau pour éviter tout franchissement par la houle de projet.

$$\text{Cote d'arase : } z = 6.76 + 0.50 = 7.26\text{ m}$$

On Prend $z = 10.00\text{ m}$

C.7.3.1.2 profile Courant

Pour $h_s = 6.62\text{m}$; $T=10\text{ s}$; $\text{Tg}\alpha=3/2$; $d_s= 13\text{ m}$

$$H_b/gt^2 = 6.62/(9.81*10^2)=0.0067 \text{ donc à partir de l'abaque I on a } H_b/H_0'=1.12$$

$$\Rightarrow H_0' = 6.62/1.22 = 5.91\text{ m}$$

$$d_s/H_0' = 13/5.91 = 2.20 ; \quad H_0'/gt^2 = 5.91/(9.81*10^2) = 0.0060;$$

$d_s/H_0' = 2.20$ entre 2 et 3 ; on utilise les abaque V et VI

Abaque V $d_s/H_0'=2$ $R/H_0' = 2.5$

Abaque VI $d_s/H_0' > 3$ $R/H_0' = 2.0$

D'ou pour $d_s/H_0' = 2.20$ $R/H_0' = 2.10$

$$Ru/H_0' = 2.10 \Rightarrow Ru = 2.10 * 5.91 = 12.41\text{ m}$$

Pour $\text{tg}(\alpha) = 0.66$ (**pente = 3/2**), l'abaque a donné un coefficient de correction **K = 1.215**

$$Ru = 12.41 \times 1.215 = 15.08\text{m}$$

Etant donné :- $r=0.5$ (r. coefficient de rugosité est égale à 0.5),

- $\gamma\beta=1$ ($\gamma\beta$: Coefficient qui prend en compte de l'effet de talus à berme sur le run-up)

$$Ru = 15.08 \times 0.5 \times 0.8 = 6.03\text{m}$$

$$Ru = 6.03\text{m} \Rightarrow \text{Cote d'arase : } z = 6.03 + 0.5 = 6.53\text{ m}$$

On Prend $z = 9.00\text{ m}$

C.7.3.1.3 profile Enracinement

Pour $h_s = 3.80\text{ m}$; $T=10\text{ s}$; $Tg\alpha=3/2$; $d_s=6\text{ m}$

$H_b/gt^2 = 3.80/(9.81*10^2)=0.0039$ donc à partir de l'abaque I on a $H_b/H_0'=1.32$

$\Rightarrow H_0'=3.80/1.32=2.88\text{ m}$

$d_s/H_0'=6/2.88=2.08$; $H_0'/gt^2 = 2.08/(9.81*10^2)=0.0029$;

$d_s/H_0'=2.08$ entre 2 et 3 ; on utilise les abaque V et VI

Abaque V $d_s/H_0'=2$ $R/H_0'=2.5$

Abaque VI $d_s/H_0'>3$ $R/H_0'=2.0$

D'ou pour $d_s/H_0' = 2.08$ $R/H_0' = 2.07$

$Ru/H_0'=2.07 \Rightarrow Ru=2.07*2.88=5.95\text{ m}$

Pour $tg(\alpha) = 0.66$ (pente = 3/2), l'abaque a donné un coefficient de correction $K = 1.215$

$Ru = 5.95 \times 1.215 = 7.23\text{ m}$

Etant donné :- $r=0.5$ (r. coefficient de rugosité est égale à 0.5),

- $\gamma\beta=1$ ($\gamma\beta$:Coefficient qui prend en compte de l'effet de talus à berme sur le run-up)

$Ru=7.23 \times 0.5 \times 0.8=6.76\text{ m}$

$Ru=2.90\text{ m} \Rightarrow$ Cote d'arase : $z=2.90+0.5=3.40\text{ m}$

On Prend $z = 5.10\text{ m}$

C.7.3.2. Jeté secondaire**7.3.2.1 Profile courant et musoir et enracinement**

Pour $h_s = 3.40\text{ m}$; $T=10\text{ s}$; $Tg\alpha=3/2$; $d_s=3.8\text{ m}$

$H_b/gt^2 = 3.4/(9.81*10^2)=0.0035$ donc à partir de l'abaque I on a $H_b/H_0'=1.40$

$\Rightarrow H_0'=3.40/1.40=2.43\text{ m}$

$d_s/H_0'=3.40/2.43=2.88$; $H_0'/gt^2 = 2.43/(9.81*10^2)=0.0025$;

$d_s/H_0'=2.08$ entre 2 et 3 ; on utilise les abaque V et VI

Abaque V $d_s/H_0'=2$ $R/H_0'=2.5$

Abaque VI $d_s/H_0'>3$ $R/H_0'=2.0$

D'ou pour $d_s/H_0' = 2.88$ $R/H_0' = 2.12$

$Ru/H_0'=2.12 \Rightarrow Ru=2.12*2.43=5.14\text{ m}$

Pour $tg(\alpha) = 0.66$ (pente = 3/2), l'abaque a donné un coefficient de correction $K = 1.215$

$Ru = 5.14 \times 1.215 = 6.25\text{ m}$

Etant donné :- $r=0.5$ (r. coefficient de rugosité est égale à 0.5),

- $\gamma\beta=1$ ($\gamma\beta$:Coefficient qui prend en compte de l'effet de talus à berme sur le run-up)

$Ru=6.25 \times 0.5 \times 0.8=2.5\text{ m}$

$Ru=2.5\text{ m} \Rightarrow$ Cote d'arase : $z=2.5+0.5=3.00\text{ m}$

On Prend $z = 3.80\text{ m}$

C.8. FERRAILLAGE DU MUR DE COURONNEMENT

La justification de la stabilité du mur de couronnement (Mur de Garde) vis-à-vis les états limites a été effectuée par logiciel 'Robot Structural Analysis Professional 2014'. Le calcul de ferrailage se fait conformément aux règlements BAEL 91 et RPA 2003, à l'aide du logiciel 'Robot Expert 2010'.

C.8.1 Jetée principal (Profil Courant)

Dimension de mur de Garde :

Longueur : $L=12.00\text{m}$

Largeur : $l=8.50\text{m}$

Hauteur : $H=8.00\text{m}$

Hauteur du Radier $h=2.00\text{m}$

Epaisseur de Voile : $E_{\min}=2.00\text{m}$

$E_{\max}=2.50\text{m}$

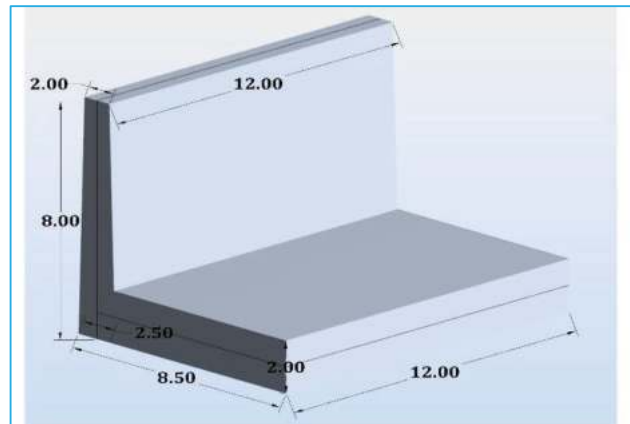


Figure 1: Dimensions de mur de garde (partie courante de la jetée principale)

C.8.2. Résultats de modélisation

C.8.2.1 Moment au niveau du Radier à l'ELS

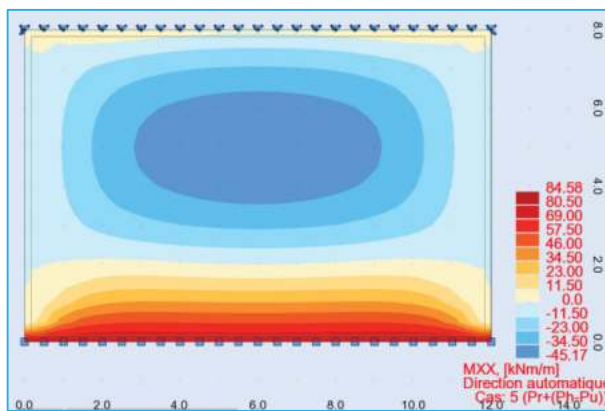


Figure 3 : Moment Lxx du radier

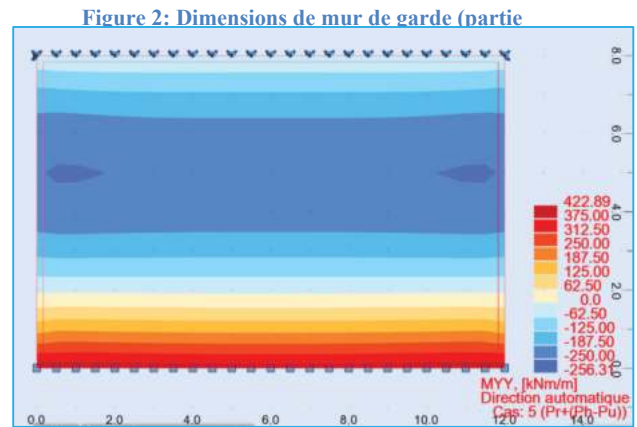


Figure 5: Moment Lyy du radier

C.8.2.2 Moment au niveau du Voile à l'ELS

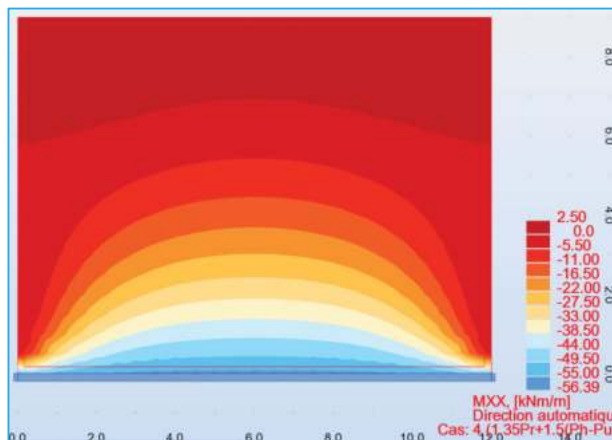


Figure 9: Moment Lxx du Voile

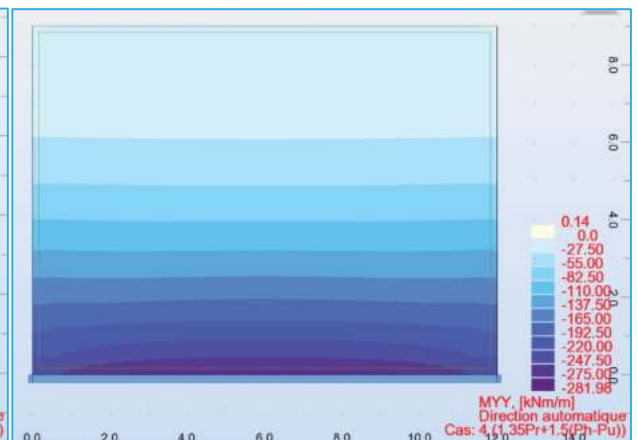


Figure 7: Moment Lyy du Voile

C.8.3 Ferrailage

Calcul de Section en Flexion Simple Radier/ Armature Longitudinale Lxx)

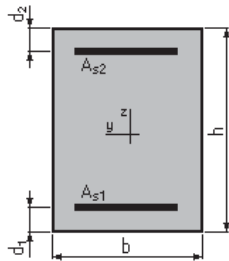
1. Hypothèses

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

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

2. Section



$b = 100.0$ (cm)

$h = 200.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Moments appliqués

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0.00	0.00
Etat Limite de Service	84.58	-45.17
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats

Sections d'Acier

Section théorique $A_{s1} = 19.9$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 19.9$ (cm²)

Section minimum $A_{s\ min} = 19.9$ (cm²)

Théorique $\rho = 0.20$ (%)

Minimum $\rho_{min} = 0.10$ (%)

Analyse par Cas

Cas ELS $M_{max} = 84.58$ (kN*m) $M_{min} = -45.17$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 7.23

Position de l'axe neutre: $y = 29.1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 185.3$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.1$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue : $\sigma_s = 0.9$ (MPa)

comprimée : $\sigma'_s = 0.9$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim} = 165.0$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Simple Radier/ Barres Transversale Lyy)

