

An aerial photograph of a port facility. In the foreground, a large rectangular area is filled with thousands of colorful shipping containers stacked in neat rows. To the left of this yard, several large cargo ships are docked at a pier. A long, straight breakwater extends from the top of the image into the dark blue sea. The water is a deep teal color. The sky is not visible, as the image is cropped at the top.

GUIDE TECHNIQUE

POUR LA RÉALISATION DES ÉTUDES PORTUAIRES

TABLE DES MATIÈRES

I/ PRESENTATION ET CONTEXTE DU GUIDE	5
II/ ETUDES PRELIMINAIRES	5
1- ETUDE DE BESOINS	5
2- ETUDE DE FAISABILITÉ	5
2.1- Analyse des trafics portuaires prévisionnels	6
2.2- Etude de faisabilité technique	7
2.3- Etude de faisabilité économique et sociale	7
3- ETUDES DES DONNÉES NATURELLES	7
3.1- Etude foncière	7
3.2- Levés topographique et bathymétrique	8
3.3- Houles	8
3.4- Marée et vents	9
3.5- les courants	9
3.6- Collecte des données géologiques et géotechniques de bases et leur synthèse	10
3.7- Les aléas sismiques	11
III/ ETUDE DU PLAN DE MASSE	12
1. CHOIX DU PLAN DE MASSE DU PORT	12
1.1. Etude des navires de projet	12
1.2. Dimensionnement des postes et des terminaux	12
1.3. Conception du plan de masse	13
1.4. Elaboration des variantes du plan de masse	23
1.5. Choix de la variante du plan de masse	23
2. ETUDE D'AGITATION PAR MODÈLE MATHÉMATIQUE	24
3. ETUDE COURANTOLOGIQUE	24
4. ETUDE SÉDIMENTOLOGIQUE SUR MODÈLE MATHÉMATIQUE	25
5. ETUDE DE MANŒUVRABILITÉ SUR MODÈLE MATHÉMATIQUE	25
VI/ ETUDE DE L'AVANT PROJET SOMMAIRE	26
1. PRÉ-DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES	26
1.1 Digue de protection	26
1.1.1. Choix du bloc de la carapace et des sous-couches	26
1.1.2. Calcul du poids des blocs de la carapace	26
1.1.3. Calcul de la côte d'arase de la carapace	27
1.1.4. Calcul des poids des sous-couches	27
1.1.5. Epaisseur de la carapace et des sous-couches	28
1.1.6. Largeur de la berme	28

1.1.7. Largeur de la dalle de circulation	29
1.1.8. Stabilité du mur de garde	29
1.1.9. Stabilité de la digue au grand glissement	33
1.1.10. Modèles physiques	33
1.2. Quai en blocs de béton préfabriqués	35
1.2.1. Généralités	35
1.2.2. Conception des quais en blocs préfabriqués	35
1.2.3. Vérification de la stabilité externe des quais en blocs préfabriqués	36
1.2.3.1. Définition des actions sur le quai	36
1.2.3.2. Calcul des actions et sollicitations	37
1.2.3.2.1. Poids propre : PG	37
1.2.3.2.2. Poussée et Butée : PT et BT	37
1.2.3.2.3. Action de la surcharge : Qs	39
1.2.3.2.4. Effort d'amarrage : Qa	39
1.2.3.2.5. Action de l'eau : Pst,h et Pst,v	40
1.2.3.2.6. Actions sismiques	40
1.2.3.3. Combinaisons des cas de charges	42
1.2.3.3.1. Combinaisons d'actions et sollicitations de calcul vis-à-vis des ELU	42
1.2.3.3.2. Combinaisons d'actions et sollicitations de calcul vis-à-vis des ELS	43
1.2.3.4. Justification des quais : Stabilité externe	43
1.2.3.4.1. Vérification de la stabilité au glissement	44
1.2.3.4.2. Vérification de la stabilité au renversement	44
1.2.3.4.3. Vérification de la stabilité du sol de fondation : poinçonnement	44
1.2.3.4.4. Décompression du sol de fondation	47
2. ETUDE D'IMPACT SUR L'ENVIRONNEMENT	48
3. ESTIMATION SOMMAIRE DU COÛT DU PROJET	49
4. ELABORATION DES TERMES DE RÉFÉRENCE DES RECONNAISSANCES GÉOTECHNIQUES COMPLÉMENTAIRES	49
5. ETUDE DE TENUE À POSTE	49
V/ ETUDE DE L'AVANT PROJET DÉTAILLÉ	51
VI/ETABLISSEMENT DU DCE	51
ANNEXE 1 : Etudes préliminaires	57
ANNEXE 2 : Plan de masse	67
ANNEXE 3 : APS : coefficient minorateur $i\delta\beta$	73
ANNEXE 4 : APS : Estimation sommaire du coût	79
BIBLIOGRAPHIE	

INDEX

AFPS	: Association Française de Génie Parasismique
AIPCN	: Association mondiale pour des infrastructures de transport maritimes et fluviales
APD	: Avant-Projet Détaillé
BCR	: Blocs Cubiques Rainurés
BET	: Bureau des Études
CPS	: Cahier des Prescriptions Spéciales
DCE	: Dossier de Consultation des Entreprises
DPDPM	: Direction des Ports et Domaine Public Maritime
ELU	: Etats Limites Ultimes
ELS	: Etats limites service
EVP	: Equivalent Vingt Pieds
GNL	: Gaz Naturel Liquéfié
P.M.V.E.E	: Plus haute Mer de Vives Eaux Exceptionnelles
PV	: Procès-Verbal
TPL	: Tonnes de Port en Lourd

LISTE DES FIGURES

FIGURE IV.1	: Paramètres géométriques du mur de couronnement	30
FIGURE IV.2	: Sections des murs de couronnement des essais de Jensen (1984), Bradbury et al. (1988). : Guide d'enrochement	31
FIGURE IV.3	: Les efforts s'exerçant sur le mur de garde	32
FIGURE IV.4	: Essais cuve à houles avec mesure de houles et de franchissement	34
FIGURE IV.5	: Essais canal à houles	35
FIGURE IV.6	: Schéma d'un quai en blocs préfabriqués	36
FIGURE IV.7	: Poids propre PG	37
FIGURE IV.8	: Poussée des terres sur un écran	38
FIGURE IV.9	: Point d'application de la poussée du remblai	38
FIGURE IV.10	: Action d'une surcharge semi infinie sur le quai	39
FIGURE IV.11	: Effort d'amarrage sur le quai	39
FIGURE IV.12	: Pression hydrostatique sur le quai	40

LISTE DES TABLEAUX

TABLEAU IV.1	: Coefficient de stabilité par type de bloc	26
TABLEAU IV.2	: Coefficient d'épaisseur de la couche ;	28
TABLEAU IV.3	: Coefficients empiriques a et b : Guide d'enrochement	30
TABLEAU IV.4	: Valeurs recommandées pour l'inclinaison δ	38
TABLEAU IV.5	: σ_h et σ_v en fonction du site de l'ouvrage : AFPS90	40
TABLEAU IV.6	: Les valeurs du coefficient de portance K_p	47

I/ PRÉSENTATION ET CONTEXTE DU GUIDE

Le présent guide a pour objectif de définir les études nécessaires pour un projet portuaire et présenter et expliquer les outils de vérification techniques de ces dernières.

Il est articulé en cinq chapitres :

- Etudes préliminaires
- Etude du plan de masse
- Etude de l'avant projet sommaire
- Etude de l'avant projet détaillé
- Etablissement des Dossiers de Consultation des Entreprises

II/ ETUDES PRELIMINAIRES

1. ETUDE DE BESOINS

Les besoins à grande échelle sont issus de la Stratégie Portuaire Nationale, et le consultant, dans cette partie, doit confirmer ces besoins en tenant des réunions, sanctionnées par des procès verbaux (PV) et des correspondances, avec les différents organismes concernés par le nouveau port.

2. ETUDE DE FAISABILITÉ

L'objectif de cette étude est de se prononcer sur la rentabilité du projet tant au niveau social qu'au niveau économique et technique.

Cette étude de faisabilité s'articule en trois axes principaux, à savoir :

- L'analyse des trafics portuaires prévisionnels.
- L'étude de faisabilité technique.
- L'étude de faisabilité économique et sociale.

2.1. ANALYSE DES TRAFICS PORTUAIRES PRÉVISIONNELS

2.1.1. CONTEXTE SOCIO-ÉCONOMIQUE ET STRATÉGIQUE

2.1.1.1. CONTEXTE SOCIO-ÉCONOMIQUE

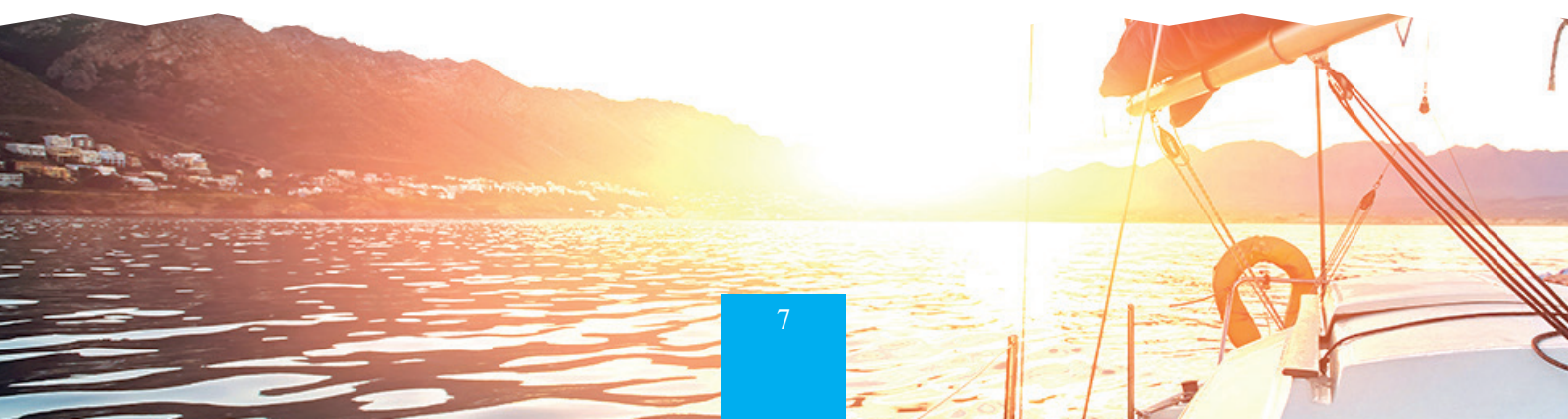
Dans cette partie de l'étude, l'objectif recherché est l'analyse de la situation socio-économique de l'arrière-pays généré par le port ; et ce à travers les points suivants :

Rappel et analyse des caractéristiques et des chiffres clés de la région, notamment :

- Le contexte démographique et politique,
- Les secteurs porteurs de l'économie régionale (agriculture, industrie, pêche, tourisme, ...)
- Les infrastructures économiques existantes (ports, aéroports, routes, infrastructures commerciales et infrastructures d'accueil des investisseurs, zone franche et industrielle, agropoles...),
- Evaluation de la place des transports maritimes et du secteur portuaire dans l'économie de la région, eu égard à l'environnement économique régional, national et international et l'analyse détaillée du transport intermodal régional et de la logistique.

2.1.1.2. CONTEXTE STRATÉGIQUE

Le but de cette partie est l'identification des besoins : analyse de la demande ; en d'autres termes, l'identification des principaux usagers du port et leurs stratégies pour le moyen et long terme.



Le consultant analysera les principaux indicateurs économiques concernant le port, afin de cerner au mieux les évolutions futures de toutes natures, susceptibles d'avoir des conséquences sur ce port, relevant :

- des grandes orientations stratégiques nationales ;
- des facteurs d'évolution économiques : indicateurs fondamentaux de l'économie marocaine, en tenant compte de la particularité de la région abritant le port ;
- des facteurs d'évolution démographiques : population et répartition régionale, flux migratoires, etc.

2.1.2. ANALYSE DES TRAFICS PORTUAIRES PRÉVISIONNELS

Cette partie est consacrée à l'analyse de la demande en services portuaires, pour les principales activités du port. Le consultant doit réaliser une analyse critique des résultats de l'étude du Plan Directeur Portuaire National et recalculer les trafics prévisionnels en se basant sur sa propre analyse. Il analysera aussi l'origine et la destination des trafics de ce nouveau port ; cette analyse sera basée sur les points suivants :

- L'identification des flux issus d'un hinterland large, englobant la région abritant le port et les autres régions ayant des échanges commerciaux importants avec les régions du port.
- L'analyse de chaque catégorie de trafic maritime, qui sera basée sur l'établissement des projections globales des dits trafics à court, à moyen et à long terme.
- La définition pour chaque catégorie de trafic, les caractéristiques des navires qui seront utilisés : taille, tirant d'eau, port en lourd, ...

Le consultant doit ensuite procéder à l'identification des trafics d'opportunité possible générés par le port.



2.2. ETUDE DE FAISABILITÉ TECHNIQUE

Cette partie consiste en la comparaison technique entre au moins 2 sites susceptibles d'abriter le port. Pour chaque site, le consultant doit établir une fiche technique donnant, les caractéristiques suivantes :

- Géotechnique, géologique et sédimentologique.
- Océanographique : houle marée, vent courant ...etc.
- Bathymétriques et morphologiques (le consultant doit acquérir les plans bathymétriques et/ ou les cartes marines les plus récents).
- Les accès terrestres.
- Les cartes de localisation marines et terrestres à une échelle appropriée.
- L'activité de la population proche du site.

Les données ci-dessus seront établies sur la base des documents collectés (et/ou réalisés) par le consultant auprès des différents organismes.

Il doit aussi établir pour chaque site étudié :

- Une esquisse du port à une échelle appropriée.
- Une estimation sommaire du coût d'investissement.

Enfin le consultant doit établir un classement des sites étudiés, en procédant à une analyse comparative : technique, économique et contraintes de l'hinterland ; et ce pour dégager le site le plus avantageux pour abriter le port.

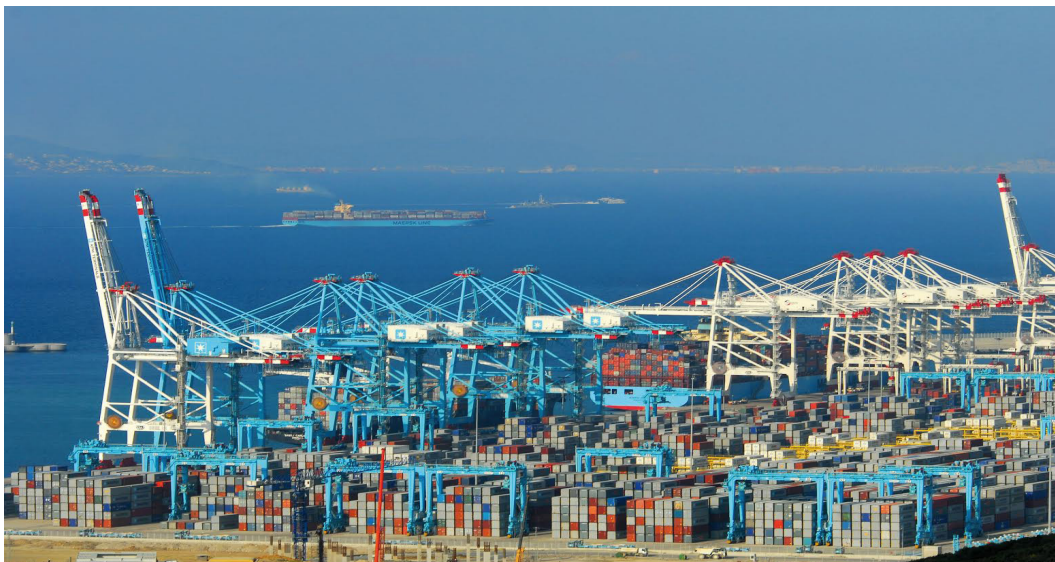
2.3. ETUDE DE FAISABILITÉ ÉCONOMIQUE ET SOCIALE

L'étude de faisabilité économique et sociale sera faite à travers l'évaluation et l'analyse des paramètres de sa rentabilité à savoir :

- postes d'emploi créés ;
- taux de rentabilité interne ;
- valeur nette actualisée ;
- taux de rentabilité immédiat ;
- etc.

Le consultant doit, dans cet objectif, traiter les points suivants :

- Inventaire des objectifs du projet et son impact économique et social.
- Présentation des prévisions de recette du projet et calcul des charges d'exploitation.
- Calcul des indicateurs de rentabilité sociale, économique et financière, afin de caractériser l'intérêt social et économique.



Port de Tanger Med - Terminaux à conteneur

3. ETUDES DES DONNÉES NATURELLES

3.1. ETUDE FONCIÈRE

Une étude foncière du terrain aux alentours du site du port sera établie, afin de préciser l'emplacement des différentes activités portuaires prévues dans le futur port.

Le consultant doit fournir les plans parcellaires et les tableaux définissant la nature administrative des terrains. (voir annexes 1.1)



Plage de Imsouane - Agadir

3.2. LEVÉS TOPOGRAPHIQUE ET BATHYMÉTRIQUE

BATHYMÉTRIE : (voir annexe 1.3)

Il sera établi un levé bathymétrique qui doit couvrir une zone suffisante pour l'étude.

Et selon les besoins de l'étude, il sera levé:

- 1 profil tous les 50 m dans les emprises du port;
- 1 profil tous les 100 m à l'extérieur de ces emprises.

TOPOGRAPHIE :

Il sera établi un levé topographique qui doit couvrir une zone suffisante pour l'étude. (voir annexe 1.2)

SONDAGES À LA LANCE : (voir annexe 1.9)

Il sera réalisé des sondages à la lance, accompagnés de prélèvement d'échantillons de sédiments à réaliser dans les emprises des ouvrages et sur les fonds et littoral avoisinants.

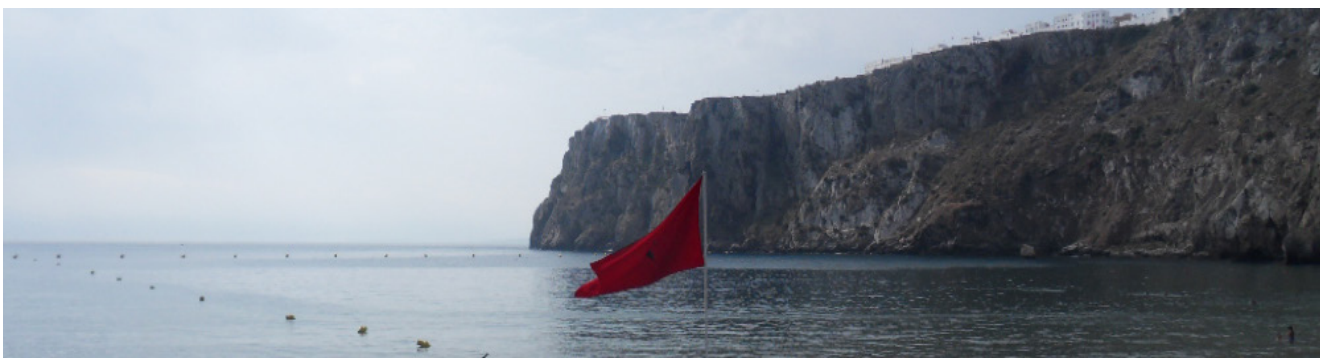
Ces prélèvements de sédiments feront l'objet de la détermination de la fraction fine (partie inférieure à 0,08 mm) et d'une analyse granulométrique sur l'autre fraction.