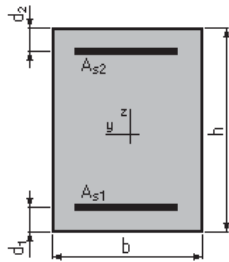
1. Hypothèses

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

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

2. Section



$b = 100.0$ (cm)

$h = 200.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Moments appliqués

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0.00	0.00
Etat Limite de Service	422.89	-256.31
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats

Sections d'Acier

Section théorique $A_{s1} = 19.9$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 19.9$ (cm²)

Section minimum $A_{s\ min} = 19.9$ (cm²)

théorique $\rho = 0.20$ (%)

minimum $\rho_{min} = 0.10$ (%)

Analyse par Cas

Cas ELS $M_{max} = 422.89$ (kN*m) $M_{min} = -256.31$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.45

Position de l'axe neutre: $y = 29.1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 185.3$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.4$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 5.1$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 5.1$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim} = 165.0$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Simple Voile/ Armature Longitudinale Lxx)

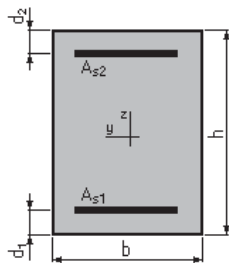
1. Hypothèses

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

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

2. Section



$b = 100.0$ (cm)
 $h = 200.0$ (cm)
 $d_1 = 5.0$ (cm)
 $d_2 = 5.0$ (cm)

3. Moments appliqués

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0.00	0.00
Etat Limite de Service	2.50	-256.31
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats

Sections d'Acier

Section théorique $A_{s1} = 19.9$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 19.9$ (cm²)
 Section minimum $A_{s\ min} = 19.9$ (cm²)
 Théorique $\rho = 0.20$ (%)
 Minimum $\rho_{min} = 0.10$ (%)

Analyse par Cas

Cas ELS $M_{max} = 2.50$ (kN*m) $M_{min} = -256.31$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2.39
 Position de l'axe neutre: $y = 29.1$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 185.3$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.4$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 Tendue : $\sigma_s = 5.1$ (MPa)
 Comprimée : $\sigma'_s = 5.1$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s\ lim} = 165.0$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Simple Voile / Barres Transversale (L_{yy})

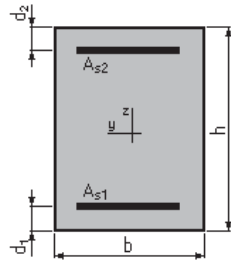
1. Hypothèses

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

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

2. Section



$b = 100.0$ (cm)

$h = 200.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Moments appliqués

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0.00	0.00
Etat Limite de Service	0.14	-281.98
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats

Sections d'Acier

Section théorique $A_{s1} = 19.9$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 19.9$ (cm²)

Section minimum $A_{s\ min} = 19.9$ (cm²)

Théorique $\rho = 0.20$ (%)

Minimum $\rho_{min} = 0.10$ (%)

Analyse par Cas

Cas ELS $M_{max} = 0.14$ (kN*m) $M_{min} = -281.98$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2.17

Position de l'axe neutre: $y = 29.1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 185.3$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0.4$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

Tendue : $\sigma_s = 5.6$ (MPa)

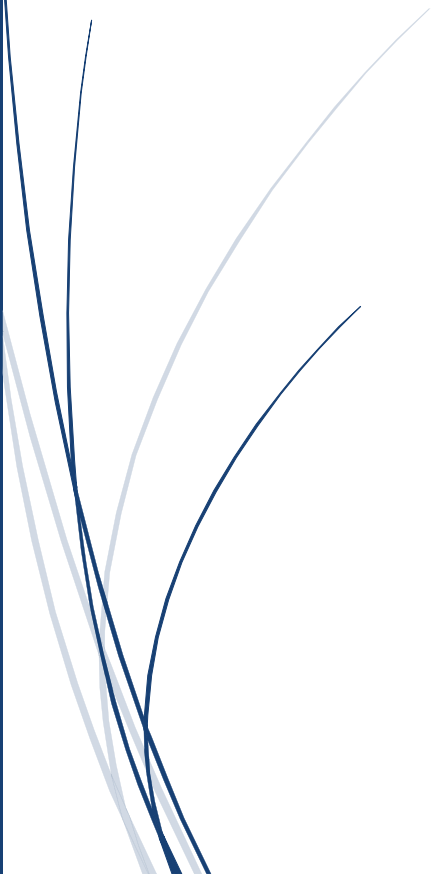
Comprimée : $\sigma'_s = 5.6$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim} = 165.0$ (MPa)

A thick, dark blue vertical bar runs down the left side of the page. A blue arrow points from the right side of this bar towards the text.

ANNEXE D : ESSAIS SUR MODEL REDUIT



ANNEXE D : ESSAIS SUR MODEL REDUIT**D.1 INTRODUCTION**

Dans cette annexe ; on trouvera tous les photos et les plans concernant l'étude sur modèle réduit effectué par le LEM

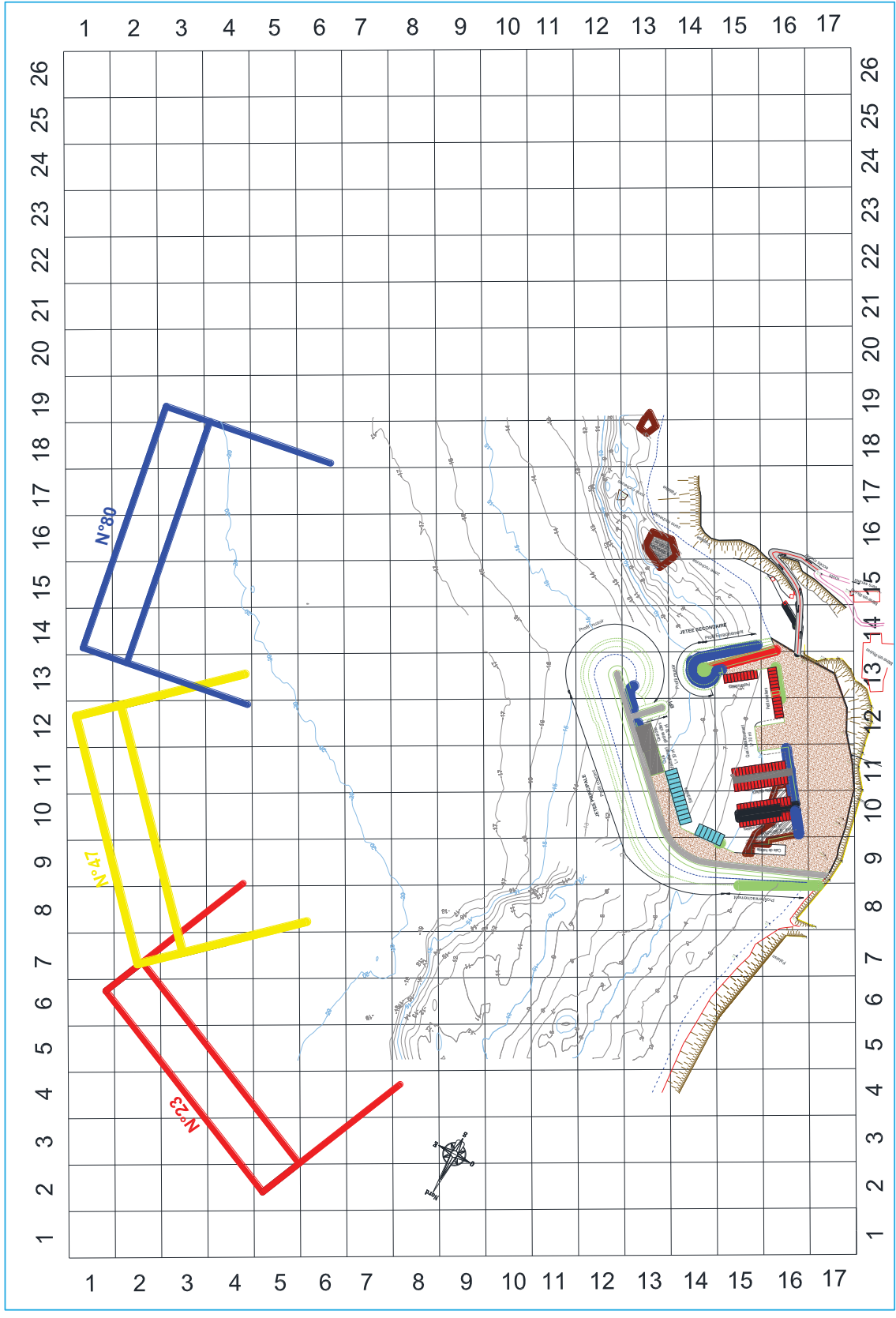


Figure D. 1: Plan du modèle et directions des houles test

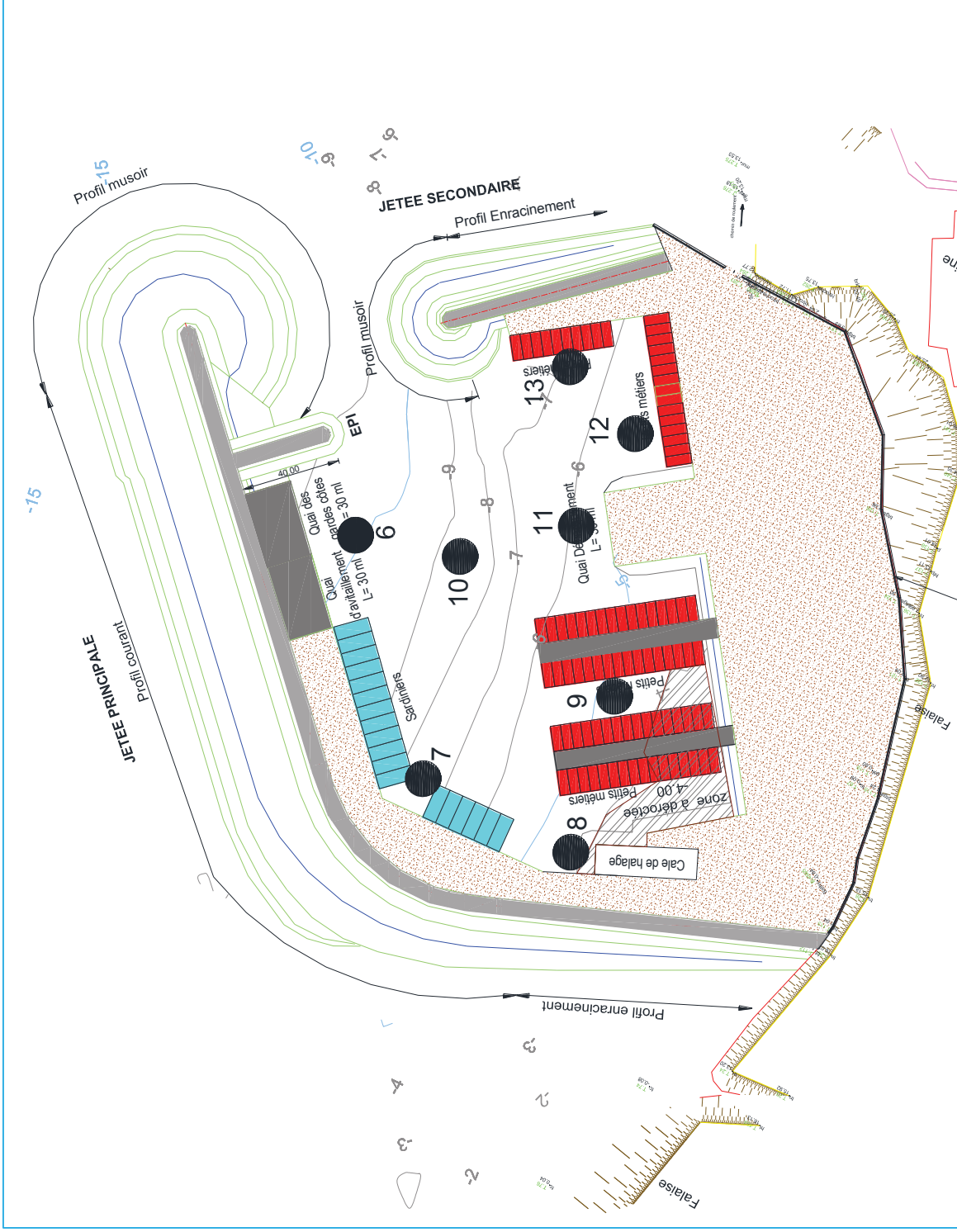


Figure D. 2: Plan de masse de la variante 2 (APS) et positionnement des sondes

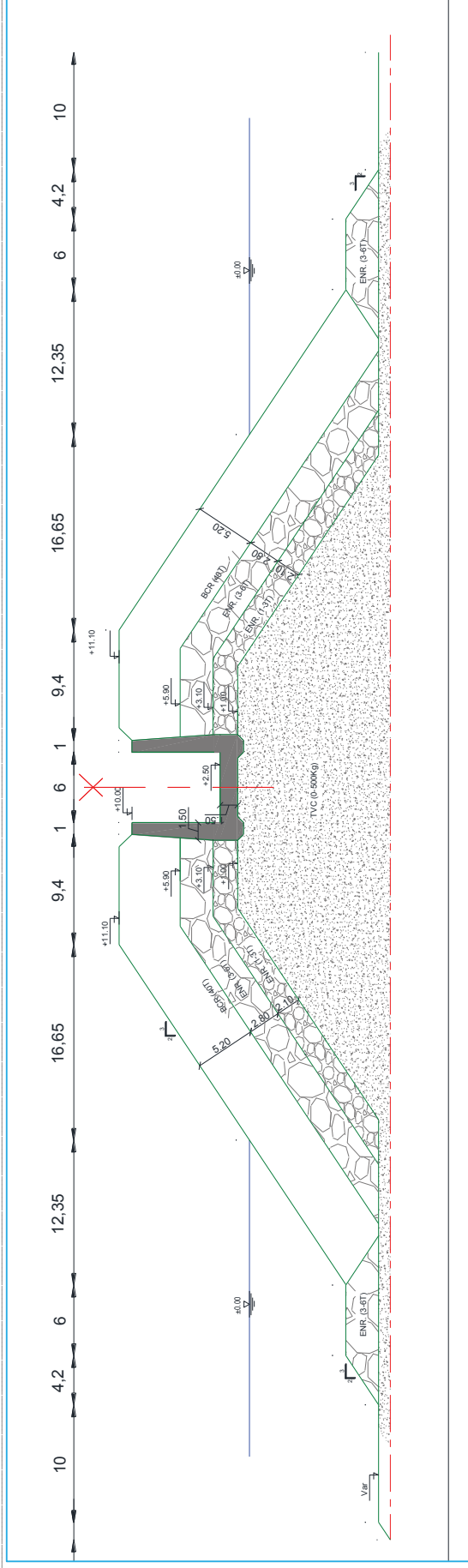


Figure D. 3: PROFIL MUSOIR DE LA JETEE PRINCIPALE DE LA VARIANTE 2(APS)

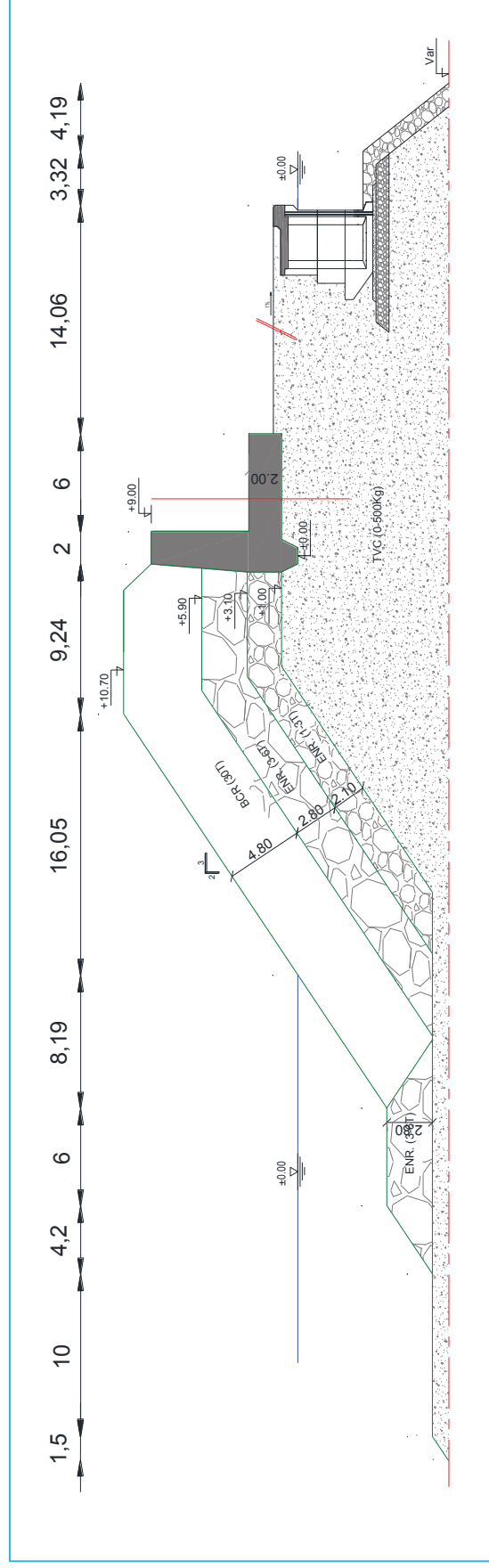


Figure D. 4 : PROFIL COURANT DE LA JETEE PRINCIPALE DE LA VARIANTE 2(APS)

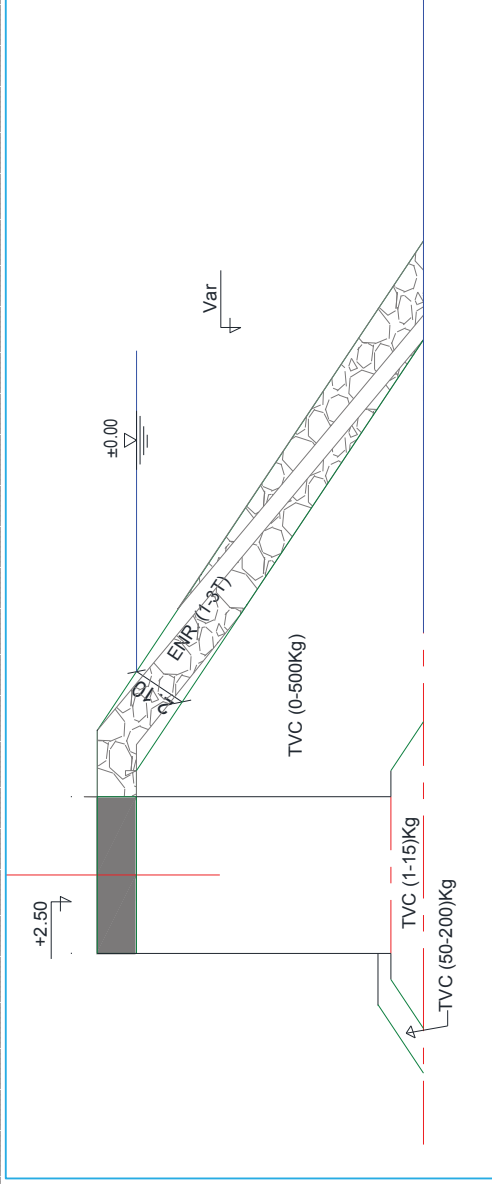


Figure D. 5: PROFIL EPI DE LA JETEE PRINCIPALE DE LA VARIANTE 2(APS)

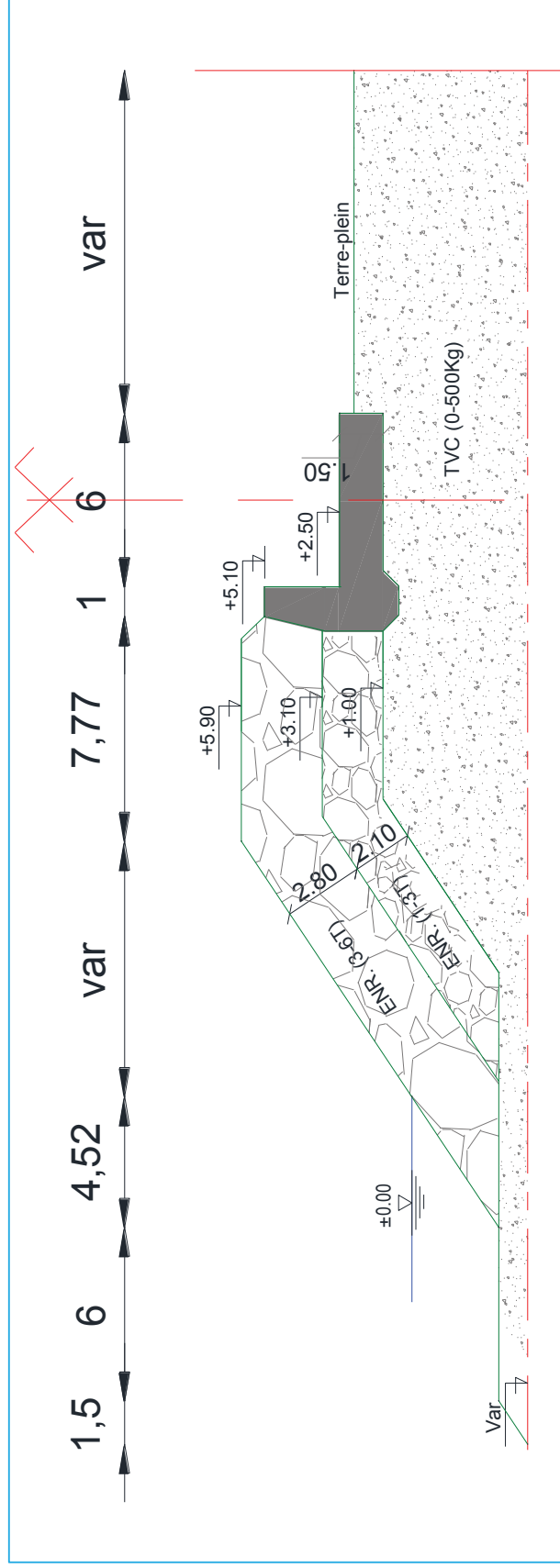


Figure D. 6: PROFIL ENRANCEMENT DE LA JETEE PRINCIPALE DE LA VARIANTE 2(APS)

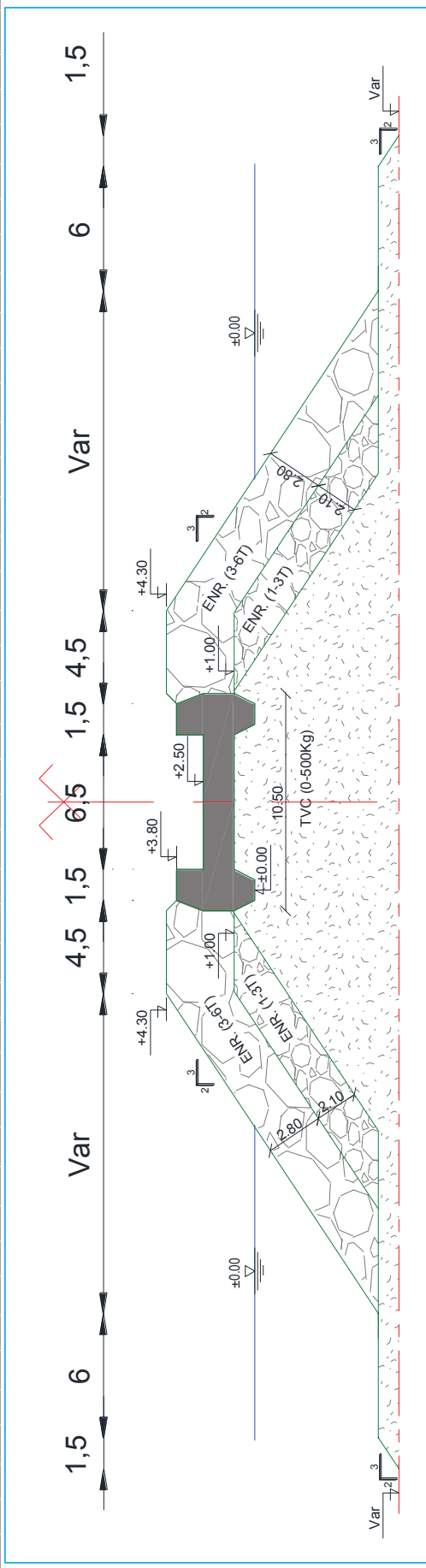


Figure D. 9: PROFIL MUSOIR DE LA JETEE SECONDAIRE DE LA VARIANTE 2(APS)