Des prélèvements d'échantillons de sable seront réalisés aussi sur la partie terrestre, se situant parallèlement à la zone concernée par le levé topobathymétrique.

Les résultats de ces mesures (épaisseur des sédiments meubles ou niveau de refus pour les sondages, teneur en vase, diamètres caractéristiques) seront reportés sur le levé topobathymétrique du site.

3.3. HOULES (voir annexe 1.4)

Le but de l'étude de houle est, d'une part de préciser le régime des houles au droit du site, pour être utilisé lors de l'étude d'agitation et lors de l'expertise sédimentologique, et d'autre part, de préciser les caractéristiques des houles extrêmes pour définir la houle de projet. L'étude de houle doit traiter les trois éléments suivants :



3.3.1. HOULES AU LARGE

Il sera établi une série temporelle des états de mer au large sur une durée d'au moins 15 ans (suivant le CPS), par reconstitution à partir des champs de vents et calage ; ces états de mers seront validés par comparaison aux mesures satellitaires et/ou mesures de bouées disponibles.

3.3.2. TRANSPOSITION DU RÉGIME DES HOULES DU LARGE À LA CÔTE

Cette série temporelle sera transférée au droit du port, par la mise en œuvre d'un modèle de propagation des houles qui prendra en compte le caractère multidirectionnel des houles. Il sera effectué autant de calculs que nécessaire, pour pouvoir transférer la série et obtenir le régime des houles au large immédiat du port.

3.3.3. ETUDE DE LA HOULE DE PROJET

A partir du régime des houles au droit du site, il sera effectué une analyse des valeurs extrêmes par une méthode reconnue, que le consultant détaillera dans son offre technique.

Le but de cette partie est de déterminer les caractéristiques des houles (hauteur, période, direction de provenance) de période de retour 1, 5, 10, 20, 50, 100 ans
Le consultant définira, à partir de ces résultats, les houles de projet.

3.4. MARÉE ET VENTS (voir annexe1.5)

Pour les vents, le but étant de déterminer le régime des vents, à partir des données recueillies.

Pour les marées, le but étant de recueillir les mesures de marée enregistrées au niveau du marégraphe installé à proximité du port, et de déterminer, à partir de ces données, le zéro hydrographique du site de projet.

Un marégraphe peut être installé sur le site et ce pendant au moins 1 mois.

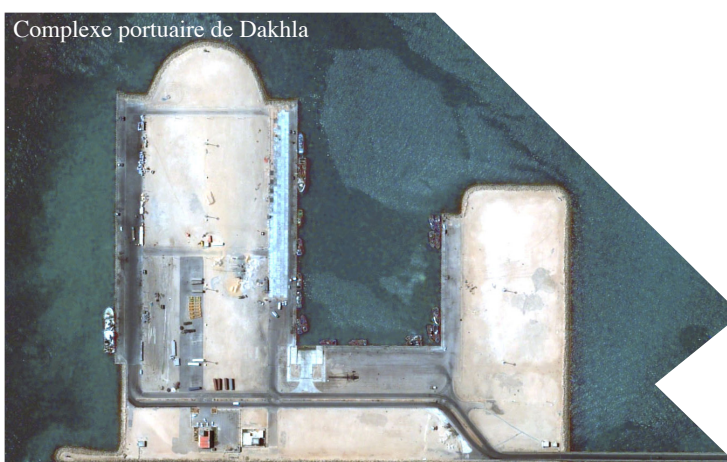
Les marées Hautes et Basses exceptionnelles, sont calculées en tenant compte des surcotes et décotes dues aux phénomènes de surpression et dépression.

3.5. LES COURANTS (voir annexe1.6)

Cette étape d'étude sera menée selon les étapes suivantes :

- Recueil les données existantes relatives aux courants dans la zone du projet.
- Pour une période d'un mois (selon le CPS) ; ce courantmètre doit être implanté dans un lieu présentant une profondeur d'eau d'au moins celle prescrite dans le CPS, et les mesures doivent être faites à la surface de l'eau et au fond et ce sur la même ligne verticale.

Le but étant de rassembler les données existantes suffisantes pour caler et valider la modélisation numérique courantologique présentée ci-après.



Complexe portuaire de Dakhla



Ce modèle sera calé et validé par les données recueillies et réalisées ci-dessus.

A noter que ce modèle de détail servira à établir les courants de projet, en présence des variantes projetées.

3.6. COLLECTE DES DONNÉES GÉOLOGIQUES ET GÉOTECHNIQUES DE BASES ET LEUR SYNTHÈSE

3.6.1. COLLECTE DES DONNÉES

Les données géologiques et géotechniques de bases nécessaires à l'étude, seront collectées, auprès des différents organismes et administrations : études géotechniques, géophysiques, sondages carottés, et essais géotechniques réalisés dans le site.

Les données de base concerneront notamment :

- Les coupes de sondages carottés disponibles dans le secteur.
- Les résultats des anciennes reconnaissances géophysiques.
- Les cartes topographiques et géologiques disponibles à des échelles convenables.
- Les résultats des études géotechniques disponibles,
- Etc.

3.6.2. RECONNAISSANCES GÉOPHYSIQUES MARINE

Une campagne de reconnaissances géophysiques par sismique réflexion de la même zone que le levé bathymétrique, peut être réalisée et ce afin de déterminer l'épaisseur des couches meubles ainsi que le toit du substratum.

(voir annexe 1.8)

Il sera levé (en général et selon le CPS)

- 1 profil tous les 50 m dans les emprises du port ;
- 1 profil tous les 100 m à l'extérieur de ces emprises.

Les résultats de la sismique réflexion seront calés par les sondages à la lance, déjà réalisés dans le paragraphe 3.2

Les documents à livrer pour la sismique réflexion sont :

- La carte précisant les épaisseurs des couches meubles.
- La carte des profondeurs du toit du substratum rocheux.

3.6.3. RECONNAISSANCES GÉOPHYSIQUES TERRESTRES (voir annexe 1.7)

Le consultant doit procéder à une campagne de reconnaissances géophysiques (par la technologie précisée par le CPS) sur une zone précisée par le CPS afin de :

- Délimiter les variations stratigraphiques;
- Identifier les failles et zones de cisaillement dans le rocher;
- Identifier la présence de cavités ou de formations karstiques, s'il y en a;
- Identifier les risques d'effondrement, s'il y en a.

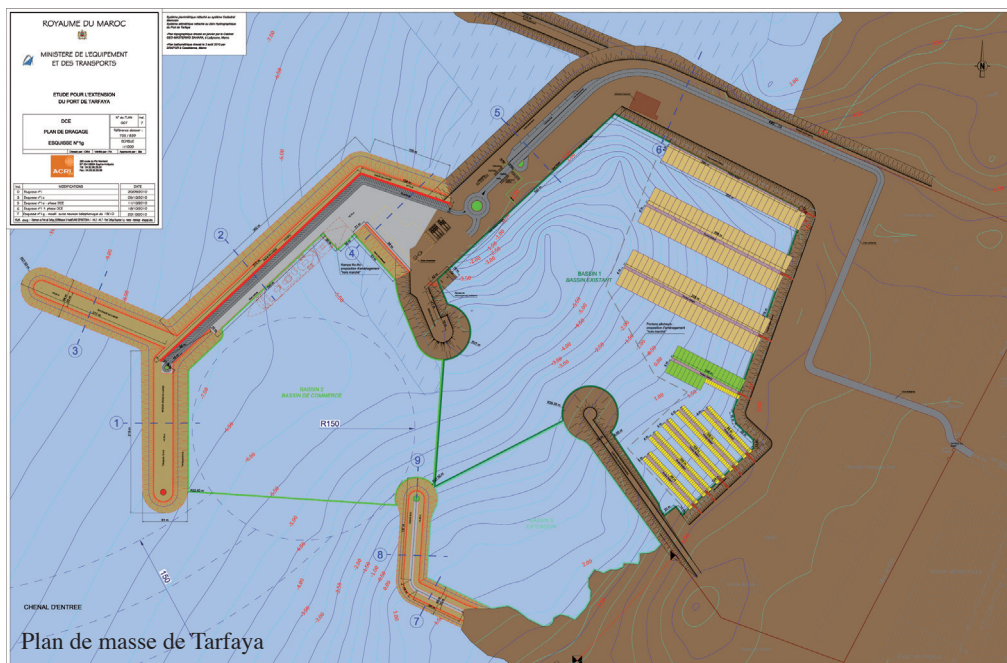


Au cas où le site du port présente un risque d'érosion ou d'effondrement, le consultant doit prévoir les mesures nécessaires pour résoudre ce problème.

3.7. LES ALÉAS SISMQUES

L'objectif de cette partie de l'étude étant de déterminer les accélérations nominales probables du séisme de calcul avec leurs périodes de retour ; cette étude est menée selon trois phases principales :

- Identification des sources potentielles des tremblements de Terre.
- Caractérisation de l'activité de ces sources dans le temps et l'espace : en termes d'occurrence, de magnitude, d'intensité macrosismique maximale, de profondeur, etc.
- Evaluer des effets à distance (au niveau du site où l'on veut connaître l'aléa) qui sont susceptibles d'engendrer ces sources en terme de mouvement vibratoire du sol.



III/ ETUDE DU PLAN DE MASSE

L'étude du plan de masse du port s'articule autour de cinq sous missions :

- Choix du plan de masse du port.
- Etude d'agitation par modèle mathématique.
- Etude courantologique.
- Etude sédimentologique sur modèle mathématique.
- Etude de navigabilité par modèle mathématique.

1. CHOIX DU PLAN DE MASSE DU PORT

1.1. ETUDE DES NAVIRES DE PROJET

Le consultant procède à une analyse de la flotte mondiale. Cette première analyse a pour objet de fournir les éléments nécessaires pour la validation du choix de la capacité des navires de projet.

Sur la base des données statistiques de navire, en fonction de leur capacité et tirant d'eau recensés des bases de données mondiales (exp :Lloyd's), le consultant recommande un navire de projet offrant une large base de flotte et présentant un intérêt technico-économique et évolutif du projet.

Une fois la capacité de navire (TPL) précisée, les bases de données mondiales (exp :Lloyd's) présentent pour chaque type de navire les statistiques concernant leurs dimensions par rapport aux nombres des navires disponibles.

1.2. DIMENSIONNEMENT DES POSTES ET DES TERMINAUX

1.2.1. TYPOLOGIE DES TERMINAUX

TERMINAUX CONTENEURS :

- Postes en ligne le long d'un quai rectiligne.
- Grandes surfaces disponibles à l'arrière du quai pour les besoins de stockage des conteneurs.
- Voies d'accès terrestres faciles (par route et chemin de fer) pour le transport des conteneurs.

EVP : équivalent vingt pied : est l'unité approximative de mesure de conteneur qui regroupe à la fois les conteneurs, de 20 pieds et de 40 pieds. On l'utilise pour simplifier le calcul du volume de conteneurs dans un terminal ou dans un navire. Un conteneur de 20 pieds vaut 1 EVP et un conteneur de 40 pieds en vaut 2.

TERMINAUX VRAC SOLIDES

- Quai rectiligne, ou front d'accostage en pieux (en fonction du type d'outillage de chargement/déchargement).
- Surfaces de stockage importantes (ou silos, pour les céréales), soit dans la zone du port ou à l'arrière du quai.
- Le transport est assuré par des « convoyeurs »
- Prise en compte des aspects environnementaux (vents dominants) pour les stockages à ciel ouvert.

TERMINAUX ROULIERS

- Passerelle à l'arrière (avec charnières mobiles pour les ports à grande excursion de marée).
- Quais continus ou ducs d'Albe en pieux sur les côtés, pour fixer les amarres.
- Surfaces disponibles à l'arrière du quai, avec liaisons efficaces avec les voies terrestres.

TERMINAUX VRAC LIQUIDES ET GNL

- Bras de chargement sur une plateforme centrale (usuellement sur pieux), avec positionnement délicat des manifolds.
- Ducs d'Albe d'accostage et d'amarrage (usuellement sur pieux : poste « perméable »).

TERMINAUX MARCHANDISES DIVERSES

- Le linéaire de quai est normalement le facteur contraignant (plus que les surfaces).
- Ceci amène souvent à une configuration du linéaire des quais « à darses ».
- Entrepôts fermés, pas très éloignés du bord du quai.

TERMINAUX CROISIÈRE

- Poste dans un cadre agréable, bien connecté avec la ville.
- Passerelles piétons mobiles en vertical et en horizontal.
- Gare maritime croisière avec loisirs et services.

1.2.2. CONCEPTION DES POSTES ET DES TERMINAUX

Les besoins exprimés auparavant, vont être convertis en nombre et dimensions d'infrastructures portuaires. En effet, l'analyse des trafics et des navires affectés pour les différentes activités, permettra de déterminer la capacité du port et les besoins en infrastructures.

1.3. CONCEPTION DU PLAN DE MASSE

1.3.1. CONDITIONS PHYSIQUES

L'implantation d'un port dépend des données topographiques du rivage, des données bathymétriques, des données géotechniques des fonds marins qui interviennent d'un point de vue facilité de dragage, des chenaux d'accès et des fondations des quais.

1.3.2. CONDITIONS NAUTIQUES

Il faut tenir compte de l'action du vent qui peut gêner la giration des navires, ainsi que l'action de la houle qui introduit à l'intérieur des ports une agitation résiduelle, dangereuse pour l'amarrage des navires.

1.3.3. CONDITIONS ÉCONOMIQUES

Les besoins économiques justifient la création d'un port : il faut tenir compte des dimensions des navires, leurs tirants d'eau et leur nombre.

1.3.4. CONDITIONS RELATIVES AU MAINTIEN DES PROFONDEURS

Il faut tenir compte des conséquences des transports littoraux. En effet, le profil des plages formées de matériaux meubles est conditionné par les caractéristiques de la houle et des courants côtiers.

Une houle attaquant obliquement la côte, provoque un transport solide parallèle au rivage, dans le sens de propagation de la houle, qui peut être interrompue par la présence des ouvrages ; ainsi les dépôts solides peuvent se former de part et d'autre, donnant des sillons le long des digues.



Port de Tanger Med

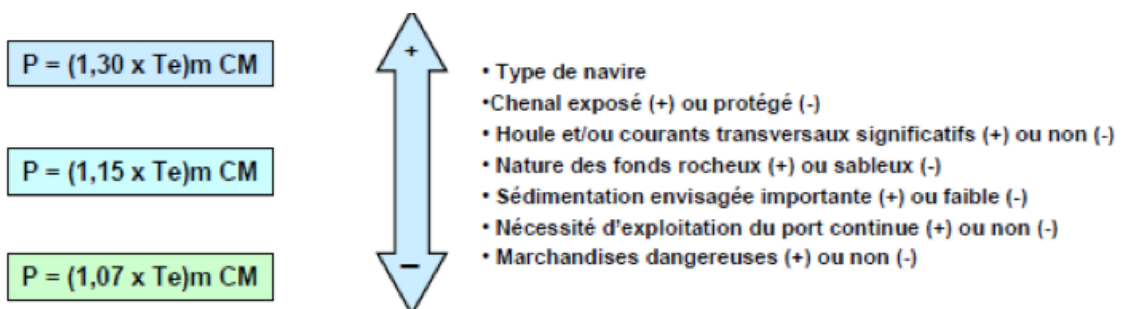
1.3.5.CONDITIONS RELATIVES AU DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS DU PORT

1.3.5.1.ACCÈS AU PORT

Une fois établi le « concept », le design du plan de masse du port entre dans le détail, par la conception des voies navigables :

A-PROFONDEUR DU CHENAL D'ACCÈS

Pour des houles de $H_s \leq 1\text{m}$, la profondeur varie (selon l'état des paramètres de droite) entre :



Pour des houles de $H_s > 1\text{m}$, la profondeur doit être de manière préliminaire $> 1,3 Te$.

CM : Côte marine représentant le zéro hydraulique.

B-LARGEUR DU CHENAL D'ACCÈS

Les règles de pouces :

- $W = 4 \times B$ (1 voie et conditions faciles)
- $W = 5 \times B$ (1 voie et conditions difficiles)
- $W = 6 \times B$ (1 voie et conditions très difficiles)
- $W = 8 \times B$ (2 voies)
- **B : Largeur du navire de projet**

N.B : La Division du Développement des Voies Navigables de la Garde Côtière Canadienne (1999) décompose la largeur du chenal en plusieurs éléments:

LARGEUR TOTALE = COULOIR DE MANŒUVRE + INTERACTIONS HYDRODYNAMIQUES + EFFETS DU VENT ET DES COURANTS + EFFET DE BERGE + AIDES À LA NAVIGATION.



COULOIR DE MANŒVRABILITÉ :

Le couloir de manœuvre (LCM) est la largeur requise pour tenir compte du balancement et du lacet du navire:

Manœuvrabilité du navire	Largeur du couloir pour un navire
Excellente	1,3
bonne	1,5
médiocre	1,8

Tableau 1: Valeurs des largeurs du couloir en fonction de la manœuvrabilité du navire

Interactions hydrodynamiques :

La largeur d'interaction hydrodynamique (LIH) tient compte des interactions entre deux navires lorsqu'ils se croisent dans le chenal. Elle est égale à B, mais ne dépasse pas 30 mètres. En cas de trafic intense (plus de navires/heure), on peut aussi ajouter une largeur de compensation de 0,4B.

Nous calculons la largeur du chenal afin de prévoir le crissement de deux porte-conteneurs. Ceci ne correspond pas à un besoin réel, puisque les conditions d'exploitation supposent que ce genre de situation restera improbable. Ceci dit, le chenal naturel déjà existant nous autorise ce calcul confortable.