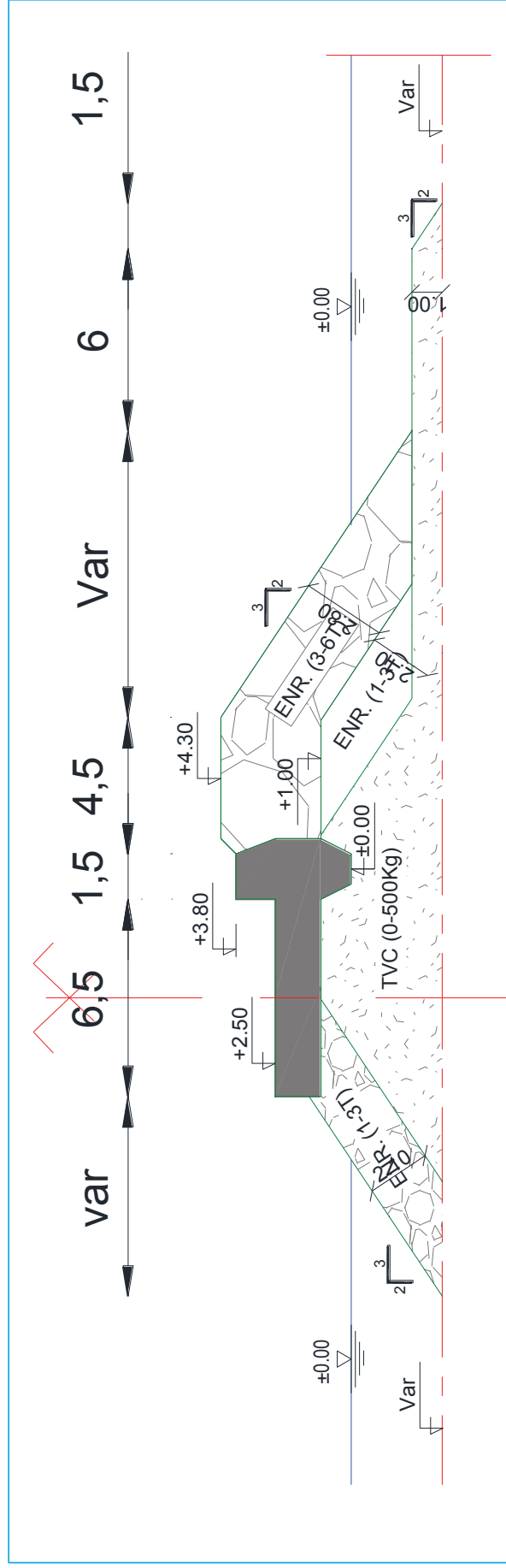


Figure D. 10 : PROFIL COURANT DE LA JETEE SECONDAIRE DE LA VARIANTE 2(APS)

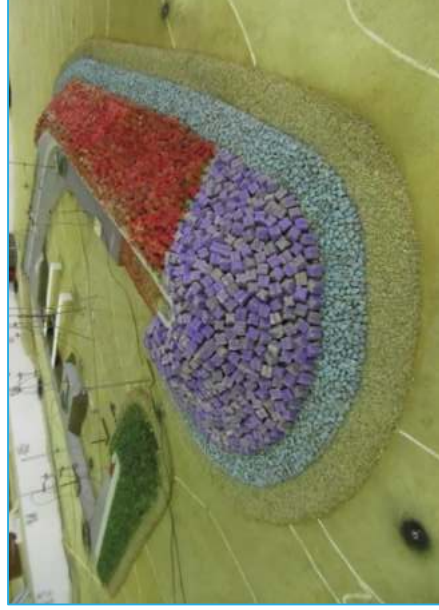


Figure D. 11: Vue en générale de la variante 2(APS) avant essai.



Figure D. 12: Vue en générale de la variante 2(APS) avant essai.



Figure D. 13: Vue de la jetée principale de la variante 2(APS) avant essai



Figure D. 14: Vue de la variante 2(APS) pendant l'essai de la houle quinquennale.



Figure D. 15: Vue de la variante 2(APS) pendant l'essai de la houle vingtennale.



Figure D. 16: Vue de la variante 2(APS) pendant l'essai de la houle centennale

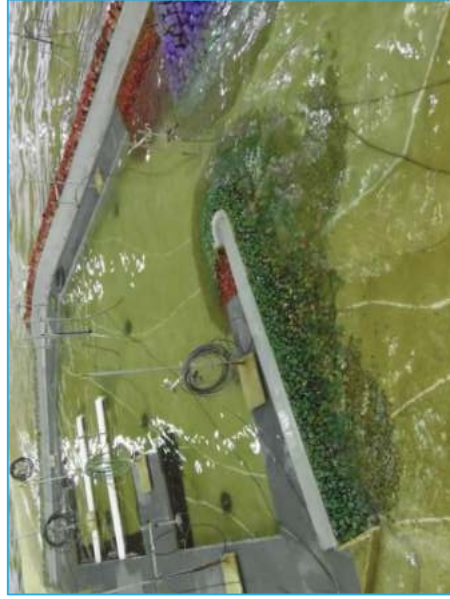


Figure D. 17: Vue de la variante 2(APS) pendant l'essai d'endurance.



Figure D. 18: Vue du musoir de la jetée principale de la variante 2(APS) après essai



Figure D.



Figure D. 20: Vue du profil enraccinement de la jetée s de la variante 2(APS) après essai.



Figure D. 21: Vue du musoir de la variante 2(APS) après essai

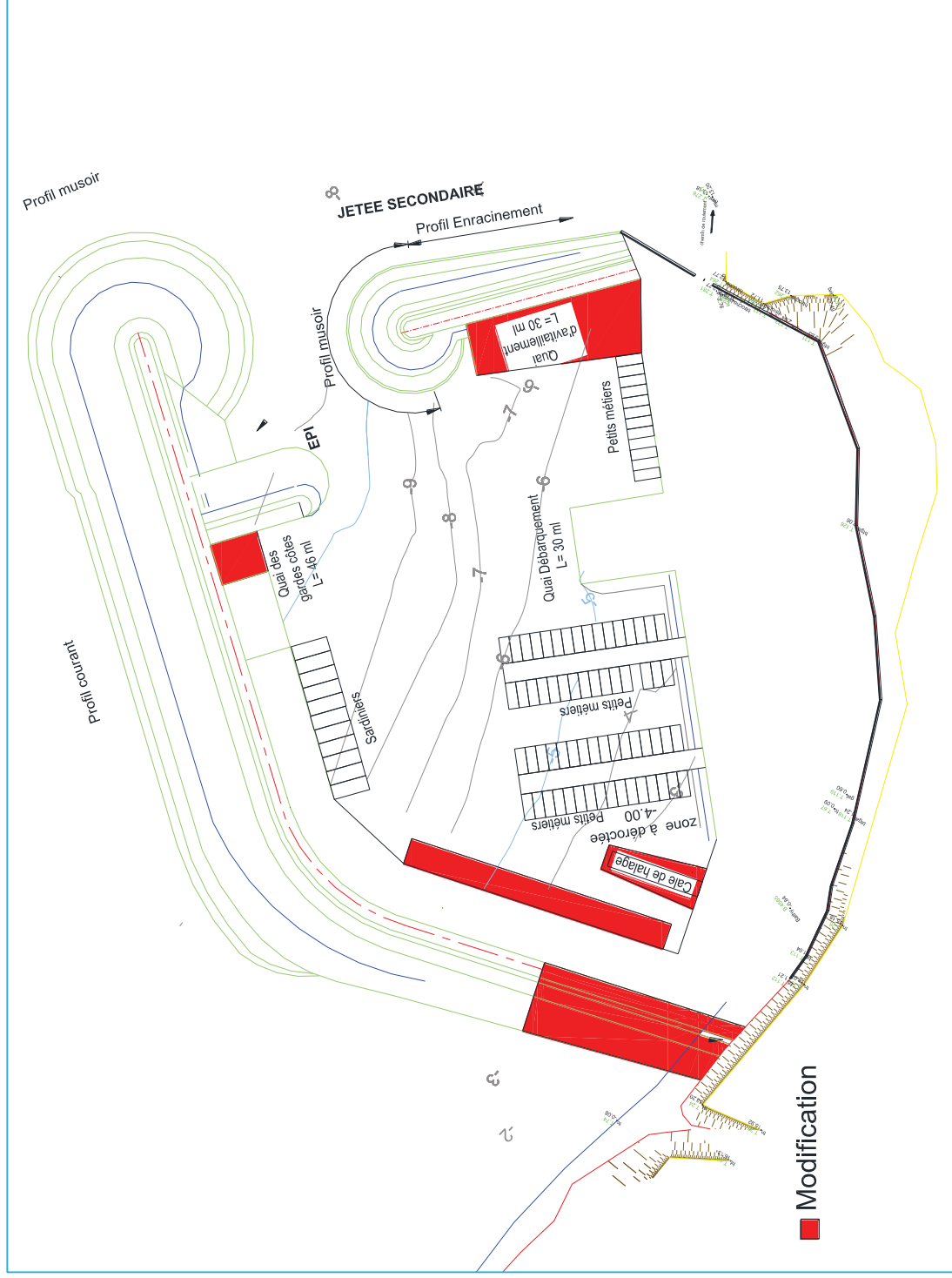


Figure D. 22: Plan de masse de la variante 2.1

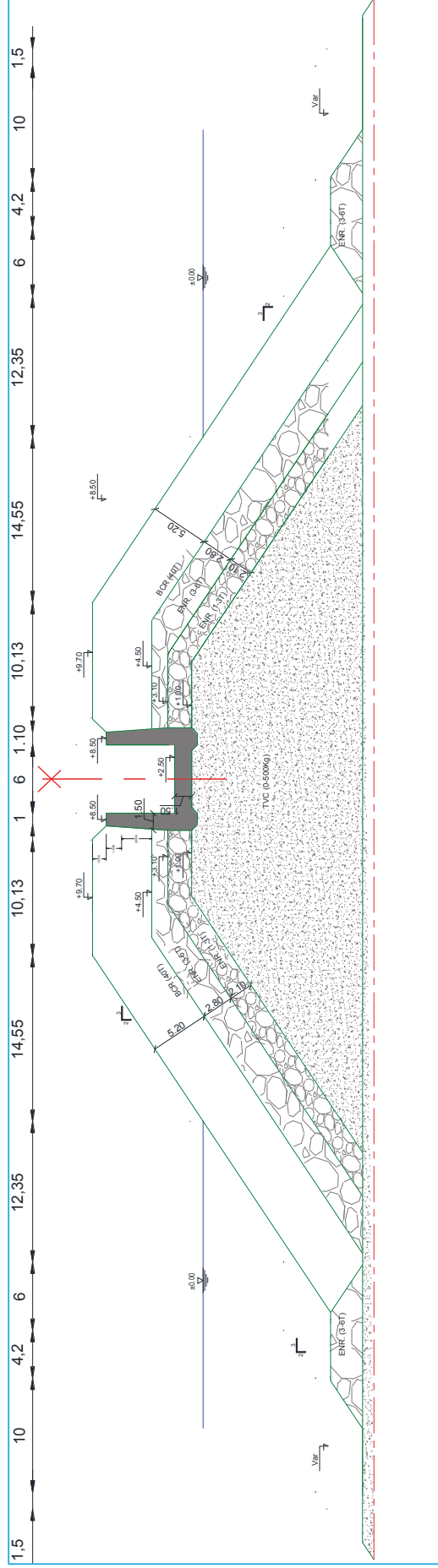


Figure D. 25: Profil musoir de la jetée principale de la variante 2.1.