EFFETS DU VENT ET DES COURANTS :

Les effets des vents et courants de travers doivent être compensés par l'addition d'une largeur supplémentaire (LVC) :

	Manœuvrabilité		
Intensité du vent	excellente	bonne	médiocre
0-15 nœuds	0	0	0
15-30 nœuds	0,3	0,4	0,5
> 30 nœuds	0,6	0,8	1

Tableau 2: Détermination des coefficients à appliquer en fonction de l'intensité du vent

	Manœuvrabilité		
Intensité du vent	excellente	bonne	médiocre
0,0-0,2 nœuds	0,0	0,0	0,0
0,2-0,5 nœuds	0,1	0,2	0,3
0,5-1,5 nœuds	0,5	0,7	1
> 1,5 nœuds	0,7	1,0	1,3

Tableau 3: Détermination des coefficients à appliquer en fonction de l'intensité des courants

EFFET DE BERGE

Si un navire navigue trop près de la berge, un effet de succion peut provoquer des embardées. La largeur pour pallier à ce désagrément (LEB) sera :

Manœuvrabilité du navire	Largeur du couloir pour l'effet de berge
Excellente	0,5
bonne	0,75
médiocre	1,0

Tableau 4: Détermination des coefficients à appliquer pour l'effet de berge

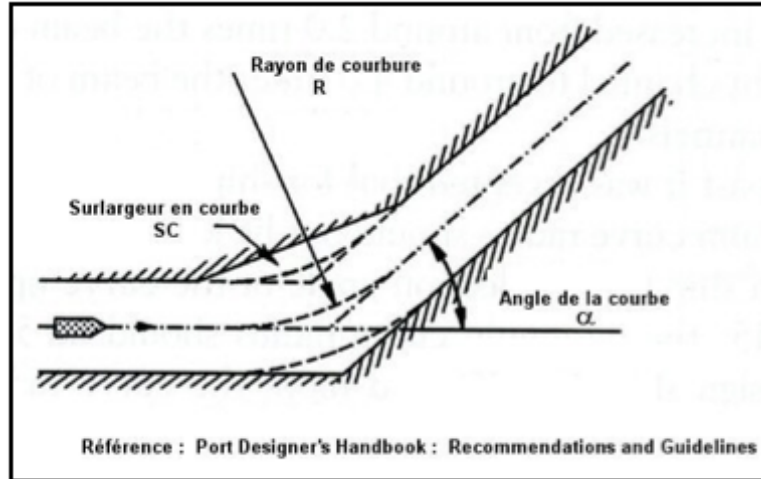
AIDES À LA NAVIGATION :

L'état des aides à la navigation impliquent également une largeur supplémentaire LAN (Jusque $0.5 * B$ pour des aides à la navigation peu développées et une visibilité réduite).

C-PLANIMÉTRIE DE LA PARTIE EXTÉRIEURE DU PORT

Le navire ne doit pas rentrer en ligne brisée et cette ligne doit être aussi peu inclinée que possible sur la direction des vents dominants.

- Rayon de courbure $> 8 \text{ à } 10 L$ (L = longueur du navire de projet)
- Sur-largeur en courbe $> L/8$
- Angle maximum de la courbe $< 30^\circ$



D-PLANIMÉTRIE DE LA PARTIE INTÉRIEURE DU PORT :

La partie du chenal d'accès placée derrière le cercle d'évitage est orientée de telle manière que les manœuvres des navires soient facilitées lorsqu'ils battent en arrière pour se poster à quai.

• CERCLE D'ÉVITAGE D :

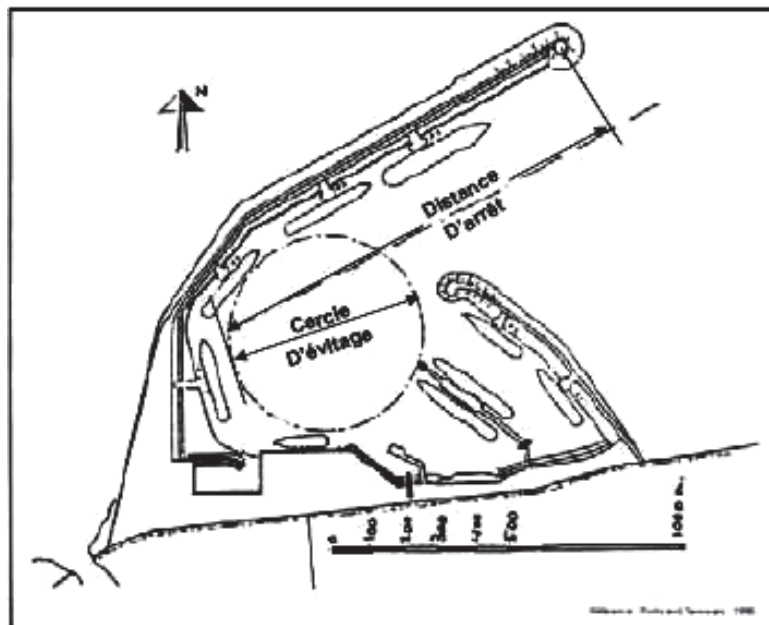
Diamètre D entre $1,5$ et $2 \times L$

En fonction des caractéristiques de manœuvrabilité des navires $1,5$ ferries, $1,8$ porte-conteneurs, 2 vraquiers. Sans remorqueur, Salaün (2001) préconise un cercle de diamètre $D = 3 \text{ à } 5 \times L$.

• DISTANCE D'ARRÊT DA :

D_a (mesurée entre le début de la protection assurée par la digue principale et la limite interne possible de la trajectoire du navire) = entre 2 et $5 \times L$.

N.B : La distance d'arrêt préconisée par Salaün (2001) représente une ligne droite de $3 \times L$.



1.3.5.2. LES BASSINS DU PORT

A-TRACÉ

Le tracé doit utiliser la topographie naturelle; La forme la plus générale est celle d'un rectangle; les endentures peuvent être exécutées formant ainsi des darses, séparées par des môles. Autrefois, on exécutait des darses perpendiculaires à la route (direction) des navires, aujourd'hui on tend à les incliner pour faciliter l'accès à la desserte.

B-DIMENSIONS

Lorsque plusieurs môles sont groupés dans un même bassin, on réserve tous les 1000 m une zone d'évitage en raccourcissant l'un des môles.

1.3.5.3. CÔTES DE DRAGAGE DU PORT

Pour être accessible par marée basse de vives eaux, les calculs de profondeur du chenal se feront par rapport au niveau des plus basses mers, c'est-à-dire le zéro CM.

La méthode de calcul employée ici tient compte des différents phénomènes pouvant influencer (présentés ci-après). Pour tenir compte de l'assiette, il faut ajouter $0.25 * L / 100 = 0.68$ m (Division des voies navigables de la Garde Côtière Canadienne) au tirant d'eau statique du navire.

La formule du squat permet également de calculer une sur-profondeur :

$$Z = 0.298 \frac{D^2}{d} \left(\frac{V}{\sqrt{gd}} \right)^{2.289} \left(\frac{D}{d} \right)^{-2.972} F_w$$

Avec : d = tirant d'eau statique du navire

D = profondeur disponible du chenal

V = vitesse du navire (qui correspond d'une manière générale à la limitation de vitesse dans les chenaux d'accès)

g = accélération de la pesanteur

$F_w = 3,1 \times (\text{largeur du chenal} / \text{largeur du navire})^{-1/2}$

Les effets de houle sont pris en compte via une tolérance d'exposition, en fonction du pilonnement du navire.

Une tolérance de dragage de 0.50m est également prise en compte.

1.3.5.4. QUAÏ

A-LONGUEUR DES QUAÏS

La longueur du quai retenue est $1,2 \times L$ longueur du navire.

Fily (2001) préconise, pour chaque poste à quai, la longueur du navire de projet rallongée de 40 m, qui correspondent à 20 m de chaque côté, notamment pour les amarres.

B-CÔTES DE DRAGAGE DES QUAÏS

Les souilles des quais seront réalisées aux côtes de $1,15 \times T_e$ tirant d'eau du navire

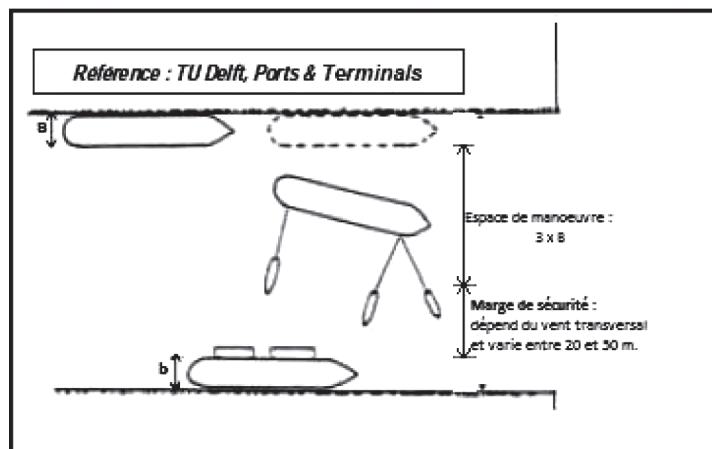
C-CÔTES D'ARASE DES QUAÏS

Les Recommandations pour le calcul aux états-limites des ouvrages en site aquatique (ROSA 2000), définit les conditions représentatives de la condition de calcul dans le cas d'une combinaison limitée à la houle et au niveau de la mer tel que :

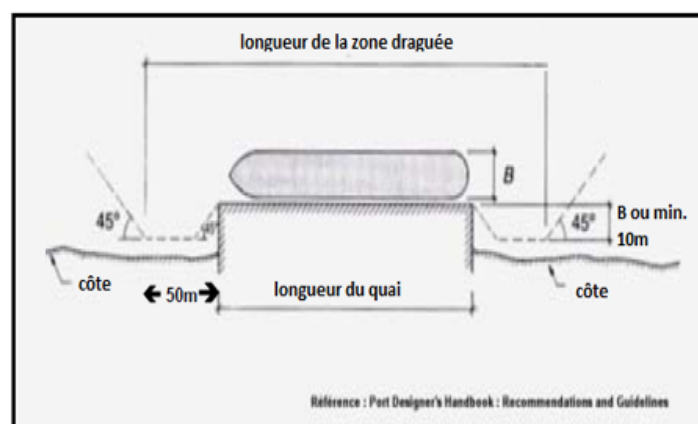
- H_s (TR=100 ans) + NM (TR=20 à 50 ans)
- H_s (TR=20 à 50 ans) + NM (TR=100 ans)

D-DISTANCES DE SÉCURITÉ

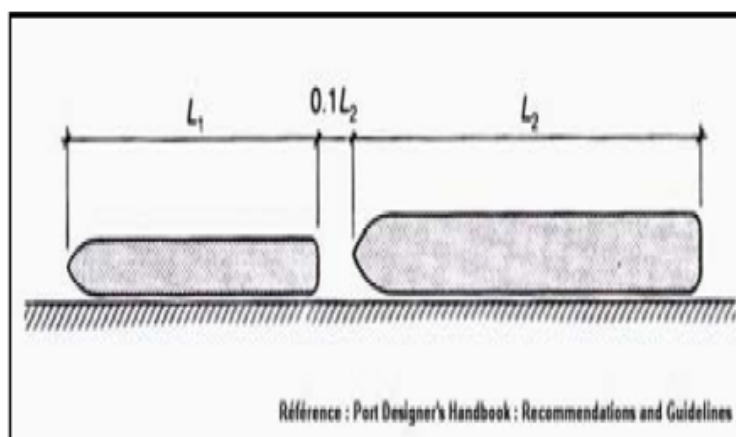
CAS DE DARSE :



CAS DE POSTE ISOLÉ :



CAS DE POSTES EN LIGNE :



CAS PARTICULIERS :

- Terminaux vrac liquide: Distances de sécurité à prévoir ($> 150\text{m}$ entre le bras et les autres installations portuaires + $>50\text{m}$ autour du navire).
- Terminaux GNL Distances de sécurité très importantes à prévoir ($> 450\text{m}$ entre le bras et les autres installations portuaires + $>200\text{m}$ au tour du navire).

Quelques valeurs usuelles entre le navire GNL et d'autres activités :

- 1000 m entre le manifold et les habitations (ou zones publiques),
- > 450 à 500 m entre le manifold et tout autre navire à poste,
- > 150 à 200 m entre le navire GNL (au poste ou en manœuvre) et les autres navires (à poste ou en manœuvre aussi).

Mais aussi des critères de sécurité qui concernent la zone de stockage à terre :

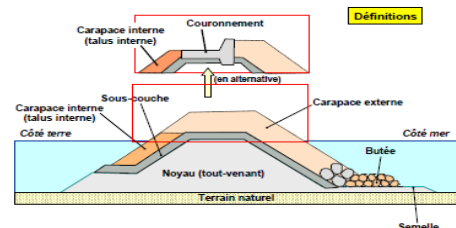
- 500 m entre le centre des réservoirs à terre et les habitations,
- 300 m entre le centre des réservoirs et les activités industrielles (y compris les activités portuaires).

1.3.5.5. OUVRAGE DE PROTECTION

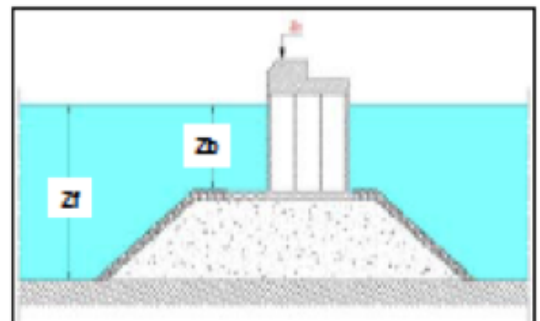
A-TYPOLOGIES DES DIGUES

Les ouvrages de protection des ports peuvent être classés en quatre grandes catégories :

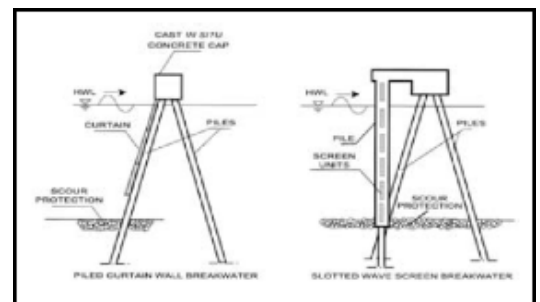
- **les digues à talus** constituées par un noyau en enrochements non classés, protégées par d'autres couches classées et par une carapace en enrochements naturels ou artificiels,



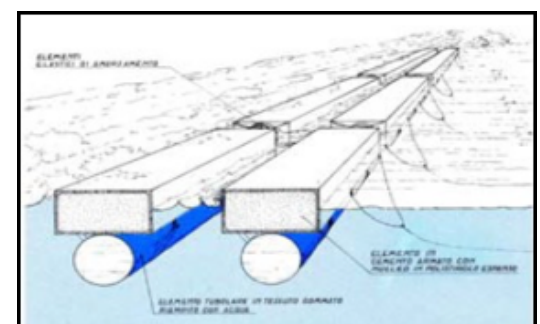
- **les digues mixtes** constituées par un soubassement en enrochement et une partie supérieure verticale. Si l'épaisseur du soubassement est supérieure à 30% de la profondeur, on parle de digue «mixte», autrement de digue «verticale». Dans cette catégorie, on peut classer comme typologie particulière les digues en caissons absorbants



- **les digues verticales** avec écran et fondations en pieux (ou caissons)



- **les digues flottantes** qui peuvent être soit des ouvrages « mineurs » de protection des ports de plaisance, soit (c'est le cas de Monaco) des ouvrages de conception novatrice, extrêmement chers



B-LES CRITÈRES DE CHOIX DE LA TYPOLOGIE SONT DE NATURE TECHNIQUE, ÉCONOMIQUE ET DE DÉFINITION DES OBJECTIFS

La sélection d'un type de digue dépendra de plusieurs facteurs dont les coûts, la constructibilité, la disponibilité des matériaux localement, ainsi que les préférences du maître d'ouvrage. Il existe toutefois des situations dans lesquelles certaines options sont préférables.

LES DIGUES À TALUS

Les digues à talus ont de meilleures propriétés de dissipation de l'énergie de la houle que les digues verticales et peuvent donc être privilégiées, si l'on souhaite réduire le phénomène de réflexion des houles, les tailles d'enrochement disponibles ne sont pas assez grandes pour une digue à talus trapézoïdale conventionnelle, on peut opter pour une digue à berme, dans la mesure où son dimensionnement peut être adapté à la production des carrières. Dans les zones à faibles marnage, on peut avoir recours à des digues immergées ou à crête abaissée.

Les digues à talus sont des ouvrages courants, faciles à réaliser et à réparer (sauf conditions particulières évidemment). En général économiques mais souvent peu esthétiques, ils offrent une sécurité importante, car leur ruine est rarement immédiate et complète. La démolition de la carapace par les lames est progressive. Ces ouvrages s'implantent par des fonds moyens, sur des sols de bonne tenue. Ils sont peu réfléchissants et jouent un rôle favorable dans l'agitation du plan d'eau protégé.

Si dans un port, la digue à talus doit également fournir un quai ou une zone de stockage, il faudra construire une crête en béton. Dans de tels cas, il peut être préférable d'opter pour un caisson puisqu'il a pour avantage de permettre l'amarrage des navires le long de l'ouvrage.

LES DIGUES EN CAISSON

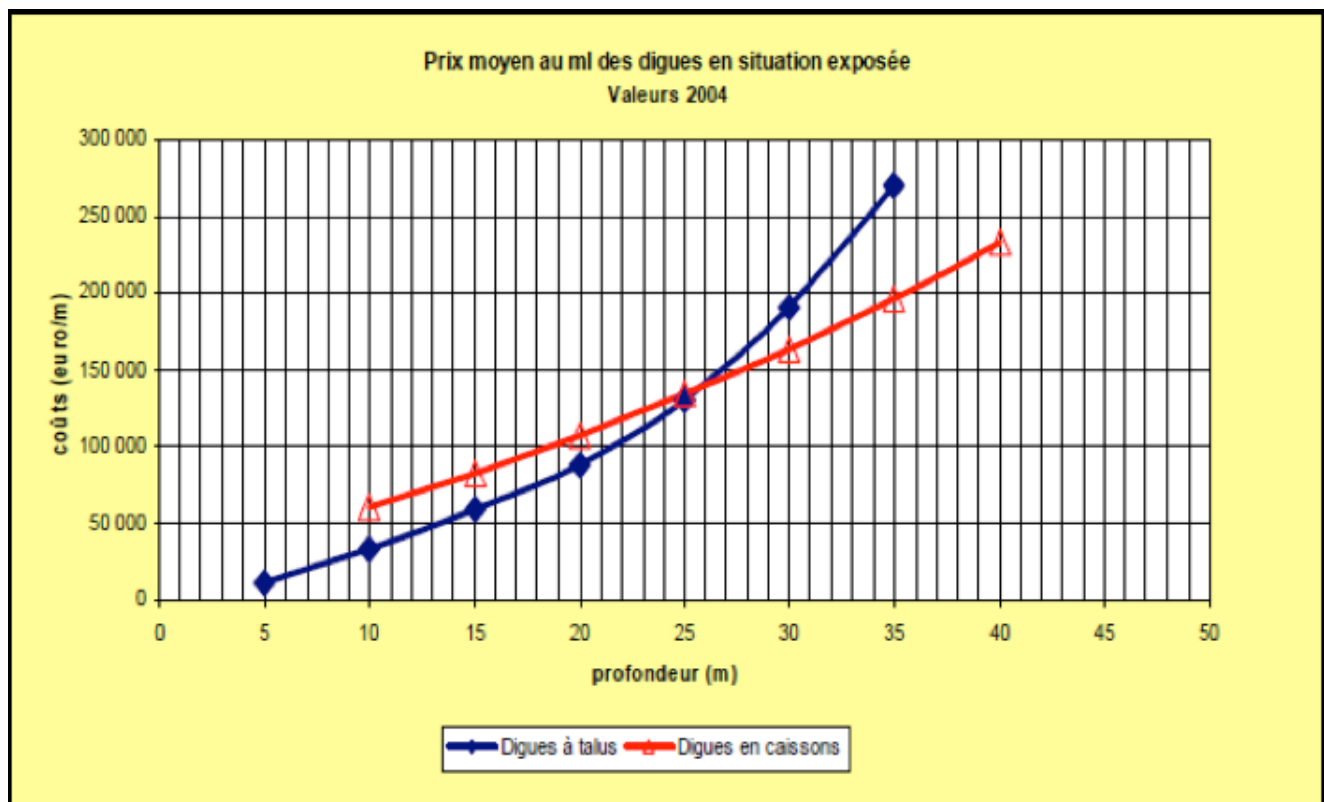
Les digues en caisson (ou encore mixte) sont souvent privilégiées en eau plus profonde, dans la mesure où les quantités d'enrochement nécessaires pour une digue à talus augmentent de manière significative avec la profondeur. La hauteur d'eau à laquelle l'option « caisson » devient plus rentable varie d'un site à l'autre, toutefois les digues en caisson, y compris les digues mixtes verticalement placées sur un soubassement, sont généralement préférables pour des hauteurs d'eau supérieures ou égales à 15m.