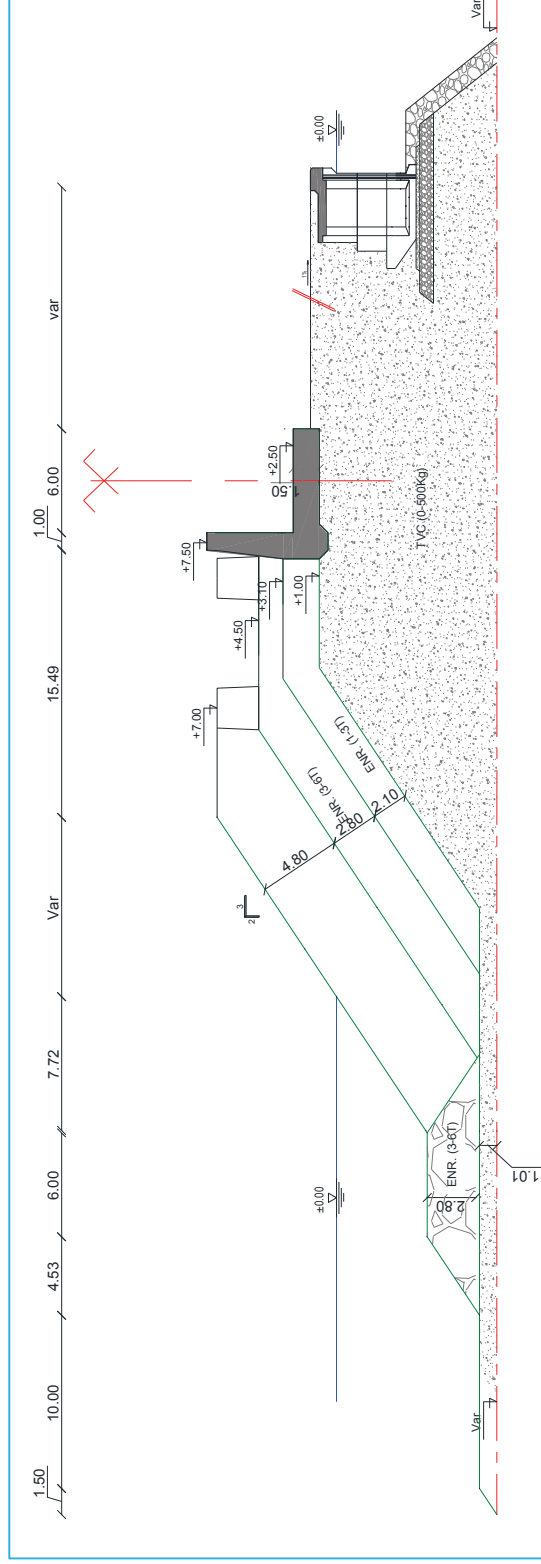


Figure D. 26 : Profil courant de la jetée principale de la variante 2.1.

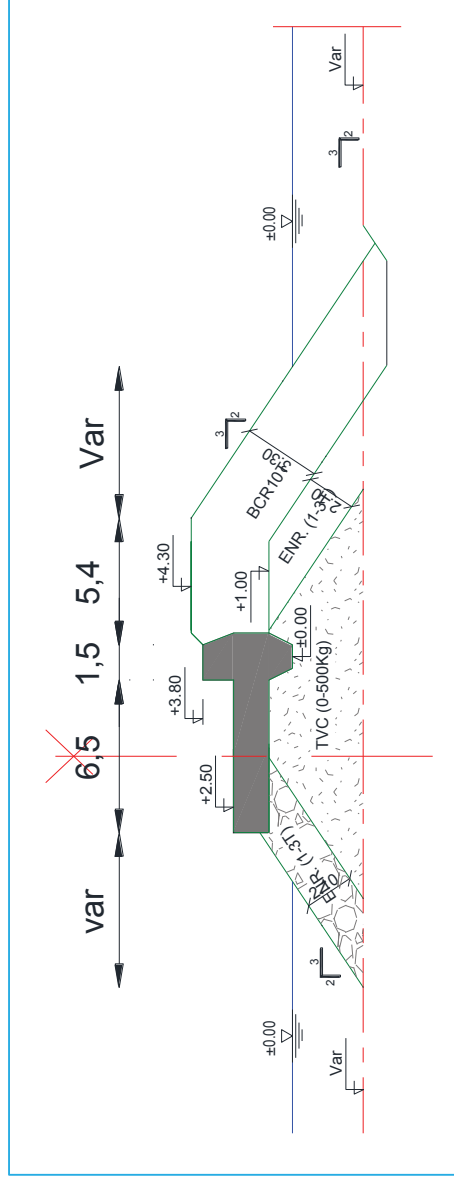


Figure D. 27: Profil enraccinement de la jetée secondaire de la variante 2.1.



Figure D. 28: Profil enraccinement de la jetée secondaire de la variante 2.1.



Figure D. 29: Vue du musoir et profil courant de la jetée principale de la variante 2.1 avant essai



Figure D. 30 : Vue de la jetée secondaire de la variante 2.1 avant essai.



Figure D. 31: Vue de la cale de halage de la variante 2.1 pendant l'essai de la houle Vingtemale. Débordement persistant de l'eau au niveau de la cale de halage.



Figure D. 32: Vue de la cale de halage de la variante 2.1 pendant l'essai de la houle centennale



Figure D. 33: Vue de la jetée secondaire de la variante 2.1 durant l'essai de la houle centennale.



Figure D. 34: Vue de la variante 2.1 après essais.



Figure D. 35: Vue de la jetée secondaire de la variante 2.1 après essais.



Figure D. 36: Vue de la variante 2.1 après essais.

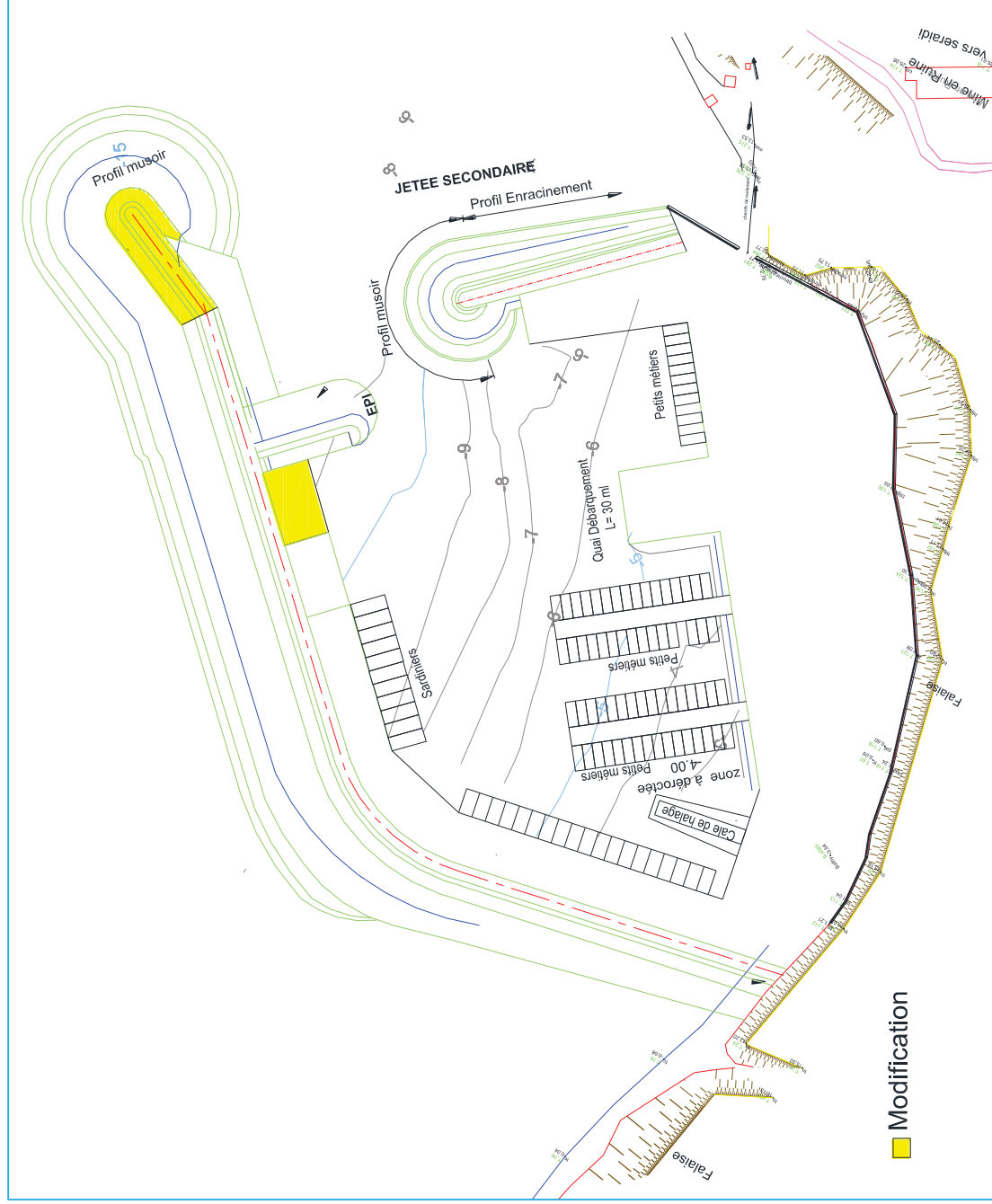


Figure D. 37: Plan de masse modifié de la variante 2.2.

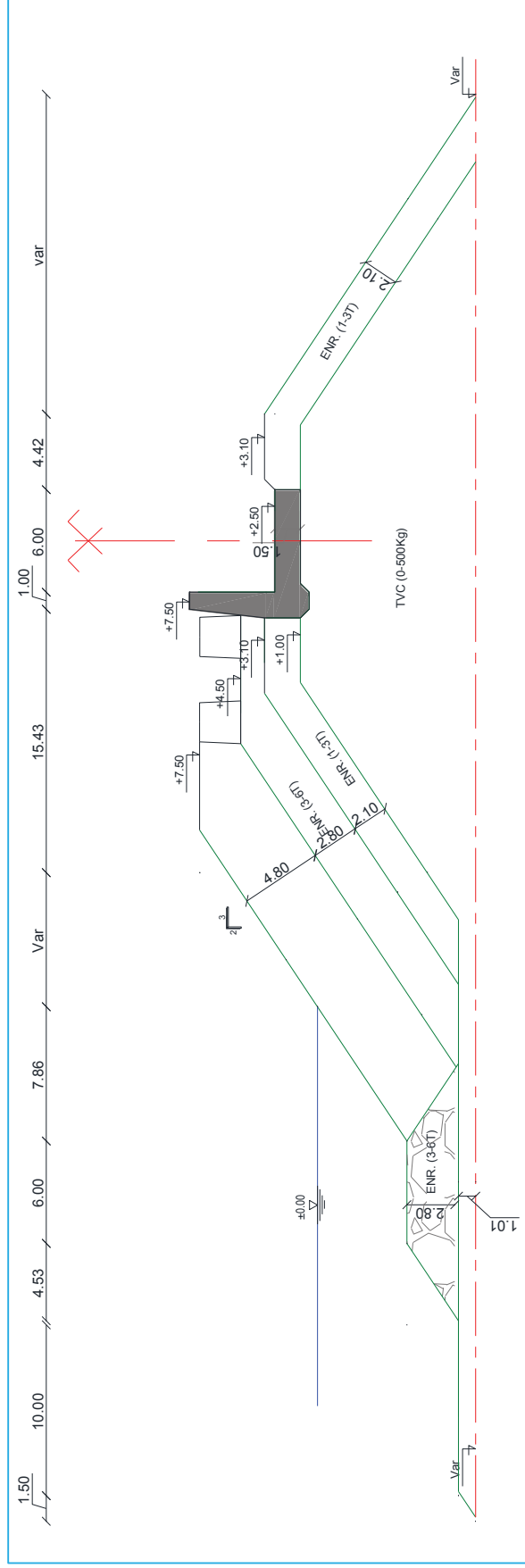


Figure D. 38: Profil au droit du musoir de la jetée principale variante 2.2

Figure D. 40: Vue de la variante 2.2 pendant l'essai de la houle centennale.



Figure D. 44: Vue profil courant durant l'essai de la houle Vingtennale.-Franchissement piégé dans la berme du profil courant.



Figure D. 43: Vue profil courant durant l'essai de la houle d'endurance.



Figure D. 42: Vue du coude du profil courant de la jetée principale.
-Glissement de plusieurs BCR de 30 t.



Figure D. 47: Vue de la variante 2.2 après essais.
-Erosion au niveau du talus intérieur du profil au droit du musoir de la jetée principale.