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, la présence du talus à une profondeur très inférieure aux niveaux de fondation des véritables digues verticales introduisant des perturbations.

Plus généralement le choix entre les digues à talus et celles en caissons se fait selon :

- **La disponibilité de moyens de construction.** Une solution en caissons exige toujours des moyens importants, surtout de nature maritime (grands pontons, dragues pour le remplissage, remorqueurs de grande puissance), que seulement les grandes entreprises internationales possèdent. Une solution à talus maximise l'emploi de moyens terrestres, moins onéreux et à la disposition d'entreprises de petite et moyenne taille.
- **La disponibilité locale de matériaux de carrière:** des rochers de mauvaise qualité pénalisent la solution à talus. Même si la carapace peut être réalisée en blocs artificiels, la quantité d'enrochements naturels à mettre en place est beaucoup plus importante,
- **Les critères d'occupation d'espace.** La solution à talus est plus « gourmande » à cet égard (les contraintes environnementales, comme la présence de Posidonie, peuvent la pénaliser).
- **Des critères hydrauliques** (plus de réflexion pour la solution en caissons, à évaluer pour les conditions d'agitation des zones avoisinantes).
- **Les conditions de profondeur.** En zone déferlante (basses profondeurs) la solution en caissons n'est pas envisageable (même pour des digues en caissons, l'enracinement est toujours à talus). En revanche, pour des profondeurs > 25 à 30m l'intérêt économique de la solution en caissons devient de plus en plus remarquable (voir le graphique, qui se réfère toutefois à une situation spécifique)
- **La limite inférieure** de profondeur rencontrée aujourd'hui est de 20m.

Plus généralement le choix entre les digues à talus et celles en caissons se fait selon :



LES DIGUES VERTICALES AVEC ÉCRAN ET FONDATIONS EN PIEUX

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

Ils sont employés seulement dans le cas de conditions géotechniques très difficiles, souvent dans des grandes profondeurs dans lesquelles les structures massives comme les digues à talus et celles en caissons ne pourraient pas respecter les contraintes géotechniques, seraient trop chères en matériaux, ou des alternatives pour résoudre les problèmes géotechniques se soient révélées plus chères ou non réalisables techniquement.

Ils ont l'avantage d'occuper une emprise limitée et d'être accostables.

C'est l'ouvrage sur lequel on a le plus de renseignements concernant l'action de la houle. Mais l'incertitude sur les houles et des défauts de conception ont amené des accidents remarquables. Au début de ce siècle, on construisait essentiellement de tels ouvrages. L'accident survenu à la jetée d'Alger en 1934 est resté tristement célèbre. Ces ouvrages sont monolithiques (caissons) ou formés de blocs juxtaposés ou solidarisés entre eux. Ils nécessitent un sol de bonne tenue.

Ils sont exposés à une destruction complète en cas de tempête exceptionnelle dépassant celle pour laquelle ils ont été conçus.

LES DIGUES FLOTTANTES

Elles sont envisageables dans deux situations opposées :

- Des petites digues, pour la protection des ports de plaisance: elles sont en effet relativement efficaces seulement pour une houle courte ($T < 5$ s), typique des ports de plaisance en milieu lacustre, ou même en milieu marin, pour un objectif de protection partielle
- Des digues flottantes de grandes dimensions, extrêmement chères, envisagées dans des conditions de grandes profondeurs, des conditions géotechniques difficiles et haute valeur des espaces conquis à la mer dans le port ainsi protégé.

C-CONCEPTION EN PLAN DES OUVRAGES DE PROTECTION

Cette section se concentre sur la mise au point du tracé d'une digue dans le cadre d'un processus général de création d'un port ou d'une marina. Le terme port désigne une zone protégée constituant un abri contre l'attaque de la houle.

Le port doit être conçu de telle manière que :

- l'énergie de la houle pénètrent dans la zone portuaire soit minimale ;
- l'agitation soit minimisée aux postes d'amarrage afin d'éviter les périodes d'indisponibilité ;
- les chenaux d'accès, l'entrée et les bassins intérieurs soient navigables.

Le choix du tracé d'une digue est une étape importante pour remplir ces trois impératifs. La mise au point d'un tracé en plan optimal et économiquement rentable à partir des impératifs d'exploitations a souvent lieu au cours des phases préliminaires d'un projet, et elle est d'une importance capitale pour le résultat final.

En matière de conception, les principaux éléments à prendre en compte sont les suivants :

- l'utilisation des infrastructures à protéger (tels que les quais, les bassins portuaires) et l'étendue de la protection nécessaire ;
- le plan de masse du port ;
- la durée d'indisponibilité acceptable ;
- la durée de vies des infrastructures et par conséquent celle de la digue ;
- le risque acceptable pendant la durée de vie de l'ouvrage ;
- le niveau de maintenance admissible et la facilité de mise en œuvre ;
- l'apparence architecturale acceptable ;
- l'impact environnemental acceptable .

Dans la pratique, on étudie l'incidence de la houle la plus importante et fréquente dans le site du port, pour placer la digue principale quasi-frontalement. Celle-ci ne doit pas heurter la digue sous un angle de 90 degrés si c'est possible. La hauteur et la largeur de la digue seront déterminées dans les chapitres qui suivent.

La passe d'entrée est orientée de façon à éviter le sens du transit littoral. En cas d'incidence de houle de ce côté, une digue secondaire est placée devant, pour minimiser l'agitation dans le bassin.

1.4. ELABORATION DES VARIANTES DE PLAN DE MASSE

Il sera traité dans cette partie les points suivants :

- Proposer et étudier au moins deux variantes pour le plan de masse, en tenant compte des données naturelles et des besoins en infrastructures. Le plan de masse devra contenir le tracé des ouvrages portuaires, le plan de zoning ainsi que les équipements de base à mettre en place (pipes, réservoirs...).
- Etudier la faisabilité d'une desserte routière du port à partir du réseau routier national et la reporter sur les plans de masse élaborés, et ce pour les périodes des travaux et d'exploitation du port.
- Prendre en compte les règles de sécurité en vigueur.
- Etablir une estimation sommaire des différentes variantes.

1.5. CHOIX DE LA VARIANTE DU PLAN DE MASSE

Le consultant procède à une analyse multicritère entre les variantes. Cette analyse porte sur les aspects suivants :

- Efficience du design : représente l'optimisation du design pour répondre aux besoins d'opération portuaire.
- Evaluation économique : considère le coût d'exécution des ouvrages.
- Conditions pendant la phase d'exécution : représente les perturbations causées par les nouvelles installations pendant l'exécution des ouvrages.
- Conditions pendant la phase d'exploitation : ce critère est analogue au précédent, mais pendant l'exploitation du port.
- Délai d'exécution.
- Impact environnemental : ce critère tient compte du potentiel d'affectation des ouvrages ainsi que de future activité portuaire à l'environnement prochain.
- Possibilités d'extension et de développement du port.
- Phasage d'investissement.

Il sera procédé par la suite au choix d'au moins une variante du plan de masse sur le plan technique et économique et les proposer au Maître d'Ouvrage pour approbation.

La/Les variantes d'aménagement retenues à l'issue de cette partie, devront faire l'objet des études d'agitation, de courantologie, de navigabilité, de distances de sécurité et de sédimentologie pour définir les conditions d'agitation, de courantologie, de navigabilité, et les risques sédimentologiques (ensablement du port et effets sur le littoral et les fonds avoisinants).

Une fois les variantes d'aménagement retenues, le BET procédera à la confirmation ou l'adaptation de la houle de projet qui sera utilisée pour le dimensionnement des ouvrages.

2.ÉTUDE D'AGITATION PAR MODÈLE MATHÉMATIQUE

L'objectif de cette partie est de déterminer le taux d'agitation au niveau des quais, des bassins et de la passe d'entrée ainsi que le nombre de jours d'indisponibilité des quais et ce, pour plusieurs taux d'agitation admissibles (20 cm, 30 cm, 50 cm,...etc.) et ce, en fonction des exigences des navires.

Un logiciel doit être conçu à partir d'un modèle mathématique non linéaire qui permet de décrire d'une manière réaliste, la propagation de toute onde (houle, mer de vent, ou seiche), à l'intérieur des bassins portuaires, au chenal d'accès et autour d'ouvrages, en tenant compte de plusieurs considérations physiques dont principalement :

- la variation de la profondeur ;
 - les effets du déferlement de la houle grâce à des termes de dissipation de l'énergie due à ce phénomène ;
 - les effets du frottement au fond, grâce à des termes non linéaires modélisant la dissipation de l'énergie par frottement ;
 - La réflexion de la houle sur les ouvrages ;
- etc.

Ces études devront tenir compte également des phénomènes de houle longue.

Le modèle doit permettre de traiter le problème de résonance portuaire, par l'identification et la détermination des fréquences propres susceptibles de faire résonner les bassins du Port.

Les calculs d'agitation seront menés pour des tranches de houles dont la direction, la période et l'amplitude seront à définir par le BET.

Pour chacune de ces houles, plusieurs hauteurs seront imposées à l'entrée du Port et l'état d'agitation correspondant, sera calculé afin de déterminer la hauteur à partir de laquelle les postes à quai peuvent être déclarés indisponibles à l'exploitation.

Une analyse statistique des données de houle au large, doit permettre ensuite d'évaluer la période moyenne d'indisponibilité par an de chaque quai.

Par ailleurs, le BET sera tenu de faire approuver par l'administration, toutes les données qu'il envisage introduire pour mener l'étude d'agitation sur modèle mathématique.

Enfin, en conclusion de l'étude d'agitation, le BET proposera des éventuelles mesures compensatoires et/ou proposition de modifications à apporter au plan de masse pour limiter les risques d'agitation.

3.ÉTUDE COURANTOLOGIQUE

Le modèle numérique courantologique peut être utilisé pour calculer les courants pendant un cycle complet de marée (14 jours) couvrant des marées de vive eau, marées moyennes et morte eau. Il sera établi les champs de courants à toutes les heures de la marée ainsi que les graphes donnant les vitesses et directions des courants en une dizaine de points caractéristiques.

Il permettra d'établir les conditions de projet pour les études de navigation notamment, les courants maximaux de vives eaux moyennes.

L'influence du vent sur les courants devra être prise en compte.

4.ÉTUDE SÉDIMENTOLOGIQUE SUR MODÈLE MATHÉMATIQUE

L'étude sédimentologique sera réalisée dans le but de définir :

- le régime hydro-sédimentaire du site,
- les risques de sédimentation pour le port,
- les impacts des aménagements sur le littoral avoisinant.

L'étude se déroulera en 3 phases :

4.1. DÉFINITION DU RÉGIME HYDRO-SÉDIMENTAIRE ACTUEL DU SITE

Il sera précisé les acteurs de la dynamique sédimentaire ainsi que les volumes de transports sédimentaires (transit littoral, mouvements dans le profil).

Le transit littoral sera calculé (sens, volume) sur la base des formules théoriques puis validé par l'analyse des évolutions sédimentaires passées aux abords du site.

Un modèle numérique sera proposé pour calculer la répartition transversale du transit littoral (répartition du transit littoral dans le profil).

Enfin, il sera précisé le schéma de la dynamique sédimentaire du site.

4.2. EVALUATION DES RISQUES D'ENSABLEMENT DU PORT

Les risques de sédimentation de deux configurations de port seront étudiés : les volumes de dépôts éventuels dans le bassin et le chenal d'accès seront évalués sur la base des éléments de la dynamique sédimentaire précisés auparavant.

4.3. ANALYSE DE L'IMPACT DU PORT SUR LE LITTORAL AVOISINANT

Les impacts qui pourraient être induits, par les aménagements projetés, sur le littoral avoisinant seront analysés pour les deux configurations d'aménagements. L'évolution du trait de côte (recul et/ou avancée) résultant de l'implantation des ouvrages maritimes sera évaluée de part et d'autre du projet.

CONCLUSION

Enfin, en conclusion de l'étude, le BET proposera des éventuelles mesures compensatoires et/ou proposition de modifications à apporter au plan de masse pour limiter les risques sédimentologiques.

5.ÉTUDE DE MANŒUVRABILITÉ SUR MODÈLE MATHÉMATIQUE

L'étude de manœuvrabilité sur modèle mathématique sera réalisée afin d'étudier les manœuvres des navires pour la/les variantes retenues.

- L'étude sera menée sur un logiciel de simulations en temps réel, avec une vue en 2D ou 3D, capable de simuler avec précision le comportement d'un bateau dans son environnement, et incluant les effets du vent, de la houle, du courant, de la marée et de la bathymétrie.
- Le logiciel doit permettre l'utilisation de tous les contrôles du bateau (moteurs, gouvernails, propulseurs transversaux, remorqueurs de tout type).
- Les caractéristiques des bateaux doivent refléter avec précision leurs dimensions, type, masse, surface au vent, propulsion et instruments de contrôle.
- Les effets de faible profondeur doivent être pris en compte dans le modèle.
- Il sera analysé les différents tronçons constituant le chenal d'accès, la zone de pilotage, la zone de mouillage, le chenal d'approche, la vitesse d'entrée des navires, le cercle d'évitage et les divers tronçons constituant la manœuvre d'accès.
- Il sera réalisé suffisamment de simulations. Le BET fera exécuter également une partie de ces simulations de manœuvrabilité par les membres de la Commission Nautique.

VI/ ETUDE DE L'AVANT PROJET SOMMAIRE

1. PRÉ-DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES

1.1. DIGUES DE PROTECTION

1.1.1. 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, ...).

1.1.2. CALCUL DU POIDS DES BLOCS DE LA CARAPACE

Le poids des blocs de la carapace sera calculé à l'aide de la formule d'HUDSON qui s'exprime comme suit :

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

Avec:

W : le poids des blocs de la carapace (T)

γ_s : le poids volumique des blocs de la carapace (T/m³)

γ_h : le poids volumique de l'eau de mer (T/m³)

H_d : La hauteur de la houle de projet (m)

α : Angle du talus de la carapace avec l'horizontale

K_D : Coefficient de stabilité dépendant du type de blocs de la carapace choisi ;
il est donné dans le tableau suivant :

Type de bloc	K_D	
	Houle déferlante	Houle non déferlante
Enrochement naturel (2couches)	3.5	4
Blocs cubiques (2couches)	6.5	7.5
Blocs Antifer (2couches)	7	8
Dolos (2couches)	7	8
Tétrapode (2couches)	7	8
Accropode (monocouche)	12	15
Accropode II (monocouche)	13	16

Tableau IV.1 : Coefficient de stabilité par type de bloc proposé par SOGREAH

N.B : il existe d'autres valeurs empiriques déterminées par d'autres essais effectués aux laboratoires agréés

1.1.3 CALCUL DE LA CÔTE D'ARASE DE LA CARAPACE

La côte d'arase de la carapace est égale à la somme de la hauteur d'ascension des houles sur la digue et la plus haute mer de vive eaux exceptionnelle (P.M.V.E.E) ;

La hauteur d'ascension est donnée par la formule suivante :

$$Z = 0.67 \times H_d \times I_r^{0.51} \times \sqrt{\frac{-\ln(P)}{2}}$$

Avec:

Z : hauteur d'ascension (m)

H_d : Hauteur de la houle de projet (m)

P : Probabilité de franchissement

I_r : Paramètres d'IRRIBAREN-BATTJES ; donné par la formule suivante :

$$I_r = \frac{\tan(\alpha)}{\sqrt{\frac{H_d}{L}}}$$

α : Pente du talus de la carapace avec l'horizontale

L : longueur d'onde de la houle au pied de l'ouvrage ; calculée par la formule suivante

$$L = \frac{gT^2}{2\pi} \times th\left(\frac{2\pi h}{L}\right) \quad (\text{Zone de déserlement})$$

$$L = \frac{gT^2}{2\pi} \quad (\text{zone de non déserlement})$$

Cette longueur d'onde est calculée par itération.

1.1.4. CALCUL DES POIDS DES SOUS-COUCHES

MÉTHODE 1 : GUIDE D'ENROCHEMENT

D'après le guide d'enrochement, la catégorie théorique des enrochements des sous- couches à mettre en place est défini par les formules suivantes:

$$\frac{1}{15} \leq \frac{M_{50u}}{M_{50a}} \leq \frac{1}{10}$$

$$\frac{1}{2.5} \leq \frac{D_{n50u}}{D_{n50a}} \leq \frac{1}{2.2}$$

Avec :

M_{50u} : Le poids de l'enrochement naturel de la sous-couche (T)

M_{50a} : Le poids de la carapace (T)

D_{n50u} : Diamètre nominal de l'enrochement naturel de la sous couche (m)

D_{n50a} : Diamètre nominal des blocs de la carapace (m)

MÉTHODE 2 : RÈGLES DE TERZAGHI

Les règles de Terzaghi se résument par les formules suivantes, en fonction de la nature de la sous-couche :

- BCR : blocs cubiques rainurés :

$$\frac{1}{10} \leq \frac{M_{50u}}{M_{50a}} \leq \frac{1}{5}$$

- Tétrapodes :

$$\frac{1}{25} \leq \frac{M_{50u}}{M_{50a}} \leq \frac{1}{10}$$

- Enrochements :

$$\frac{1}{15} \leq \frac{M_{50u}}{M_{50a}} \leq \frac{1}{10}$$

1.1.5. ÉPAISSEUR DE LA CARAPACE ET DES SOUS-COUCHE

Les épaisseurs de la carapace et des sous-couches sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$e = n \times K_{\Delta} \times \left(\frac{M_{50u}}{\gamma_s} \right)^{1/3}$$

Avec :

e : épaisseur de la couche (m)

n : nombre de couches (généralement, on prend n=2)

M_{50u} : poids de la couche (T)

γ_s : poids spécifique de la couche (T)

K_{Δ} : coefficient d'épaisseur de la couche ; donné par le tableau suivant en fonction du type de la couche :

Type de la couche	K_{Δ}
Enrochement naturel	1.02
Cubes	1
Cubes « Antifer »	1.10
Tétrapodes	1.02
Dolos	1.30
Accropode	0.90
Accropode II	0.93

Tableau IV.2 : coefficient d'épaisseur de la couche proposé par SOGREAH

1.1.6. LARGEUR DE LA BERME

La largeur de la berme est donnée par la formule suivante :

$$e = 3 \times K_{\Delta} \times \left(\frac{M_{50u}}{\gamma_s} \right)^{1/3}$$

Avec : γ_s , K_{Δ} , et M_{50u} paramètres de la carapace

1.1.7. LARGEUR DE LA DALLE DE CIRCULATION

La largeur de la dalle de circulation est généralement comprise entre 4 et 12 m, mais, dans certains cas, elle peut dépasser ces limites et sera calculée donc en fonction des conditions d'exploitation et d'entretien.