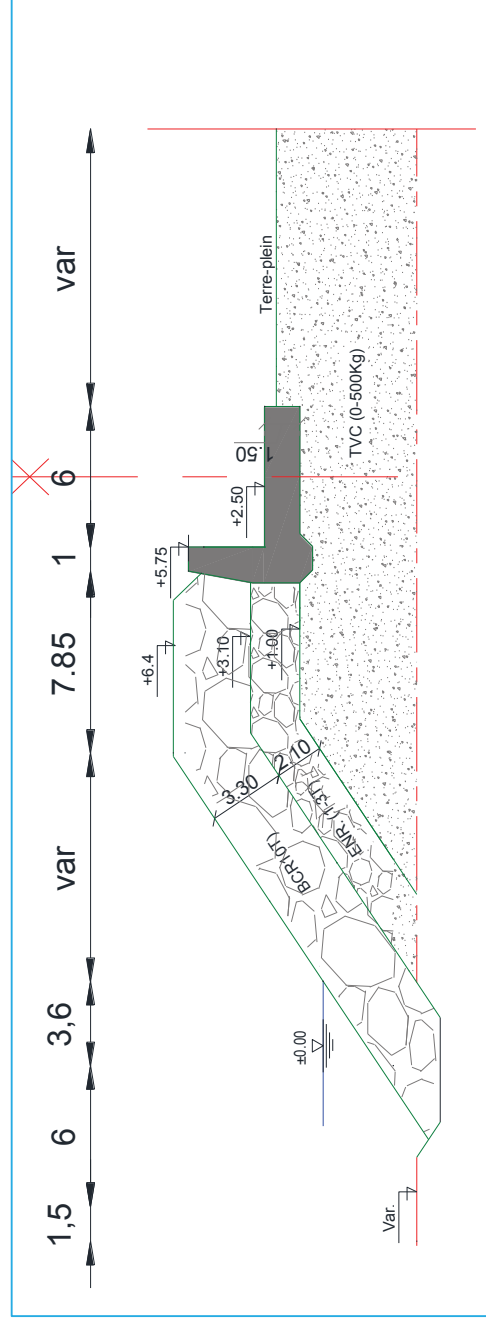


Figure D. 46: Vue de la variante 2.2 après essais.
-Glissement de plusieurs BCR de 30 t au niveau coude.



Figure D. 45: Vue de la variante 2.2 après essais.
-Renversement de plusieurs BCR de 30 T au niveau de la berme du profil courant.

Figure D. 48: Profil au droit du musoir de la jetée principale.



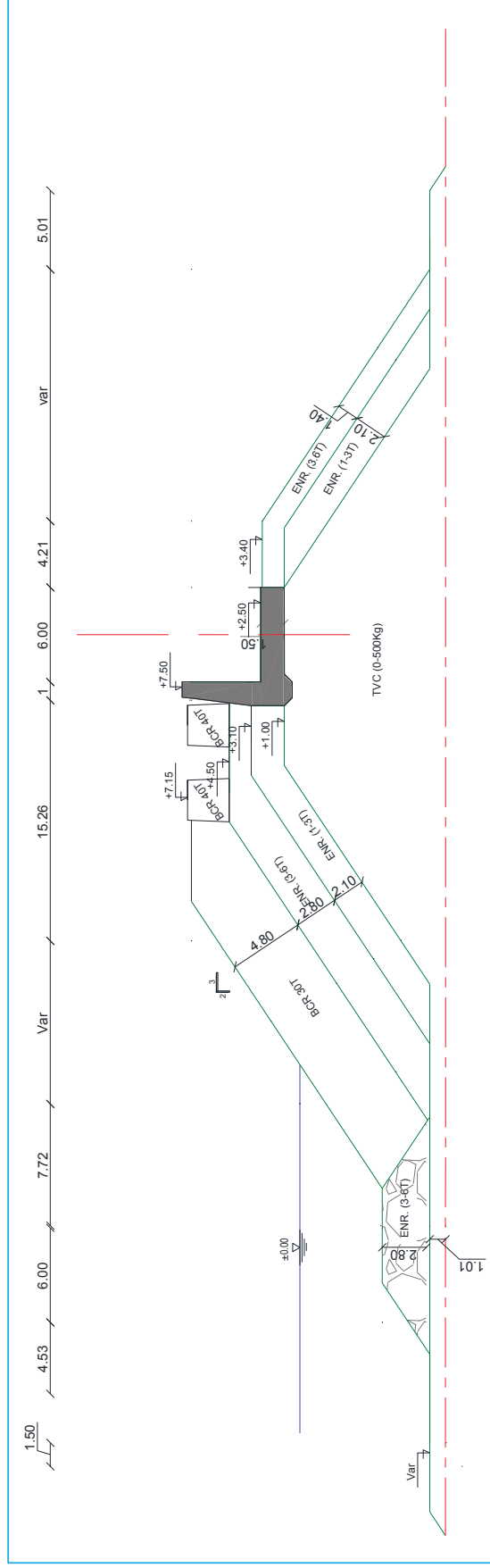


Figure D. 49 : Profil enracinement de la jetée principale



Figure D. 55 : Vue de la variante 2.3 avant essai.
-Remplacement des BCR de 30 T a la berme par des BCR de 40 t.



Figure D. 54 : : Vue de la variante 2.3 avant essai.
-Ajout d'une couche d'enrochement de (3-6)t pour la talus intérieur du profil au droit du musoir de la jetée principale.



Figure D. 53 : Vue de la variante 2.3 avant essai.
-Remplacement des enrochements du profil enraccinement de la jetée principale par des BCR de 10 t



Figure D. 52 Vue de la variante 2.3 pendant l'essai de la houle centennale



Figure D. 51 : Vue de la variante 2.3 pendant l'essai d'endurance.



Figure D. 50: Vue de la variante 2.3 après essai.
-Renversement de quelques BCR de 40 t.



Figure D. 60 : Vue de la variante 2.4 avant essais.
-Ajout d'une couche d'encrochements de (3-6) t entre les BCR de la berme du profil courant et au droit du musoir de la jetée principale



Figure D. 59: Vue de la variante 2.4 pendant l'essai d'endurance.



Figure D. 58: Vue de la variante 2.4 durant la houle centennale



Figure D. 63 : Vue de la variante 2.4 pendant l'essai d'endurance.



Figure D. 62 : Vue du talus intérieur de la jetée principale de la variante 2.4 après essais.



Figure D. 61 : Vue de la variante 2.4 après essai, musoir.



Figure D. 64 : Vue an générale de la variante 2.4 après essais.

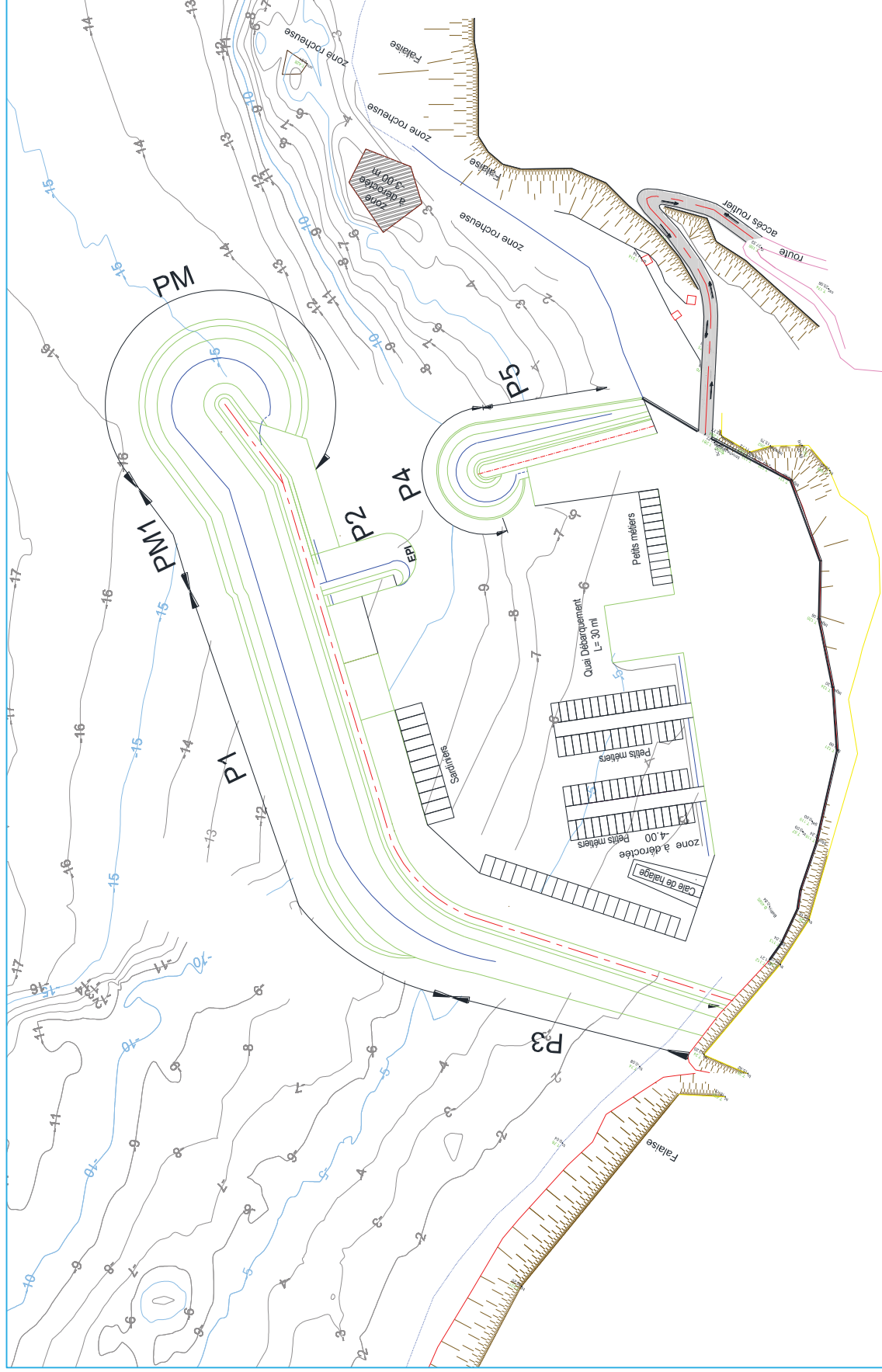


Figure D. 65: plan de masse final - Variante 2.4-

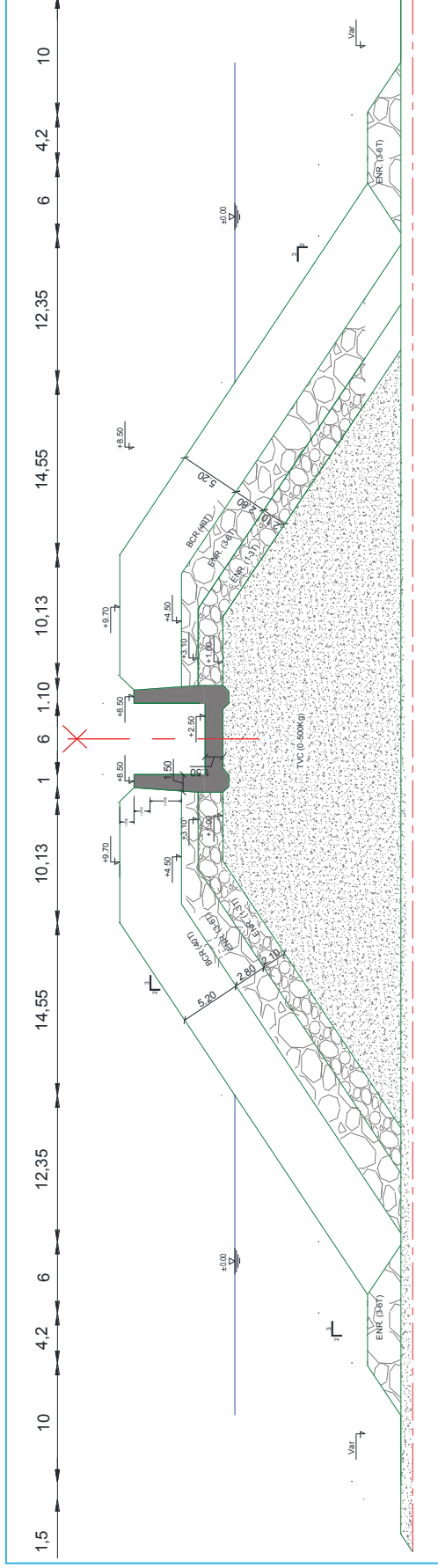


Figure D.66 : Profil de musoir de la jetée principale(PM).