1.1.8. STABILITÉ DU MUR DE GARDE

La performance en matière de franchissement d'une digue à talus est souvent améliorée de manière significative par l'utilisation du mur de garde en béton (appelé aussi mur de couronnement). Ce dernier sert également d'accès pendant la phase d'entretien et aussi permet la promenade (surtout dans les ports de plaisance).

La stabilité du mur de couronnement passe par la vérification de ce dernier vis-à-vis du glissement, du renversement, du poinçonnement, du tassement et du grand glissement ainsi que de la stabilité interne (contrainte à la compression admissible du béton).

1.1.8.1. MÉTHODE 1 : GUIDE D'ENROCHEMENT

1.1.8.1.1. STABILITÉ VIS-À-VIS DU GLISSEMENT

D'après le guide d'enrochement, le mur de couronnement doit vérifier la formule suivante :

$$f(P_G - F_U) \geq F_H$$

Avec:

P_G : le poids (déjaugé selon le cas) de l'élément du mur de couronnement (N)

F_U : la force de sous-pression induite par la houle (N)

F_H : force horizontale induite par la houle (N)

f : coefficient de frottement béton/blocs de la carapace (d'une manière générale, on suppose la valeur de se situe autour de 0.5 sauf si le mur de couronnement comporte une bêche ; dans ce cas la valeur de est plus élevée)

NB : pour le calcul des forces induites par la houle voir la section 1.1.8.1.3 ci-après.

1.1.8.1.2 STABILITÉ VIS-À-VIS DU RENVERSEMENT

D'après le guide d'enrochement, le mur de couronnement doit vérifier la formule suivante :

$$M_G - M_U \geq M_H$$

Avec :

M_G : Moment stabilisateur dû au poids du mur de couronnement (N.m)

M_U : Moment induit par la houle dû à la force de sous-pression (N.m)

M_H : Moment induit par la houle dû à la force horizontale (N.m)

1.1.8.1.3. CALCUL DES FORCES INDUITES PAR LA HOULE

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 divergeants.

Dans ce présent guide, on exposera la méthode de *Jensen (1984), Bradbury et al. (1988)*.

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

$$F_H = (\gamma_h \times g \times d_c \times L_{op}) \left(a \frac{H_s}{R_{ca}} - b \right)$$

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

Type de section	coefficient correspondant à un dépassement de 0,1% 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

Tableau IV.3 : Coefficients empiriques a et b : Guide d'enrochement

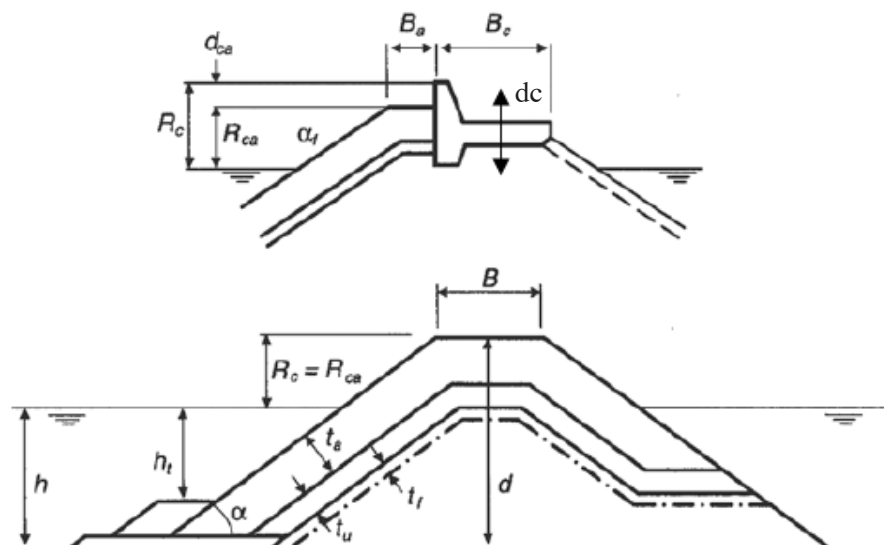


Figure IV.1 : paramètres géométriques du mur de couronnement

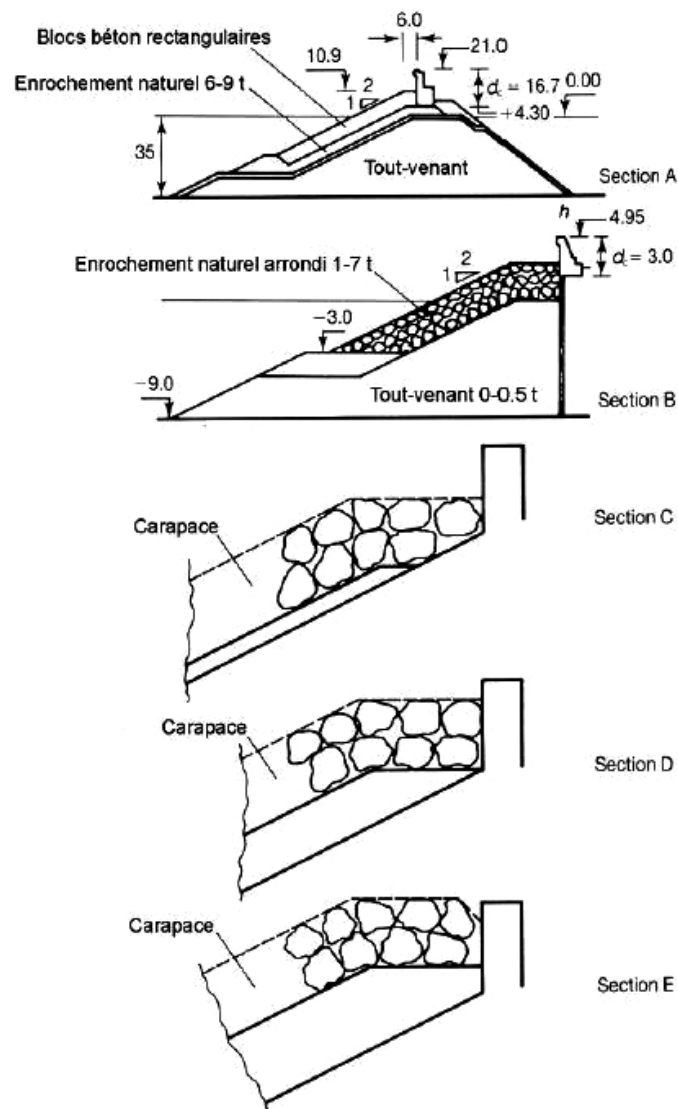


Figure VI.2 : Sections des murs de couronnement des essais de Jensen (1984), Bradbury et al. (1988). : Guide d'engrochement

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:

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

Avec :

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

1.1.8.2. MÉTHODE 2 : MÉTHODE CLASSIQUE

Le guide d'engrochement ne prend pas en compte les poussées de la carapace et des sous-couches qui peuvent s'exercer sur le mur, ni l'effet dynamique des efforts qui s'exercent sur ce dernier

1.1.8.2.1. CALCUL DES EFFORTS S'EXERÇANT SUR LE MUR

Dans ce qui suit nous allons traiter la stabilité du mur de garde en tenant compte de ces efforts.

Les efforts qui s'exercent sur le mur de garde sont schématisés sur cette figure : **(Ces efforts sont explicités plus en détails dans la section 1.2.3.2)**

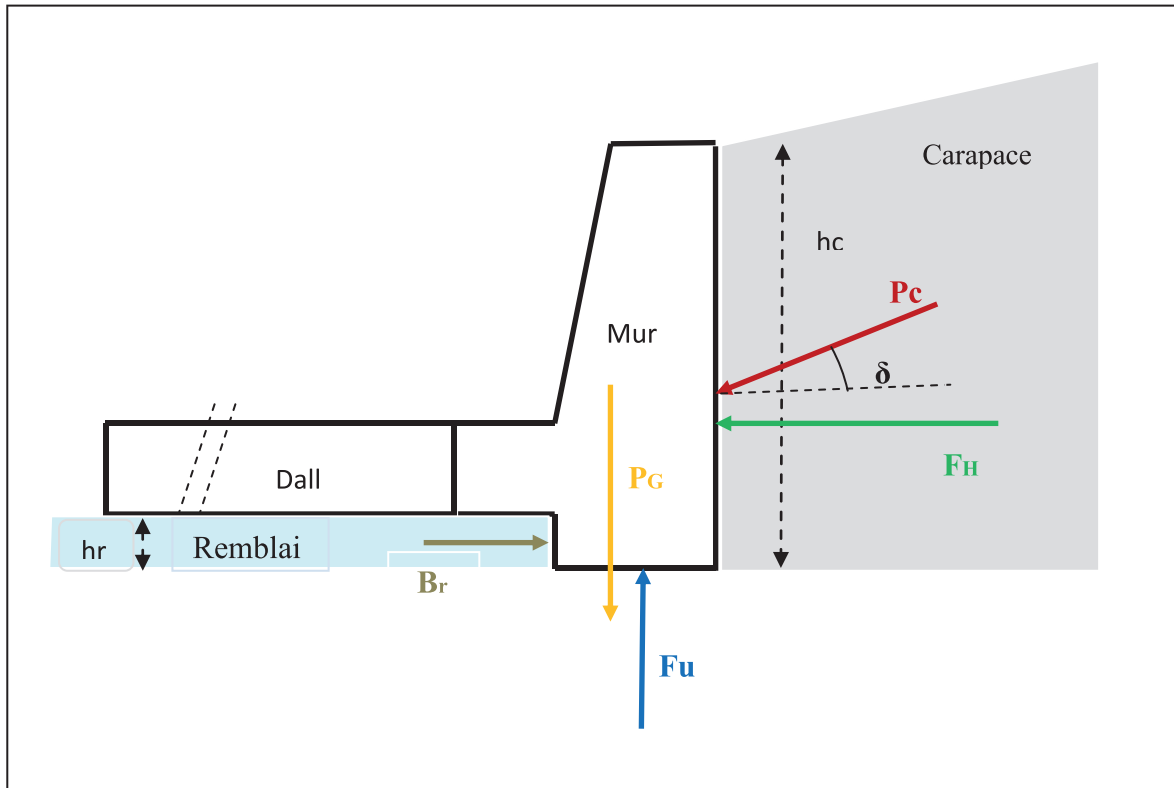


Figure IV.3 : Les efforts s'exerçant sur le mur de garde

P_c : la poussée de la carapace ; donnée par la formule suivante :

$$P_T = 0.5 \times K_a \times \gamma_c \times h_c^2 \quad \text{et} \quad K_a = \frac{\cos^2(\lambda - \varphi)}{\cos(\lambda + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\lambda + \delta) \cos(\lambda - \beta)}} \right]^2}$$

B_r : butée du remblai ; donnée par la formule suivante :

$$B_T = 0.5 \times K_p \times \gamma_r \times h_r^2 \quad \text{et} \quad K_p = \frac{\cos^2(\lambda + \varphi)}{\cos(\lambda + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi - \delta) \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\lambda + \delta) \cos(\lambda - \beta)}} \right]^2}$$

Les efforts sismiques horizontal et vertical : donnée par les formules suivantes :

$$E_h = P_G \times \sigma_h \quad \text{et} \quad E_v = P_G \times (\pm \sigma_v)$$

Avec : σ_h et σ_v , les coefficients horizontal et vertical du séisme

Poussée dynamique de la carapace ; donnée par la formule suivante :

$$P_{dy} = 0.5 \times K_{ad} \times \gamma_c \times h_c^2 \times (1 \pm \sigma_v)$$

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

$$\theta = \arctg \left(\frac{\sigma_h}{1 \pm \sigma_v} \right)$$

1.1.8.2.2. STABILITÉ VIS-À-VIS DU GLISSEMENT

On doit vérifier la relation suivante :

$$tg\phi \times \frac{\sum F_V}{\sum F_H} \geq F_g$$

Avec :

$\sum F_V$: la somme des forces verticales s'exerçant sur le mur

$\sum F_H$: la somme des forces horizontales s'exerçant sur le mur

$tg\phi$: l'angle de frottement de l'interface mur-assise du mur

F_g : coefficient de sécurité limite vis-à-vis du glissement

$F_g=1.5$ dans le cas sans séisme

$F_g= 1.3$ dans le cas avec séisme

1.1.8.2.3. STABILITÉ VIS-À-VIS DU RENVERSEMENT

On doit vérifier la relation suivante :

$$\frac{\sum M_s}{\sum M_r} \geq F_r$$

Avec :

$\sum M_s$: la somme des moments stabilisants le mur

$\sum M_r$: la somme des moments renversants le mur

F_r : coefficient de sécurité limite vis-à-vis du renversement

$F_r=1.5$ dans le cas sans séisme

$F_r= 1.3$ dans le cas avec séisme

1.1.9. STABILITÉ DE LA DIGUE AU GRAND GLISSEMENT

La stabilité de la digue au grand glissement, se fait à l'aide de logiciels.

Il existe plusieurs logiciels permettant de vérifier la stabilité au grand glissement du mur de couronnement dont on site TALREN.

1.1.10. MODÈLES PHYSIQUES

Le prédimensionnement de la digue ci-dessus doit être confirmé par des essais en modèle physiques canal à houles (2D) et cuve à houles (3D) qui sont réalisés par des laboratoires agréées.

1.1.10.1. OBJECTIFS DES MODÈLES PHYSIQUES

Les modèles physiques de stabilité ont pour objectifs de :

- s'assurer de la tenue des ouvrages maritimes aux plus fortes houles pouvant les atteindre ;
- vérifier la stabilité des points particuliers difficilement approchables par le calcul (butée de pied, carapace arrière, semelle anti-affouillements) ;
- mesurer les franchissements.

1.1.10.2. SIMILITUDE

La construction et la gestion des modèles physiques se basent sur le principe que les facteurs de réduction des paramètres principaux sont basés sur l'**invariance du Nombre de Froude** $\sqrt{gL}$ représentatif des forces gravitaires.

Les autres paramètres sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Paramètre	Echelle de réduction
Longueur	L
Surface	$S = L^2$
Volume	$V = L^3$
Vitesse	$U = L^{1/2}$
Temps	$T = L/U = L^{1/2}$
Densité	r , ajustée par la formule d'Hudson pour tenir compte de l'utilisation d'eau douce
Force et poids	$M = rL^3$
Débit unitaire de franchissement	$Q = V/T/L = L^{1.5}$

1.1.10.3. CONSTRUCTION DES MODÈLES

- La construction du fond par la modélisation de la bathymétrie réelle sur le site.
- La construction des ouvrages à l'aide des matériaux déterminés et calculée selon la similitude décrite ci-avant.

1.1.10.4. INSTRUMENTS DE MESURES

- Les sondes pour mesurer les houles incidentes.
- Les capteurs de pression.
- Les mesures de franchissements.

1.1.10.5. TYPE DES MODÈLES PHYSIQUES

il existe deux types de modèles : modèles 2D : canal à houles et 3D : cuve à houles.

Le canal à houle teste la stabilité des profils soumis à des houles frontales.

Le cuve à houle, construit à partir des profils testés dans le canal à houle, teste la stabilité des ouvrages soumis à des houles obliques.



Figures IV.4 : Essais cuve à houles avec mesure de houles et de franchissement



Figure IV.5 : Essais canal à houles

1.2. QUAIS EN BLOCS DE BÉTON PRÉFABRIQUÉS

1.2.1. GÉNÉRALITÉS

Les quais sont des ouvrages d'accostage destinés à remplir les fonctions suivantes.

- Offrir aux navires un appui et un amarrage.
- Créer une plate forme de service indépendante des marées, raccordée à un terre plein.

Il existe plusieurs types de quais dont:

QUAIS-POIDS :

- Quais en maçonnerie de pierre ou en béton coulé sur place ;
- Quais en caissons échoués ou havés ;
- Quais en blocs de béton préfabriqués.

QUAIS ÉCRANS :

- Quais en palplanches ;
- Quais en parois moulées.

QUAIS SUR PIEUX.

Dans ce présent guide on s'intéressera au premier type : des quais en blocs préfabriqués ; puisque c'est le type de quai le plus utilisé au Maroc.

1.2.2. CONCEPTION DES QUAIS EN BLOCS PRÉFABRIQUÉS

Le quai est constitué d'un empilement de blocs, suivant des géométries assez diversifiées, à partir de la section trapézoïdale.

Ils se présentent souvent sous forme parallélépipédique dont certains comportent, des redans coté remblai pour former des chaises ou un patin avant pour le bloc inférieur ; ces dispositions améliorent la stabilité.

Les blocs sont évidés de l'intérieur et remplis par de la caillasse, cette conception permet un gain substantiel sur les quantités de béton et un allègement de la structure rendant plus facile la mise en place des blocs.

Ils sont préfabriqués à terre et manutentionnés à l'aide d'un engin de levage nautique ou terrestre si le chantier s'y prête. Les blocs sont non armés. Leur poids varie entre quelques dizaines de tonnes et quelques centaines de tonnes.

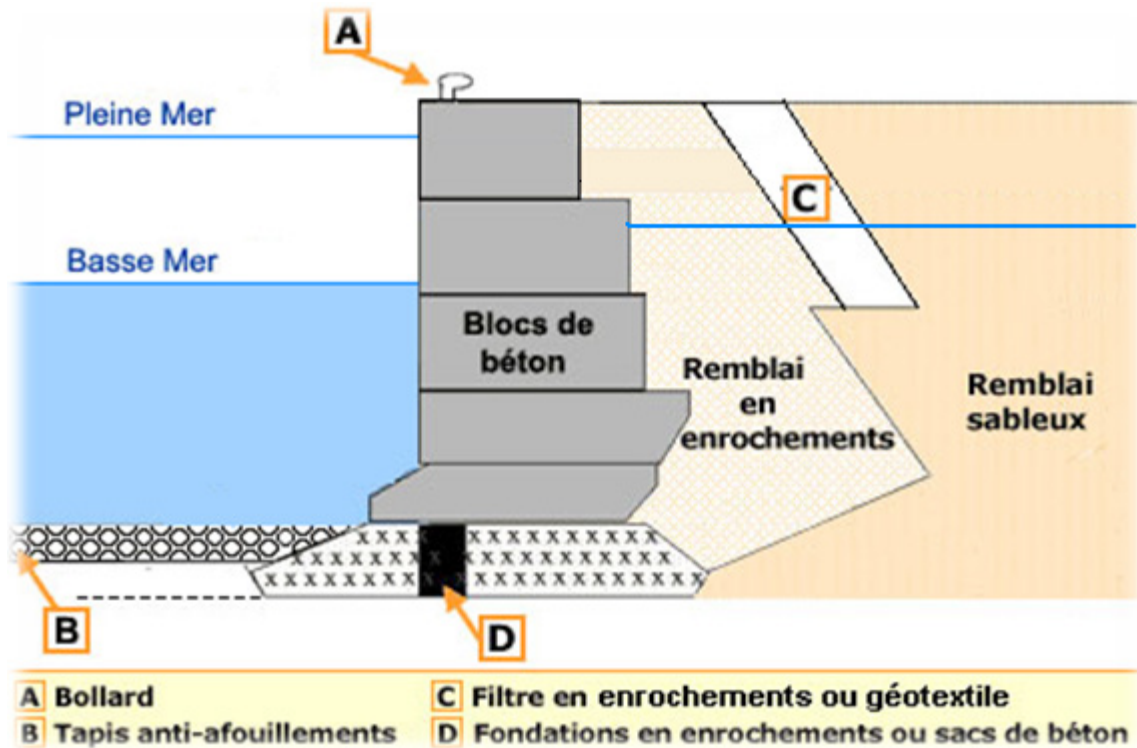


Figure IV.6 : Schéma d'un quai en blocs préfabriqués

1.2.3. VÉRIFICATION DE LA STABILITÉ EXTERNE DES QAIS EN BLOCS PRÉFABRIQUÉS

D'une manière générale, le dimensionnement des quais est similaire à celui des murs de soutènement.

La vérification de la stabilité externe des quais en blocs préfabriqués passe par les points suivants :

- vérification de la stabilité au glissement ;
- vérification de la stabilité au renversement ;
- vérification de la capacité portante de la fondation ;
- vérification de la décompression du sol de fondation ;
- vérification au grand glissement;
- Vérification du terrassement;
- Vérification de la stabilité et du renversement de chaque bloc vis-à-vis du glissement.

1.2.3.1. DÉFINITION DES ACTIONS SUR LE QUAÏ

Le quai est soumis aux actions suivantes :

- Actions permanentes :
 poids propre du mur P_p et des terres situées sur les débords P_r ;
 résultante de la poussée des terres derrière le quai P_T ;
 action de l'eau : pression hydrostatique $P_{st,h}$ et sous-pression $P_{st,v}$.
- Actions variables :
 Elles sont essentiellement constituées par les surcharges d'exploitation Q_s et l'effort d'amarrage Q_a .

- Actions accidentelles (actions sismiques) :
poids dû aux efforts sismiques : E ;
poussée dynamique du remblai derrière le quai $P_{dy,T}$;
action dynamique de la surcharge d'exploitation : $Q_{dy,s}$;
surpression hydrodynamique de l'eau coté remblai : $P_{dy,r}$;
dépression hydrodynamique de l'eau coté bassin : $P_{dy,b}$;

1.2.3.2. CALCUL DES ACTIONS ET SOLLICITATIONS

1.2.3.2.1. POIDS PROPRE : P_G

Le poids propre se compose de :

- Poids propre du quai : béton+ballast intérieur : P_p .
- Poids propre du remblai situé sur les débords : P_r .

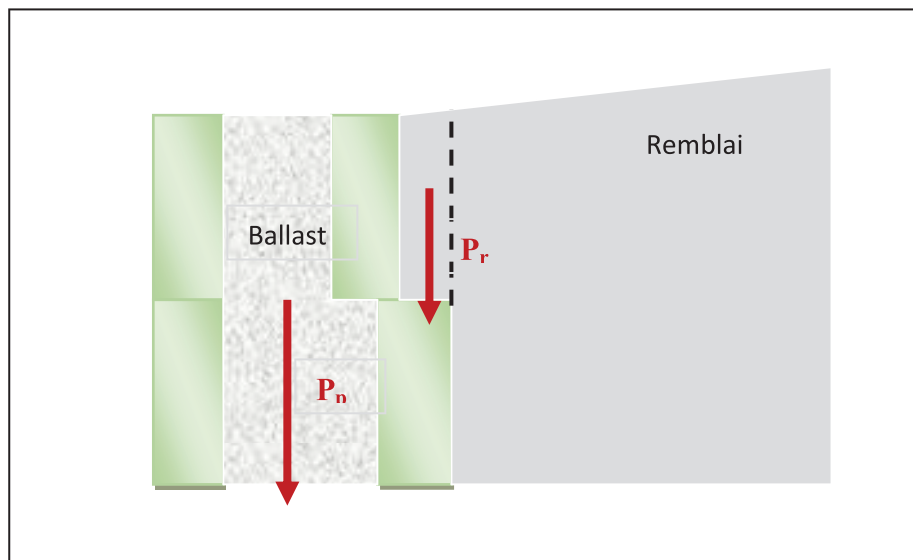


Figure IV.7 : poids propre P_G

1.2.3.2.2. POUSÉE ET BUTÉE : P_T et B_T

Les coefficients de poussée et de butée des terres s'expriment comme suit :

Poussée :

$$K_a = \frac{\cos^2(\lambda - \varphi)}{\cos(\lambda + \delta) \left(1 + \frac{\sin \varphi + \delta}{\cos \lambda + \delta} \frac{\sin \varphi - \beta}{\cos \lambda - \beta} \right)^2}$$

Butée :

$$K_p = \frac{\cos^2(\lambda + \varphi)}{\cos(\lambda + \delta) \left(1 - \frac{\sin \varphi - \delta}{\cos \lambda + \delta} \frac{\sin \varphi + \beta}{\cos \lambda - \beta} \right)^2}$$

Avec

- β : l'angle que fait le talus avec l'horizontale ;
- λ : l'angle d'inclinaison de l'écran sur la verticale ;
- φ : l'angle de frottement interne du terrain situé à l'arrière de l'écran ;
- δ : l'inclinaison de la poussée unitaire sur la normale à l'écran.

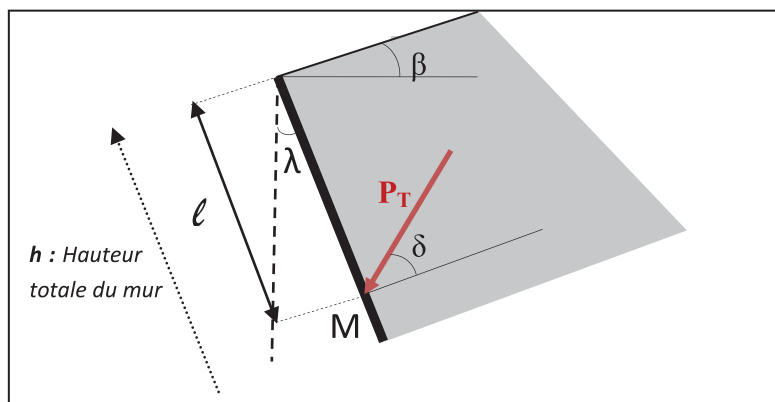


Figure IV.8 : Poussée des terres sur un écran

Parement(*)	Angle de frottement interne du sol					
	<30°		30 à 35°		>35°	
	Poussée	Butée	Poussée	Butée	Poussée	Butée
Lisse	0	-1/3	0	-2/3	+1/3	-2/3
Rugueux	0	-1/3	+1/3	-2/3	+2/3	-2/3
Très rugueux	+1/3	-1/3	+2/3	-2/3	+2/3	-2/3

(*) Lorsque les murs de soutènement retiennent des remblais ou sont équipés d'un tapis drainant synthétique, il convient d'adopter $\delta = 0$ pour la poussée.

Tableau IV.4 : Valeurs recommandées pour l'inclinaison δ

La résultante P_T des poussées unitaires, sur la hauteur « h » de l'écran, s'applique au tiers inférieur du parement avec l'inclinaison δ et l'intensité :

$$P_T = 0.5 \times K_a \times \gamma \times h^2$$

De même pour la résultante de la butée des terres B_T

$$B_T = 0.5 \times K_p \times \gamma \times h^2$$

Le Point d'application de la poussée du remblai : le tier inférieur du quai ou bloc de quai

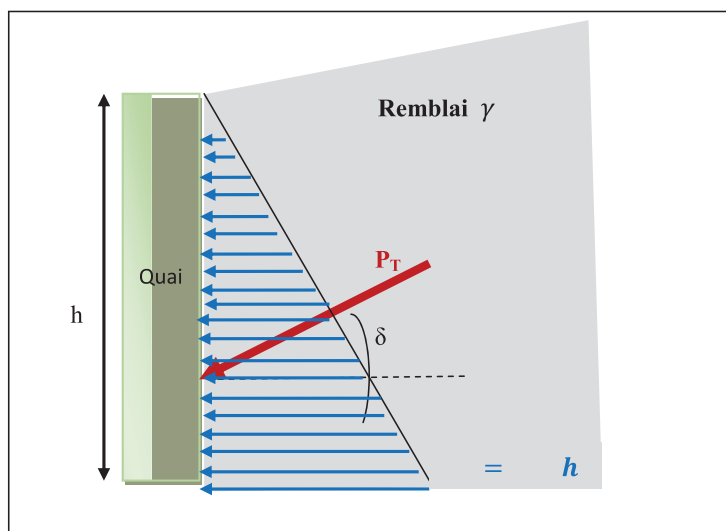


Figure IV.9 : Point d'application de la poussée du remblai

NB : En général la butée ne se présente pas pour les quais en blocs préfabriqués.

1.2.3.2.3. ACTION DE LA SURCHARGE : Q_s

La contrainte de poussée q_s , uniformément répartie sur l'écran et due à la surcharge verticale s s'écrit comme suit :

$$q_s = s \times K_a$$

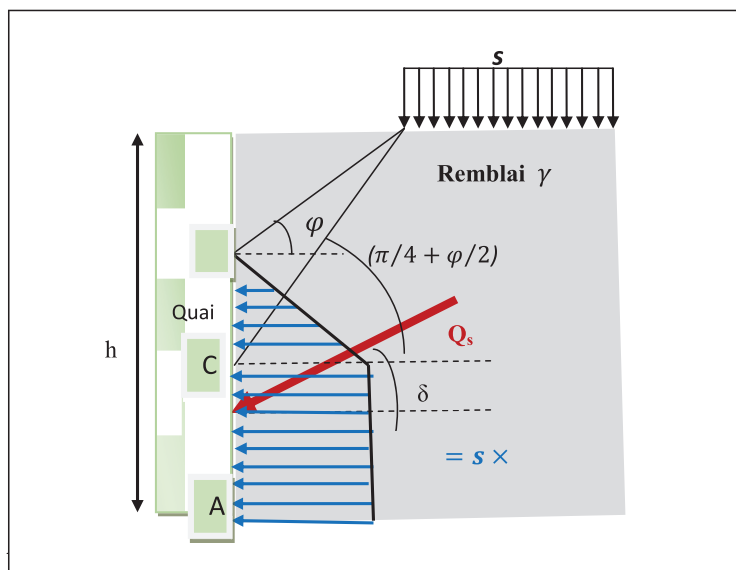
Le diagramme des contraintes est fait habituellement sous les hypothèses suivantes :

Au-dessus de la ligne d'action AB inclinée de φ la surcharge n'a aucune influence ;

En dessous de la ligne d'action AC inclinée de $(\pi/4 + \varphi/2)$ sur l'horizontale, la surcharge agit comme si elle était infinie, c'est-à-dire $q_s = s \times K_a$;

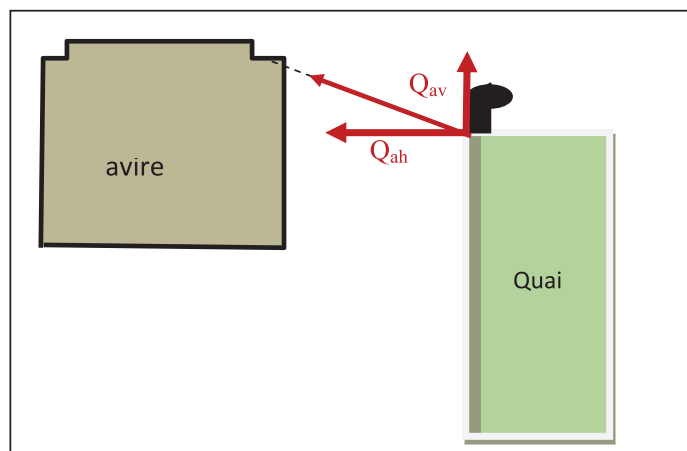
Une progression linéaire est adoptée entre B et C, d'où le diagramme des contraintes représenté sur la figure.

Le Point d'application de l'action de la surcharge : le centre de gravité du prisme ABDE



1.2.3.2.4. EFFORT D'AMARRAGE : Q_a

Le quai est équipé de bollards de x tonnes chaque y mètre linéaire. L'effort d'amarrage Q_a au mètre linéaire a une composante verticale Q_{av} et une composante horizontale Q_{ah} .



FigureIV.11 : Effort d'amarrage sur le quai

NB : le quai est soumis à un effort d'accostage mais ce dernier est négligeable vu qu'il est absorbé par les défenses d'accostage.

1.2.3.2.5. ACTION DE L'EAU : ET $P_{st,h}$ ET $P_{st,v}$

La poussée hydrostatiques $P_{st,h}$ et la sous pression hydrostatique $P_{st,v}$ sont normaux au quai.

$P_{st,h}$ est considérée comme constante en dessous du niveau aval et égale à la différence de niveau h entre les cotes amont et aval : $h \cdot \gamma_w$

Sous le bloc d'assise, $P_{st,v}$ est supposée triangulaire passant de 0 à $h \cdot \gamma_w$

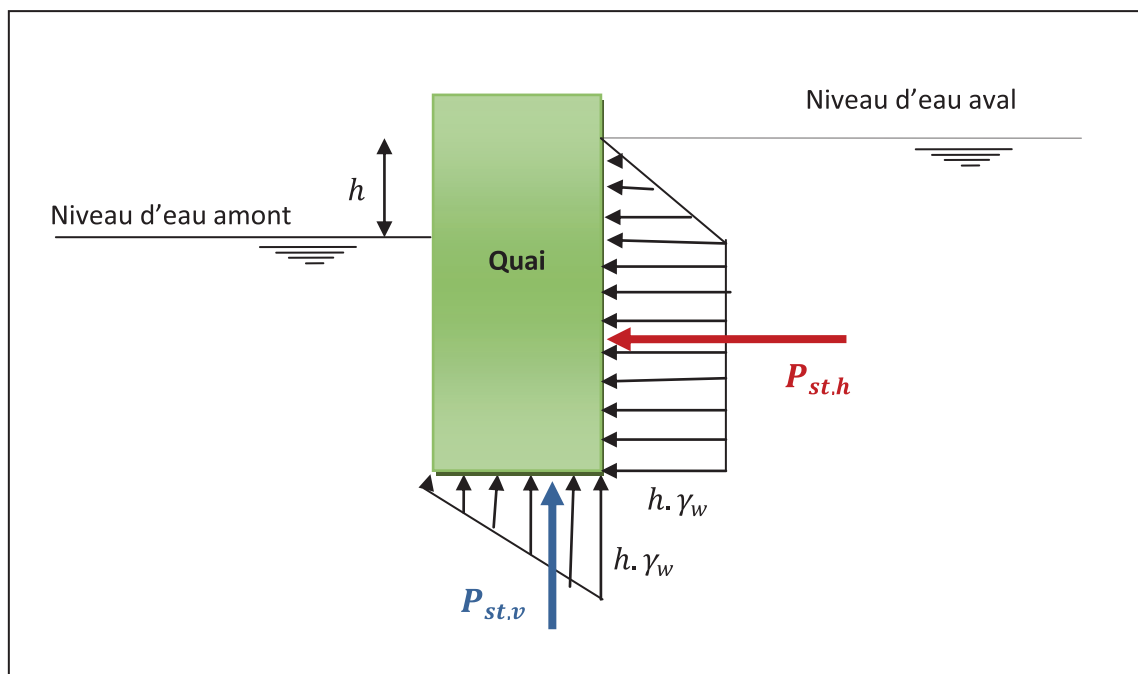


Figure IV.12 : Pression hydrostatique sur le quai

1.2.3.2.6. ACTIONS SISMIQUES

Après avoir déterminé l'accélération nominale sur le site a_N sur la base de la carte sismique du Maroc, on calcule les coefficients sismiques horizontal σ_h et vertical σ_v à l'aide du tableau de l'article 16.41 de l'AFPS 90 ci-dessous :

Catégorie de site	σ_h			σ_v
	S1	S2	S3	
Ouvrage poids	$0.5a_N\tau/g$	$0.45a_N\tau/g$	$0.4a_N\tau/g$	$0.4\sigma_h$
Ouvrage ancré	$a_N\tau/g$	$0.9a_N\tau/g$	$0.8a_N\tau/g$	
Ouvrage non déplaçable	$1.3a_N\tau/g$	$1.15a_N\tau/g$	$a_N\tau/g$	

Tableau IV.5 : σ_h et σ_v en fonction du site de l'ouvrage : AFPS90

a_N : accélération nominale

τ : coefficient topographique donné par l'article 5.33 de l'AFPS

$S1, S2, et S3$: classification du site du projet : donnée par l'article 5.42

A - EFFORTS DÛ AU POIDS PROPRE : E

$$E_h = P_p \times \sigma_h$$

$$E_v = P_p \times (\pm \sigma_v)$$

B - POUSSÉE DYNAMIQUE DU REMBLAI :

Dans le cas d'un séisme, le remblai derrière le quai exerce une poussée dynamique donnée par la formule suivante :

$$P_{dy,T} = 0.5 \times \gamma \times h^2 \times (1 \pm \sigma_v) \times K_{ad}$$

Avec K_{ad} le coefficient de poussée dynamique, il s'écrit sous la forme suivante :

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

- θ l'angle que fait la verticale avec la résultante des forces massiques appliquées au remblai $\theta = \arctg\left(\frac{\sigma_h}{1 \pm \sigma_v}\right)$
- $-\varphi \leq \delta \leq \varphi/3$ (en général $\delta = \varphi/3$)

Cette poussée est composée de deux termes :

- La poussée statique P_T calculée avec l'hypothèse : $-\varphi \leq \delta \leq \varphi/3$ appliquée à $1/3h$.
- D'une poussée complémentaire : $P_{dy,T} - P_T$ appliquée à $2/3h$.