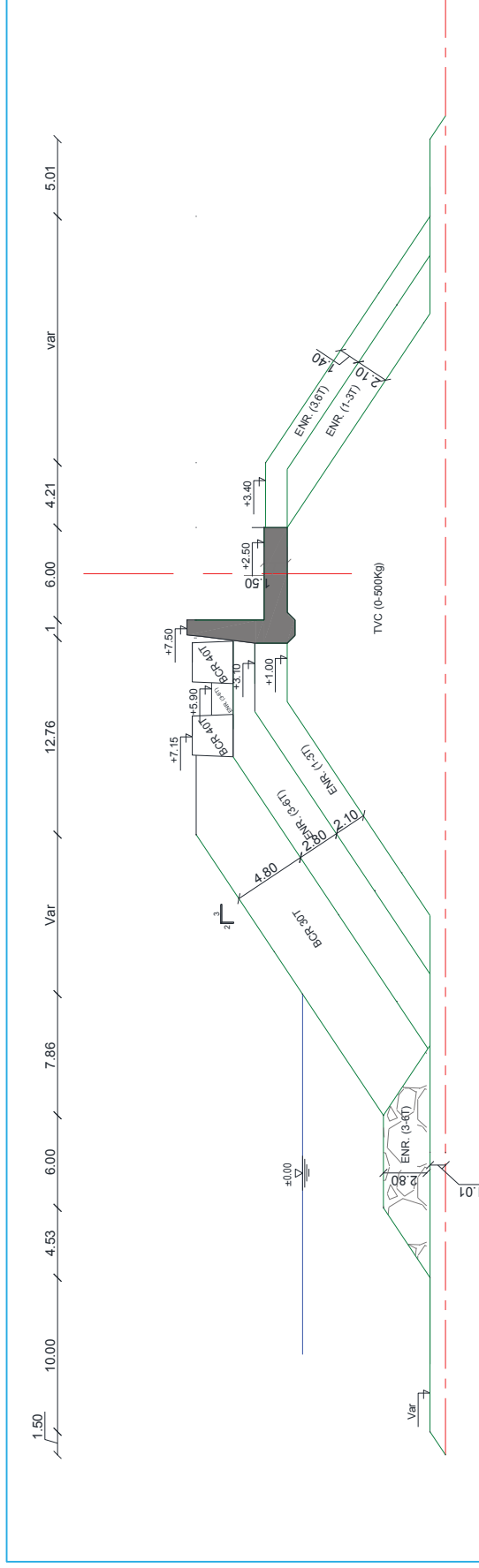


Figure D.67 : Profil au droit du musoir de la jetée principale (PM1).

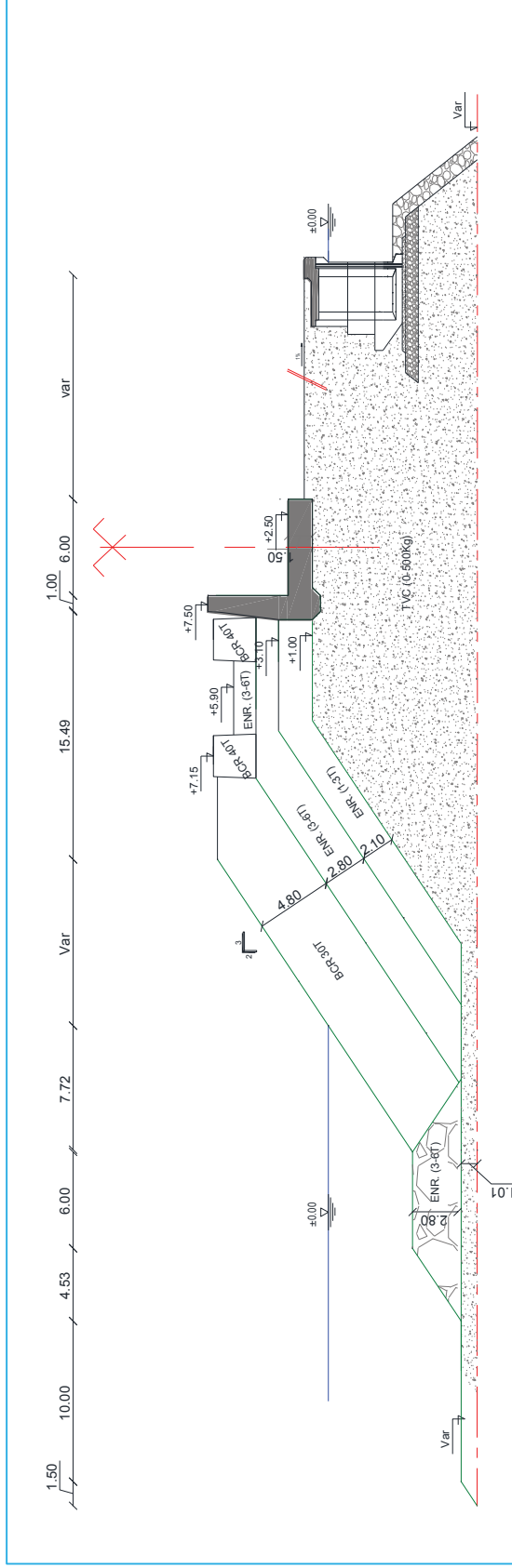


Figure D. 68 : Profil courant de la jetée principale (P1).

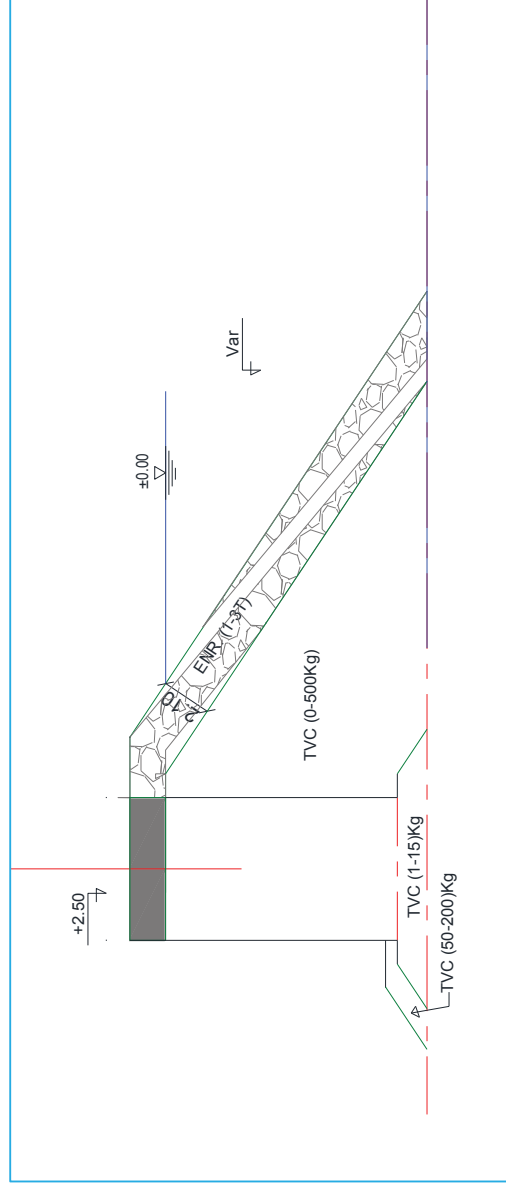


Figure D. 69 : Profil épi de la jetée principale (P2).

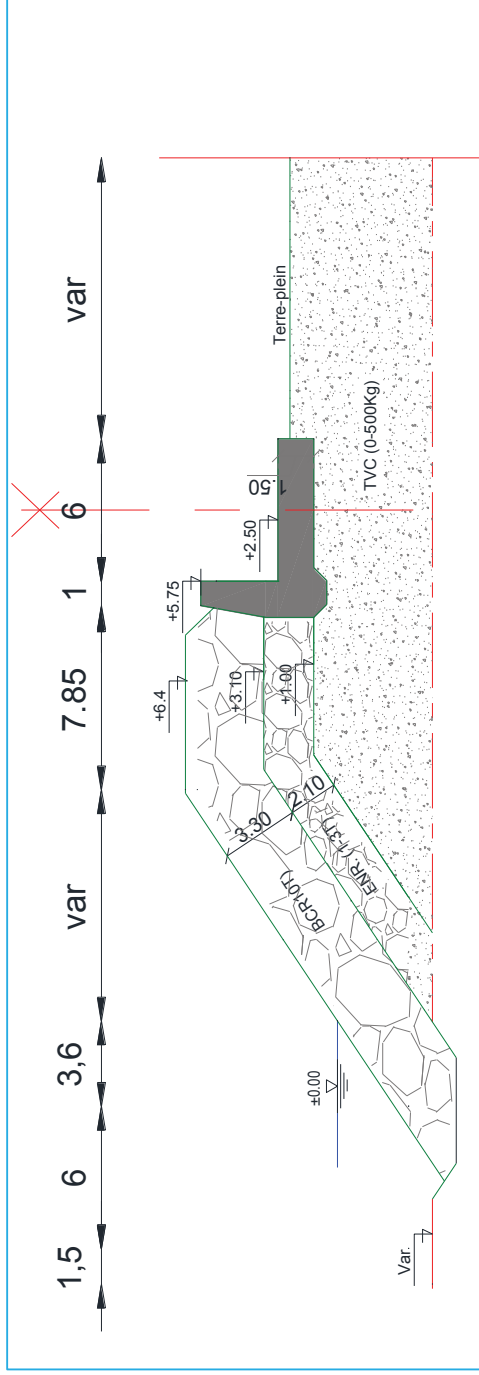


Figure D. 70: Profil enracinement de la jetée principale (P3).

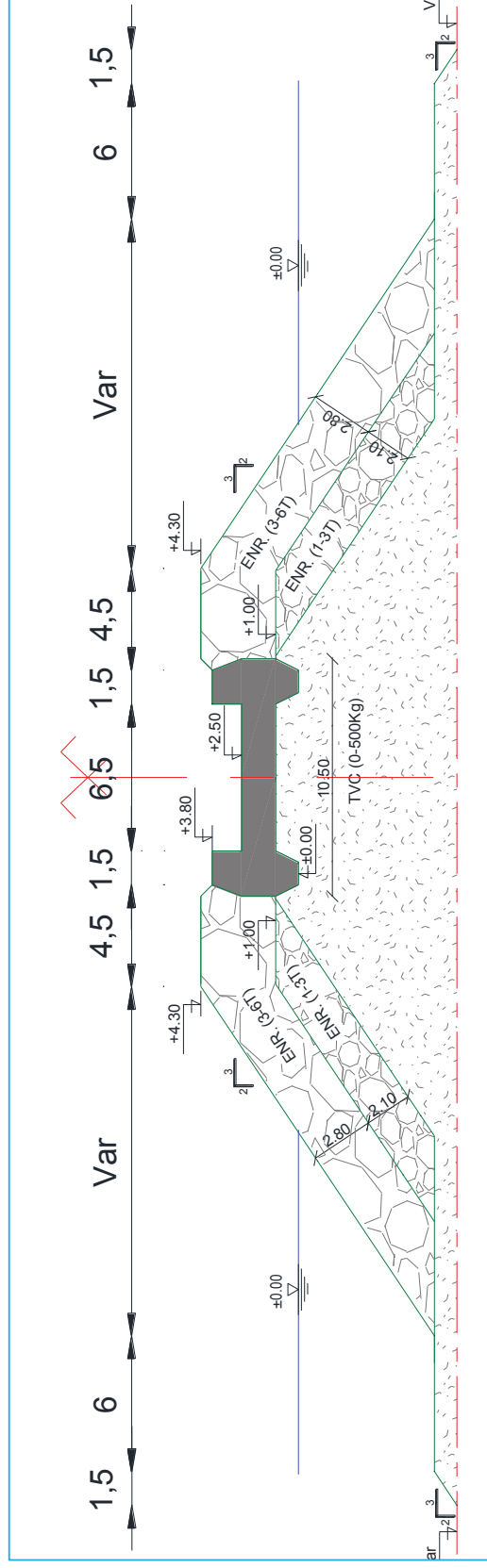


Figure D. 71: Profil muisoir de la jetée secondaire (P4).

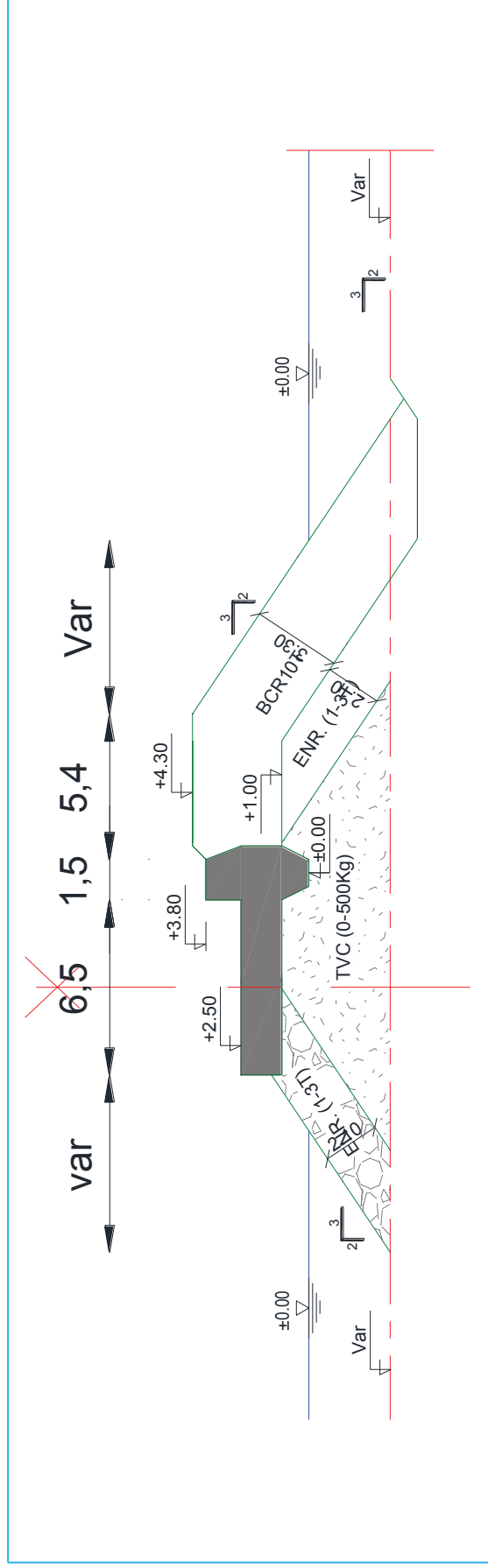


Figure D. 72: Profil courant de la jetée secondaire (P5).



**ANNEXE E : DEVIS
QUANTITATIFS ET
ESTIMATIFS**

E.1 DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF DU PROJET –DEUXIEME VARIANTE- (APD)

JETEE PRINCIPALE					
DESIGNATION	U	Q	Prix Unitaire	Montant	
Excavation de souille pour l'enracinement de la jetée	M3	450	3 900	1 755 000	
Fourniture, le transport et la mise en place du tout-venant de carrière (0–500kg) pour le noyau	T	450 890	2 000	901 780 000	
Fourniture, le transport et la mise en place des enrochements (1 – 3 t) pour la sous couche.	T	85 283	2 500	213 207 500	
Fourniture, le transport et la mise en place des enrochements (3-6 t) pour les sous couche.	T	130 000	2 500	325 000 000	
Préfabrication du béton , transport et mise en place des blocs cubiques rainurés de 10 T pour le profil d'enracinement	T	3 500	20 000	70 000 000	
Préfabrication du béton , transport et mise en place des blocs rainurés de 30 T pour la section courante	M3	32 430	20 000	648 600 000	
Préfabrication du béton , transport et mise en place des blocs rainurés de 40 T pour le musoir	M3	19 120	20 000	382 400 000	
Préfabrication. le transport et la mise en œuvre du béton pour la dalle de roulement et mur de garde	M3	8 000	30 000	240 000 000	
Fourniture. le transport et la mise en place des aciers FeE40 à haute adhérence de tous diamètres pour le béton de la dalle de roulement et mur de garde	T	150	150 000	22 500 000	
Fourniture. le transport et la mise en place du polystyrène. (ép=20mm) pour les joints entre plots de la pour la dalle de roulement et mur de garde.	M2	1 100	500	550 000	
Fourniture, et mise en œuvre du béton type I armé pour la réalisation du massif du phare et repose du phare et accessoires y compris réglage	F	2	2 650 000	5 300 000	
CONSTRUCTION D'UN EPI					
Fourniture, transport et mise en place de tout-venant de carrière (0-500 Kg) pour le noyau	T	17 125	2 000	34 250 000	
Fourniture, transport et mise en place d'enrochements (1-3T) pour la carapace de la jetée	T	7 650	2 500	19 125 000	
Fourniture, transport et mise en place des enrochements (50-200Kg) pour la protection du pied de caissons	T	1 200	2 500	3 000 000	
Fourniture, transport et mise en place des enrochements (1-15Kg) pour l'assise des Caissons	T	550	2 500	1 375 000	
Fourniture, transport et mise en place du ballast (20-40mm) pour la couche de réglage	T	150	2 800	420 000	
Fabrication. le transport et la mise en œuvre du béton pour les caissons	M3	760	30 000	22 800 000	
Fourniture. le transport et la mise en place des aciers FeE40 à haute adhérence de tous diamètres pour le béton type des caissons	T	50	150 000	7 500 000	

Fourniture, transport et mise en place des enrochements (50-200Kg) pour la protection du caisson	T	1 160	2 500	2 900 000
Fourniture, le transport et la mise en place d'enrochements de carrière (1 -15 kg) à l'intérieur des caissons.	T	990	2 500	2 475 000
Fabrication, le transport et la mise en œuvre du béton pour la dalle de roulement	M3	250	36 000	9 000 000
Fourniture, le transport et la mise en place des aciers FeE40 à haute adhérence de tous diamètres pour le béton de la dalle de roulement	T	17	150 000	2 550 000
Fourniture, le transport et la mise en place du polystyrène. (ép=20mm) pour les joints entre plots de la pour la dalle de roulement et mur de garde.	M2	30	500	15 000
JETEE SECONDAIRE				
Excavation pour l'enracinement de la jetée				
Fourniture, le transport et la mise en place du tout-venant (0-500kg)	M3	400	3 900	1 560 000
Fourniture, le transport et la mise en place des enrochements (1 – 3 t).	T	39 000	2 000	78 000 000
Fourniture, le transport et la mise en place des enrochements (3–6 t).	T	15 510	2 500	38 775 000
Préfabrication du béton , transport et mise en place des blocs cubiques rainurés de 10 T	T	14 500	2 500	36 250 000
	M3	3 870	20 000	77 400 000
Fabrication, le transport et la mise en œuvre du béton pour la dalle de roulement et mur de garde	M3	2 400	30 000	72 000 000
Fourniture, le transport et la mise en place des aciers FeE40 à haute adhérence de tous diamètres pour le béton de la dalle de roulement et mur de garde	T	100	150 000	15 000 000
Fourniture, le transport et la mise en place du polystyrène. (ép=20mm) pour les joints entre plots de la pour la dalle de roulement et mur de garde.	M2	150	500	75 000
A-REMBLAI ET PROTECTION DES TERRE-PLEINS				
Fourniture, transport et mise en place de tout-venant de carrière (0-500Kg) y compris toutes sujétions de bonne mise en place.	T	248 400	2 000	496 800 000
Fourniture, le transport et la mise en place d'enrochements (50-200kg) pour la protection des terre-pleins cotés terre y compris toutes sujétions de bonne mise en place	T	6 450	2 500	16 125 000
OUVRAGES D'ACCOSTAGES				
A-QAUI				
Excavation des souilles pour la réalisation des quais y compris toutes sujétions de réutilisation ou de dépôt	M3	3 100	3 900	12 090 000
Fourniture, transport et mise en place tout-venant de carrière (0-500 kg) pour le soubassement des blocs de quais.	T	19 850	2 000	39 700 000
Fourniture, transport et mise en place des enrochements (1-15kg) pour l'assise des blocs de quais.	T	5 780	2 500	14 450 000
Fourniture, le transport et la mise en place du ballast (20 – 40 mm) et tous sujétions de bonne	T	1 850	2 800	5 180 000

exécution.					
Fourmiture, le transport et la mise en place d'encrochements (50 – 200 kg) pour la protection du pied de quai	T	4 700	2 500		11 750 000
Préfabrication des blocs de quai en béton , y compris la mise en place et toutes sujétions de bonne exécution	M3	5 000	20 000		100 000 000
Fourmiture, le transport et la mise en place d'encrochements de carrière (1 -15 kg) dans les évidements des blocs	T	4 500	2 500		11 250 000
Préfabrication des caissons de coin des quais en béton , y compris la mise en place et toutes sujétions de bonne exécution	M3	120	30 000		3 600 000
Fourmiture et la mise en place et façonnage d'acier de haute adhérence FeE40 de tout diamètre pour le béton des caissons de coins.	T	12	15 000		180 000
Fourmiture, le transport et la mise en place d'encrochements de carrière (1 -15 kg) à l'intérieur des caissons.	T	70	25 000		1 750 000
Fourmiture, transport et mise en œuvre du béton immergé à l'intérieur des caissons et aux coins des quais rentrants y compris toute sujétion de bonne exécution.	M3	212	38 000		8 056 000
Fourmiture, le transport, façonnage et la mise en place d'acier de haute adhérence FeE40 de tout diamètre pour le béton immergé pour les caissons,	T	12	150 000		1 800 000
Fourmiture et la mise en œuvre du béton pour la poutre de couronnement des quais y compris toutes sujétions de coffrage et de bonne exécution.	M3	1 500	36 000		54 000 000
Fourmiture, le transport, façonnage et la mise en place d'acier de haute adhérence FeE40 de tout diamètre pour le béton de la poutre de couronnement	T	180	150 000		27 000 000
Fourmiture, transport et mise en place de polystyrène ép 20 mm dans les joints de la poutre de couronnement	M2	120	500		60 000
Fourmiture et la mise en œuvre du béton pour béton coulée sur place y compris toutes sujétions de coffrage et de bonne exécution	M3	170	7 000		1 190 000
B – APPONTEMENTS					
Excavation des souilles pour la réalisation les appontements y compris toutes sujétions de réutilisation ou de dépôt	M3	2 700	3 900		10 530 000
Fourmiture, transport et mise en place des encrochements (1-15kg) pour l'assise des piles.	T	2 050	2 500		5 125 000
Fourmiture, le transport et la mise en place de ballast (20-40 mm) pour les piles et toutes sujétions de bonne exécution.	T	860	2 800		2 408 000
Réglage ballast (20 – 40 mm) et tous sujétions de bonne exécution	M2	2 000	2 800		5 600 000
Fourmiture, le transport et la mise en place d'encrochements de protection (50-200 Kg) pour la protection des piles	T	2 000	2 500		5 000 000

ANNEXE E**DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF DU PROJET**

Fabrication et mise en œuvre du béton pour les piles-chevêtres-semelles des appontements y compris pose et toutes sujétions de réglage et de mise en place	M3	625	36 000	22 500 000
Fourniture, façonnage et la mise en place d'acier de haute adhérence FeE40 de tout diamètre pour le béton des	T	50	150 000	7 500 000
Total en HT			4 099 206 500.00	
TVA			778 849 235.00	
Total en TTC			4 878 055 735.00	
Revêtement des Terre-Pleins (4%)			195 122 229.40	
Installation de Charnier et imprévus (15%)			760 976 694.66	
Montant Total du Projet			5 834 154 659.06	

Le montant du présent projet s'élève en toute taxe comprise à : Cinq Milliard Huit Cent Trente-Quatre Million Cent Cinquante-Quatre Mille Six Cent Cinquante-Neuf Dinars Algériens en TTC.

A thick dark blue vertical bar is positioned on the left side of the page. A blue arrow points from the right side of this bar towards the text.

**ANNEXE F : RESULTATS
DE CALCUL PAR LOGICIEL
TALREN**

Several thin, light blue wavy lines originate from the bottom of the vertical bar and curve upwards and to the right, creating a decorative graphic element.