C - ACTION DYNAMIQUE DES SURCHARGES D'EXPLOITATION:

L'action dynamique des surcharges d'exploitation s'écrit sous la forme suivante :

$$Q_{dy,s} = s \times h \times \frac{1}{\cos(\beta - \lambda)} (1 \pm \sigma_v) K_{ad}$$

Elle est composée de deux termes :

La poussée statique Q_s appliquée à $h/2$.

Le complément de la poussée dynamique $\Delta Q_{dy,s}$ appliqué à $2/3h$:

$$\Delta Q_{dy,s} = Q_{dy,s} - Q_s = s \times h \left(\frac{1}{\cos(\beta - \lambda)} (1 \pm \sigma_v) K_{ad} - K_a \right)$$

D - PRESSIONS HYDRODYNAMIQUES : P_{dy}

- Surpression hydrodynamique coté remblai :

Elle s'écrit sous la forme :

$$p_{dy,r}(z) = 0.35 \gamma_w \sigma_h \sqrt{hz}$$

Elle a pour intensité :

$$P_{dy,r} = \frac{7}{30} \gamma_w h^2 \sigma_h$$

Elle s'applique à la côte 0.6h au dessous du niveau d'eau.

- Dépression hydrodynamique coté bassin :

Elle s'écrit sous la forme :

$$p_{dy,b}(z) = \frac{7}{8} \gamma_w \sigma_h \sqrt{hz}$$

Elle a pour intensité :

$$P_{dy,r} = \frac{7}{12} \gamma_w h^2 \sigma_h$$

Elle s'applique à la côte 0.6h au dessous du niveau d'eau.

1.2.3.3. COMBINAISONS DES CAS DE CHARGES

Les combinaisons retenues et utiles pour l'étude de stabilité des quais, d'après le Fascicule 62 titre V sont les suivantes :

1.2.3.3.1. COMBINAISONS D'ACTIONS ET SOLLICITATIONS DE CALCUL VIS-À-VIS DES ÉTATS**LIMITES ULTIMES : ELU****A - COMBINAISONS FONDAMENTALES :**

$$1,35 G_{max} + G_{min} + 1,25 (\gamma_{Gw} G_w) + \gamma_{Ql} Q_{lk} + \sum 1,3 \psi_{oi} Q_{ik}$$

G_{max} : actions permanentes défavorables

G_{min} : actions permanentes favorables

G_w : action des pressions statiques de l'eau

Q_{lk} : valeur caractéristique de l'action variable de base

$\psi_{oi} Q_{ik}$: valeur de combinaison d'une action variable d'accompagnement

γ_{Gw} vaut : 1 lorsque la pression interstitielle présente un caractère favorable,

1.05 lorsque la pression interstitielle présente un caractère défavorable.

γ_{Ql} vaut : 1.5 dans le cas général,

1.35 pour les charges d'exploitation étroitement bornées ou de caractère particulier.

La combinaison fondamentale devient : ELU1 :

$$1.35P_T + P_G + 1.18P_{st} + 1.5Q_s + 1.3\psi_{02} Q_a$$

B - COMBINAISONS ACCIDENTELLES :

$$G_{max} + G_{min} + G_w + F_A + F_W + Q_{Ik} + \sum Q_{ik}$$

Avec :

F_A : Valeur nominale de l’action accidentelle

F_W : Action hydrodynamique

La combinaison accidentelle devient : ELU2 :

$$P_T + P_G + P_{st} + (E + P_{dy,T} + Q_{dy,s}) + P_{dy} + \psi_{11} Q_s + \psi_{22} Q_a$$

1.2.3.3.2. COMBINAISONS D’ACTIONS ET SOLlicitATIONS DE CALCUL VIS-À-VIS DES ÉTATS LIMITE

DE SERVICE : ELS

A - COMBINAISONS RARES :

$$G_{max} + G_{min} + G_w + Q_{Ik} + \sum \psi_{0i} Q_{ik}$$

ELS1:

$$P_T + P_G + P_{st} + Q_s + \psi_{02} Q_a$$

B - COMBINAISONS FRÉQUENTES :

$$G_{max} + G_{min} + G_w + Q_{Ik} + \sum \psi_{2i} Q_{ik}$$

ELS2:

$$P_T + P_G + P_{st} + \psi_{11} Q_s + \psi_{22} Q_a$$

1.2.3.4. JUSTIFICATION DES QUAIS : STABILITÉ EXTERNE

D’après le fascicule 62 titre V les justifications à faire pour la stabilité externe des quais sont résumées dans le tableau suivant :

Etat limite	Combinaison	Justifications
ELU1	fondamentale	Stabilité au glissement
		Stabilité au renversement
		Stabilité du sol de fondation (poinçonnement)
ELU2	Accidentelle ou sismique	Stabilité au glissement
		Stabilité au renversement
		Stabilité du sol de fondation (poinçonnement)
ELS1	Rares	Stabilité du sol de fondation (poinçonnement)
		Décompression du sol de fondation
ELS2	Fréquente	Stabilité du sol de fondation (poinçonnement)
		Décompression du sol de fondation

1.2.3.4.1. VÉRIFICATION DE LA STABILITÉ AU GLISSEMENT :

La condition suivante doit être vérifiée :

$$H_d \leq V_d \tan \phi' / \gamma_{g1} + c' \cdot A' / \gamma_{g2}$$

Avec les notations suivantes :

H_d et V_d : composantes de calcul horizontale et verticale de l'effort appliqué sur le quai ou bloc de quai,

A' : surface comprimée de celui-ci,

ϕ' : angle de frottement interne du sol,

c' : cohésion.

Sauf dispositions différentes du marché :

γ_{g1} est pris égal à 1,2,

γ_{g2} est pris égal à 1,5.

1.2.3.4.2. VÉRIFICATION DE LA STABILITÉ AU RENVERSEMENT

La vérification consiste à s'assurer que la surface de sol comprimé sous le quai est au moins égale à 10 % de la surface totale de celle-ci.

1.2.3.4.3. VÉRIFICATION DE LA STABILITÉ DU SOL DE FONDATION : POINÇONNEMENT

La vérification consiste à comparer la contrainte de référence définie ci-après, à la contrainte admissible pour le sol d'assise et le type d'état limite considéré.

On doit vérifier que :

$$q'_{réf} \leq \frac{1}{\gamma_q} (q'_u - q'_0) \cdot i_{\delta\beta} + q'_0$$

Avec :

- $q'_{réf}$ contrainte de référence;
- q'_u contrainte ultime sous une fondation superficielle soumise à une charge verticale centrée;
- q'_0 représente la contrainte verticale effective, que l'on obtiendrait dans le sol après travaux au niveau de la base de la fondation en faisant abstraction de celle-ci. S'il existe une nappe de niveau variable, cette contrainte est à calculer dans la situation dans laquelle la fondation est justifiée.
- $i_{\delta\beta}$ est un coefficient minorateur tenant compte de l'inclinaison de la charge et de la géométrie du sol de fondation. A défaut d'autres modèles fixés par le marché ou soumis au maître d'œuvre, $i_{\delta\beta}$ est évalué suivant les indications de l'annexe F.1 de fascicule 62 titre V. (Voir annexe 3)

Sauf disposition différente du marché, γ_q prend la valeur **2** à l'ELU et **3** à l'ELS.

1.2.3.4.3.1. DÉTERMINATION DE LA CONTRAINTE DE RÉFÉRENCE

L'intérêt de cette contrainte de référence est de tenir compte de l'effet défavorable de l'excentrement des charges.

Elle se calcule selon un modèle d'interaction sol-structure

- modèle de Navier : répartition triangulaire ou trapézoïdale de la contrainte ;
- modèle de Meyerhof : contrainte homogène appliquée à une partie seulement de la surface.

A - Pour les semelles rectangulaires on peut appliquer la méthode de **MEYERHOF** qui consiste à calculer les contraintes uniformes sur un rectangle de surface réduite $B' = B - 2e$. La valeur de la contrainte normale et les dimensions du rectangle sont calculées pour équilibrer les efforts appliqués.

$$q'_{ref} = \frac{V}{B - 2e}$$

Avec :

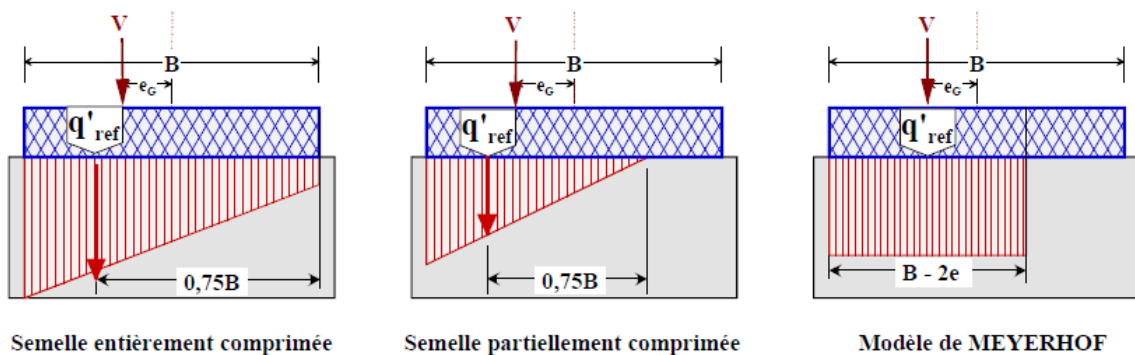
B : la largeur de fondation

$e = \frac{M}{V}$: le rapport des moments sur la résultante des forces verticales

B - Selon le modèle de **Navier**, la contrainte est définie par la formule suivante :

$$q'_{ref} = \frac{3q_{max} + q_{min}}{4}$$

q_{max} et q_{min} sont respectivement les contraintes de compression maximale et minimale normales à la semelle. Si la semelle n'est pas entièrement comprimée, $q_{min}=0$ et q_{max} est redéfini de façon que seule la zone comprimée équilibre les actions.



1.2.3.4.3.2. DÉTERMINATION DE LA CONTRAINTE DE RUPTURE ULTIME SOUS

UNE FONDATION SUPERFICIELLE SOUMISE À UNE CHARGE VERTICALE CENTRÉE

La contrainte limite ultime, notée q_u , est déterminée à partir des caractéristiques du sol sur lequel elle repose.

On peut la déterminer à l'aide de la théorie de la plasticité, ou à partir des essais pénétrométriques et pressiométriques.

A - DÉTERMINATION DE LA CHARGE LIMITE À L'AIDE DE LA THÉORIE DE LA PLASTICITÉ

Le calcul est réalisé pour une semelle de largeur B , à base horizontale encastree dans un sol homogène et supportant une charge verticale centrée.

La contrainte limite ultime est exprimée par la formule suivante :

$$q_u = \frac{1}{2} S_\gamma \gamma B N_\gamma + S_q \gamma D N_q + S_c c N_c$$

S_γ, S_q, S_c sont les coefficients de forme de la semelle ;

N_γ, N_q, N_c sont des paramètres fonction de ϕ ;

C : cohésion du sol ;

ϕ : angle de frottement interne du sol ;

γ : poids volumique du sol.

Cette formule comporte trois termes :

- Le premier terme est appelé *terme de surface* ; il est proportionnel à B
- Le deuxième terme est appelé *terme de profondeur* ; il est proportionnel à D
- Le troisième terme est appelé *terme de cohésion* ; il est proportionnel à C.

Comme on considère le quai comme une **semelle filante**, alors on prend $S_\gamma = S_q = S_c = 1$; et la formule devient :

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + \gamma D N_q + c N_c$$

Il existe dans la littérature, plusieurs formules pour le calcul des coefficients N_i

On peut calculer les valeurs de ces termes à l'aide des formules suivantes :

Terme de surface N_γ :

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left[K_p \frac{\cos(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})}{\cos^2(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2})} - \tan(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}) \right]$$

Terme de profondeur N_q :

$$N_q = \tan^2(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}) e^{\pi \tan \varphi}$$

Terme de cohésion N_c :

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi$$

B - DÉTERMINATION DE LA CONTRAINTE DE RUPTURE ULTIME À PARTIR DES ESSAIS PRESSIOMÉTRIQUES

L'essai pressiométrique permet de déterminer une pression limite nette notée p_{le}^* .

La contrainte de rupture q_u sous la base de la fondation est calculée par la relation suivante :

$$q'_u - q'_0 = K_p p_{le}^*$$

Avec :

- q'_u est la contrainte limite ultime
- q'_0 représente la contrainte verticale effective
- p_{le}^* désigne la « pression limite nette équivalente » (écrêtage des valeurs nettes) ;
- k_p désigne le facteur de portance, calculé suivant la méthode exposée ci-après.

Calcul de facteur de portance k_p

Sauf indication différente du marché, la valeur du facteur de portance k_p est fixée par les expressions du tableau ci-après, en fonction de la nature de la formation concernée, de la profondeur d'encastrement relative D_e/B et du rapport de la largeur B à la longueur L de la fondation.

TYPE DE SOL	EXPRESSION DE K_p
Argiles et limons A, craies A	$0,8 \left[1 + 0,25 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Argiles et limons B	$0,8 \left[1 + 0,35 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Argiles C	$0,8 \left[1 + 0,50 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Sables A	$\left[1 + 0,35 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Sables et graves B	$\left[1 + 0,50 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Sables et graves C	$\left[1 + 0,80 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Craies B et C	$1,3 \left[1 + 0,27 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$

Tableau IV.6 : Les valeurs du coefficient de portance K_p

C - DÉTERMINATION DE LA CONTRAINTE DE RUPTURE ULTIME À PARTIR DES ESSAIS PÉNÉTROMÉTRIQUES

Les essais pénétrométriques permettent de déterminer un effort de pointe noté q_c ou q_d selon le type de pénétromètre.

Détermination de q_u à partir de l'essai au pénétromètre statique

Pour une semelle de largeur B soumise à une charge centrée verticale et d'encastrement D , la valeur de la contrainte limite ultime est :

$$q_u = K_c q_{ce} i_\delta + \gamma D$$

k_c : facteur de portance qui dépend des dimensions de la semelle, de la nature du sol, et de l'encastrement D

q_{ce} : résistance de pointe équivalente

i_δ : coefficient minorateur tenant compte de l'inclinaison de la charge sur la semelle.

Détermination de q_u à partir de l'essai au pénétromètre dynamique

Pour une semelle de largeur B soumise à une charge centrée verticale et d'encastrement D , la valeur de la contrainte limite ultime est :

$$q_u = q_d / 5 \text{ à } 7$$

1.2.3.4.4. DÉCOMPRESSION DU SOL DE FONDATION

Le sol sous la fondation doit rester entièrement comprimé sous combinaisons fréquentes (ELS2).

La surface de sol comprimé sous la fondation doit être au moins égale à 75 % de sa surface totale sous combinaisons rares (ELS1).

2. ETUDE D'IMPACT SUR L'ENVIRONNEMENT

2.1. DESCRIPTION DU PROJET ET DE SES ACTIONS

L'objectif de cette partie est de décrire l'objet du projet et toutes les activités qui en découlent et qui pourraient présenter une certaine importance pour l'environnement, que ce soit dans la phase de construction ou dans la phase d'exploitation.

2.2. IDENTIFICATION DE LA ZONE D'ÉTUDE

L'identification de la zone d'étude consiste à délimiter une zone au-delà de laquelle aucun gain environnemental ou technico-économique n'est anticipé, et ce à l'aide des cartes topographiques ou avec d'autres outils tels que des cartes thématiques et des photographies aériennes.

La zone d'étude devra être suffisamment étendue pour permettre la prise en compte de l'ensemble des effets directs, mais également des effets indirects du projet.

La délimitation de la zone d'étude (liée directement au projet) devra permettre de tenir compte de tous les enjeux environnementaux prioritaires découlant de la réalisation du projet.

Il est à noter que l'acquisition de ces cartes sera à la charge du consultant.

2.3. DESCRIPTION DES COMPOSANTES DU MILIEU

La description détaillée de l'état initial de l'environnement en faisant ressortir les composantes des milieux physique, biologique et humain de la zone d'étude, notamment :

- un inventaire du milieu naturel : ressources physiques (géomorphologie, zones d'érosion, zones fragiles, ...etc) et ressources biologiques (faune, flore, ...etc) ;
- un inventaire du milieu humain : cadre socio-économique, infrastructures, utilisation des sols actuels et prévus, ...etc.

2.4. IDENTIFICATION ET ÉVALUATION DES IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX

Dans cette partie, on s'intéressera à la description de chacune des sources d'impact reliées aux phases de construction et d'exploitation du projet.

Les impacts à analyser concerneront :

- le milieu physique : la qualité des eaux marines et lagunaires et la qualité de l'air.
- le milieu naturel : faune et flore.

2.5. ÉVALUATION DES IMPACTS

L'évaluation des impacts (négatifs, positifs, directs, indirects, permanents, temporaires) devra être réalisée à l'aide d'une approche reposant sur les indicateurs suivants :

- la sensibilité,
- l'intensité,
- l'étendue et la durée de l'impact.

Ces indicateurs seront agrégés en un seul indicateur synthèse, intitulé «Importance de l'impact».

2.6. IDENTIFICATION DES MESURES D'ATTÉNUATION

L'objectif de cette partie est l'identification de toutes les mesures nécessaires pour minimiser les répercussions environnementales du projet et en maximiser l'intégration dans le milieu. Ces mesures pourront porter sur l'atténuation, la compensation des impacts et l'insertion du projet dans le milieu.

2.7. BILAN ENVIRONNEMENTAL

La présentation du bilan environnemental du projet en discutant de la sensibilité des composantes du milieu touchées par le projet, de l'importance relative des impacts, et en portant un jugement sur le degré d'atténuation escompté par rapport aux impacts résiduels du projet.

On s'intéressera aussi à l'élaboration d'une synthèse portant sur :

- une description succincte des impacts ;
- la valeur de chacun des indicateurs ayant servi à l'évaluation des impacts ;
- La description des mesures d'atténuation, de compensation et/ou d'insertion proposées, ainsi que le coût de ces mesures et leur phasage dans le temps ;

2.8. ÉLABORATION DES PROGRAMMES DE SURVEILLANCE ET DE SUIVI ENVIRONNEMENTAUX

2.8.1. PROGRAMME DE SURVEILLANCE

Ce programme porte sur l'identification des aspects spécifiques qui devront faire l'objet d'une surveillance environnementale, de façon à s'assurer de l'application des mesures proposées dans l'étude d'impact.

Des moyens à mettre en œuvre pour l'exécution du dit programme seront proposés.

2.8.2. PROGRAMME DE SUIVI

Ce programme porte sur l'identification des aspects qui devront faire l'objet d'un suivi environnemental lors de la phase d'exploitation du projet.

Des moyens à mettre en œuvre pour l'exécution du dit programme seront proposés.

3. ESTIMATION SOMMAIRES DU COÛT DU PROJET

L'estimation sommaire du montant global du projet se fait à l'aide des ratios disponibles dans les bases de données DPDPM établies sur la base des projets similaires antérieurs, réalisés par DPDPM.

4. ELABORATION DES TERMES DE RÉFÉRENCE DES RECONNAISSANCES GÉOTECHNIQUES COMPLÉMENTAIRES

En fonction du besoin, le BET établira des termes de références des reconnaissances géotechniques complémentaires en vue d'en tenir compte pour affiner le dimensionnement et l'optimisation des ouvrages dans l'APD ci-après.

5. ETUDE MATHÉMATIQUE DE TENUE À POSTE

L'objet de l'étude est la recherche de solutions pour améliorer les conditions d'exploitation des quais.

L'étude mathématique de tenue à poste permet de simuler, dans le domaine temporel, le comportement des navires amarrés soumis à des forces extérieures comme le vent, la houle, le courant ou les pressions induites par le passage de navires. Le comportement du navire est ainsi déterminé par les caractéristiques du système d'amarrage (lignes et défenses) et le type de poste : structures fixes (quais, jetées) ou flottantes (SPM).

L'étude de tenue à poste permet également d'étudier :

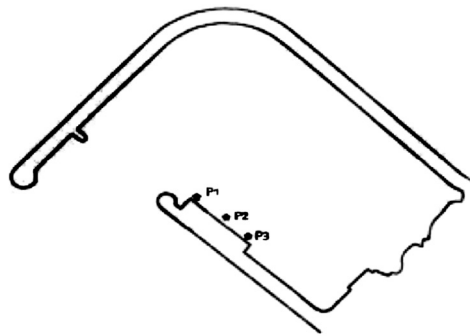
- Les conditions opérationnelles : L'objectif de l'étude des conditions opérationnelles est de déterminer les seuils d'indisponibilité et d'améliorer le dispositif d'amarrage si nécessaire. Les critères opérationnels sur les mouvements sont recommandés par l'AIPCN et sont définis selon le type de navire, le mode et le rendement de chargement/déchargement. Les conditions opérationnelles sont testées dans le cas le plus défavorable et en tenant compte de la concomitance des houles et du vent.
- Les conditions de résonance du port : L'objectif de l'étude des ondes longues est d'estimer si possible les impacts sur les taux d'indisponibilité et d'améliorer le dispositif d'amarrage.

Cette étude permet de déterminer :

- les fréquences pour lesquelles des modes de résonance apparaissent ;
- les amplitudes de variation de niveau d'eau ;
- les amplitudes des vitesses, paramètre essentiel pour l'étude d'amarrage.

Cette étude permet également de déterminer la réponse du navire amarré en prenant en compte :

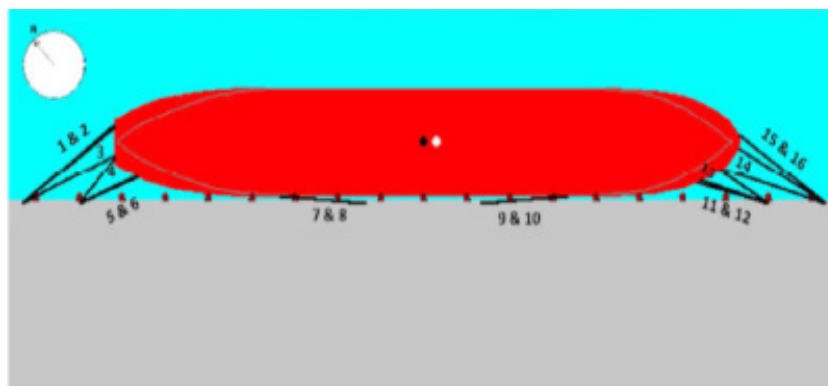
- la houle régulière/irrégulière ;
- le vent, avec les effets de rafales, et le courant ;
- les caractéristiques hydrodynamiques des navires (masse ajoutée, amortissement) ;
- les caractéristiques non linéaires des lignes d'amarrage et des défenses d'accostage.



Fréquence des ondes longues (Hz)	Périodes correspondantes (s)	Amplitude de variation de niveau (m)	Amplitude des vitesses (m/s)
0.00575	174	0.75	0.70
0.0133	75	0.80	0.15
0.02425	41	1.00	0.20

Les simulations d'amarrages se baseront sur l'établissement du schéma d'amarrage :

- défenses : type, espacement, énergie nominale, réaction nominale ;
- bollards : type, nombre espacement ;
- lignes d'amarrage : nombre, type, diamètre, charge maximale à la rupture et prétension.



V/ ETUDE DE L'AVANT PROJET DÉTAILLÉ

Dans ce chapitre, il sera traité les éléments suivants, en tenant compte des résultats géotechniques complémentaires et les ajustements et recommandations des essais 2D et 3D cité dans le chapitre IV :

- Dimensionnement et optimisation des ouvrages projetés : digue, quais, équipement de quais, terre-plein, etc.
- L'établissement des plans d'ensembles et des plans détaillés des ouvrages.
- L'avant métré détaillé des ouvrages.
- L'estimation détaillée du coût des travaux sur la base des prix unitaires et de l'avant métré détaillé.

VI/ ÉTABLISSEMENT DU DOSSIER DE CONSULTATION DES ENTREPRISES

Le dossier de consultation des entreprises comprend les pièces suivantes :

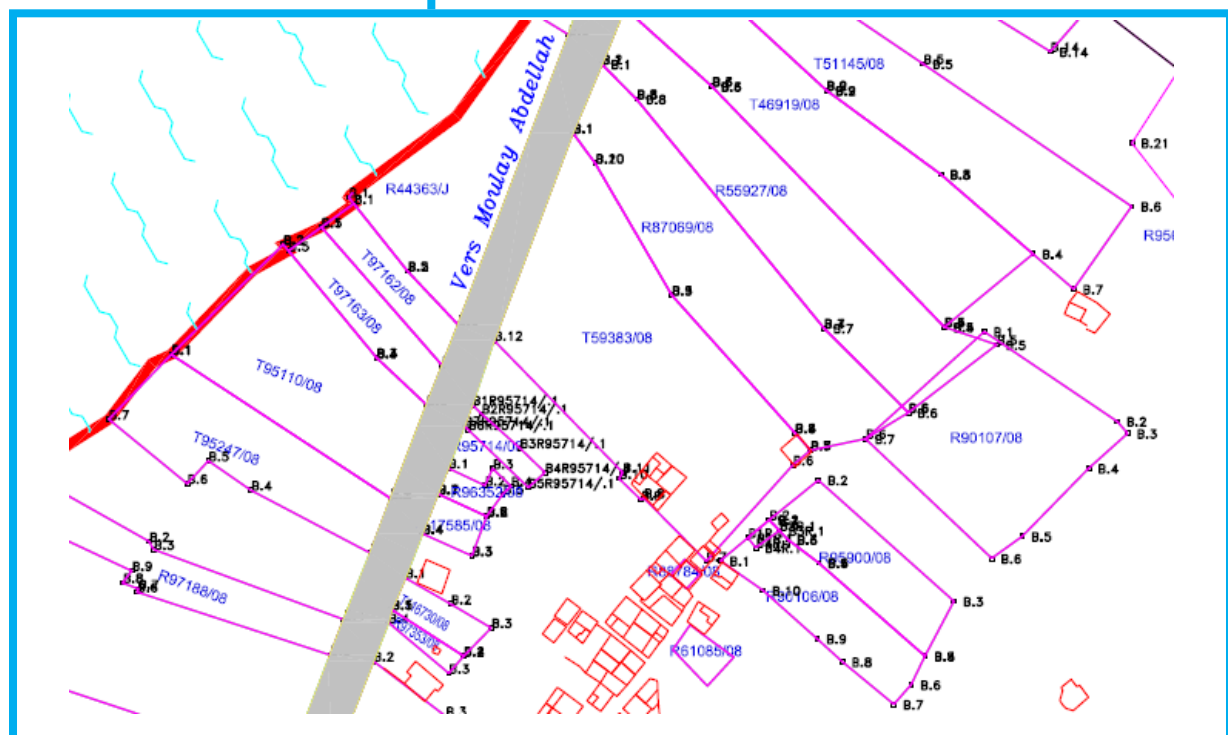
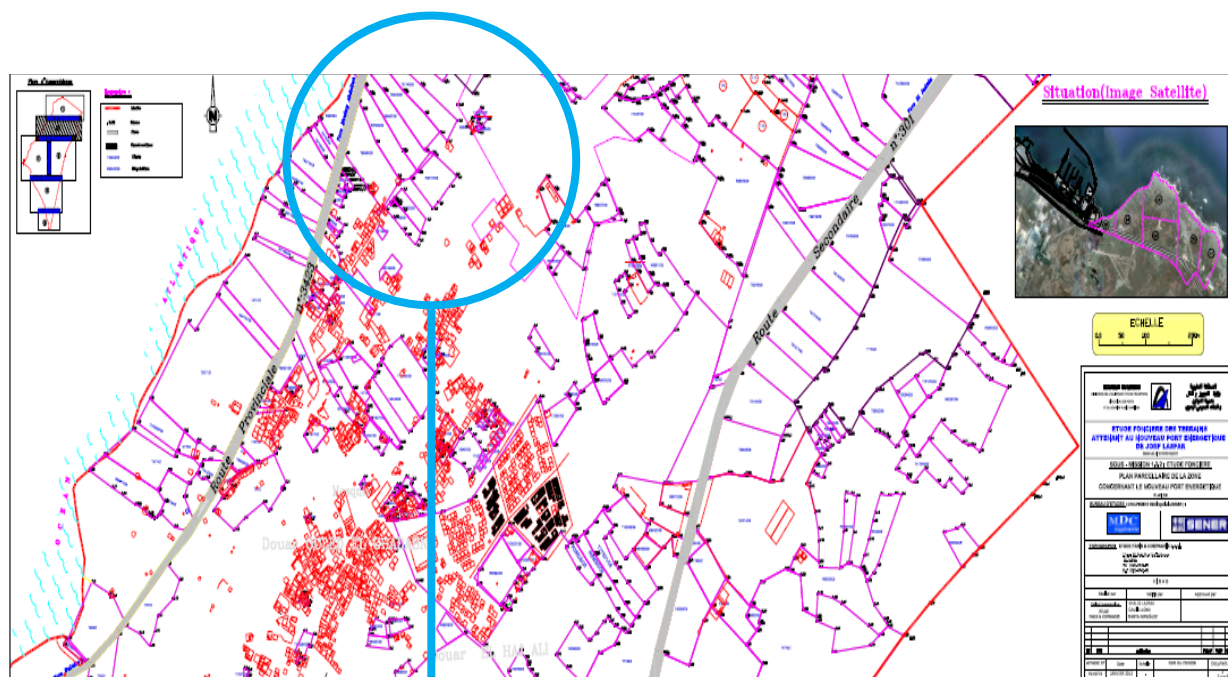
- Le règlement de l'appel d'offre.
- Le cahier des prescriptions spéciales.
- Le bordereau des prix-détail estimatif.
- Les dossiers techniques.
- Les plans d'appel d'offres.
- L'avis d'appel d'offre en français et en arabe.

ANNEXES

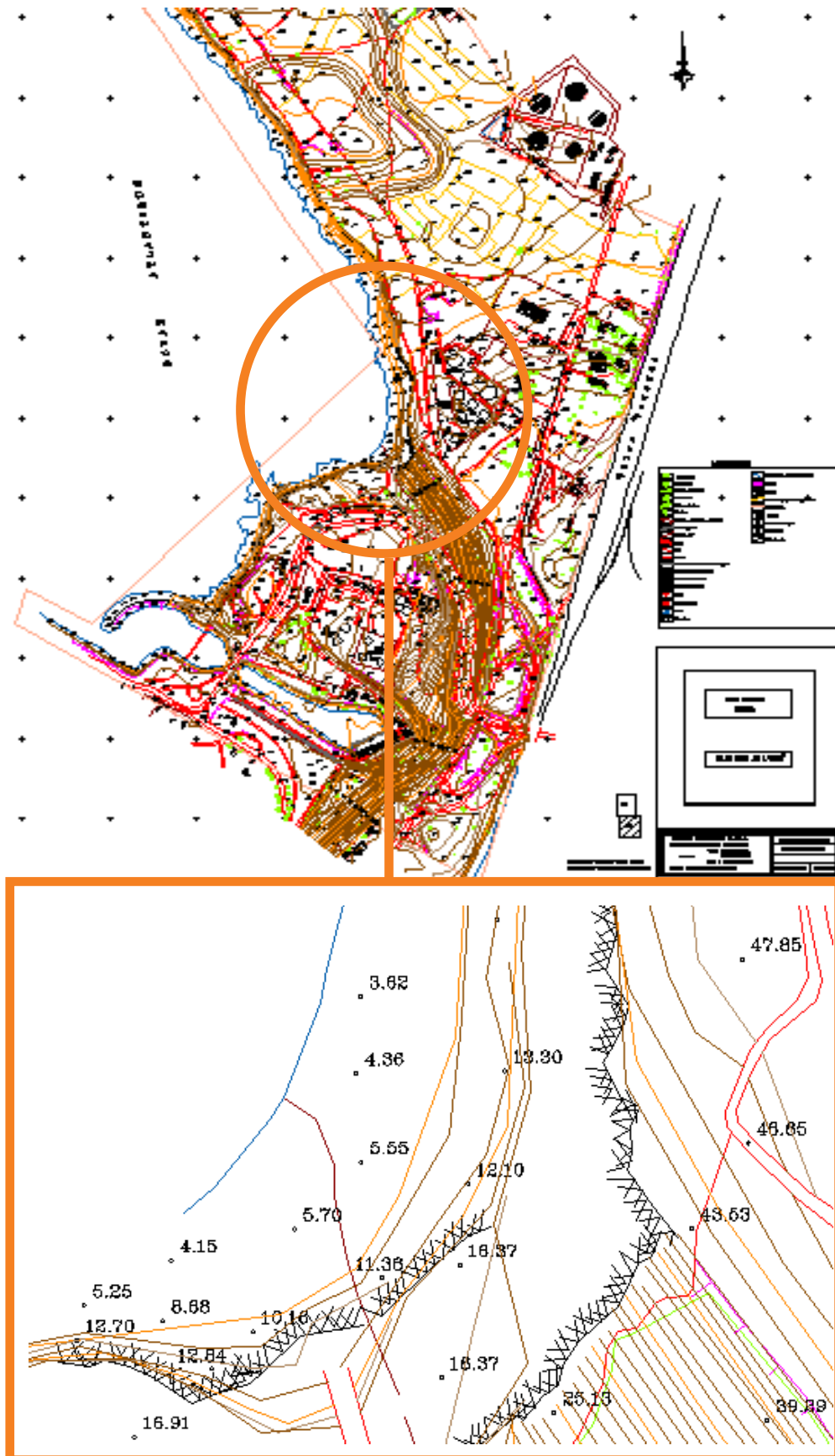
ANNEXE 1

ÉTUDES PRELIMINAIRES

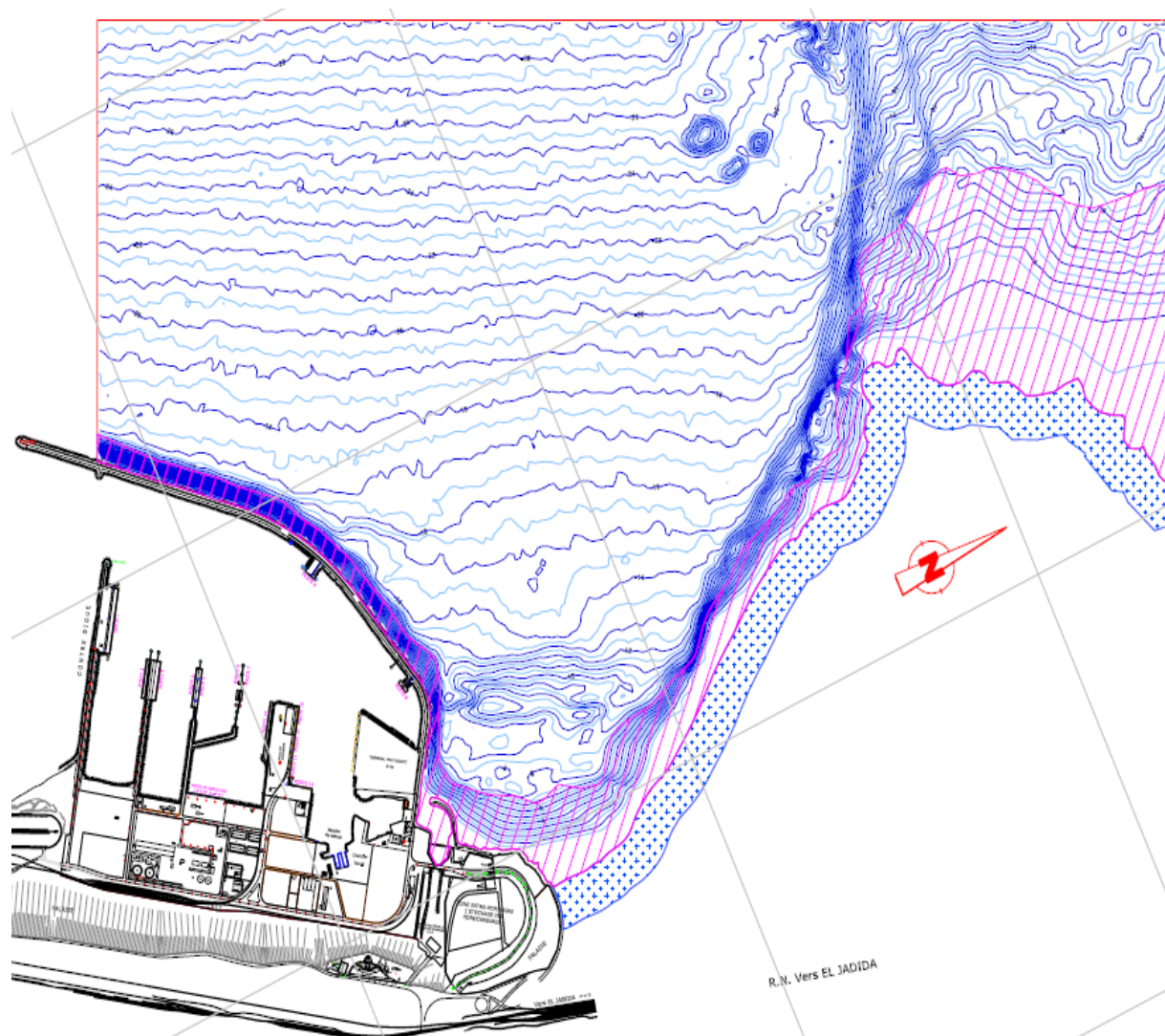
ANNEXE 1.1 : ETUDE FONCIÈRE



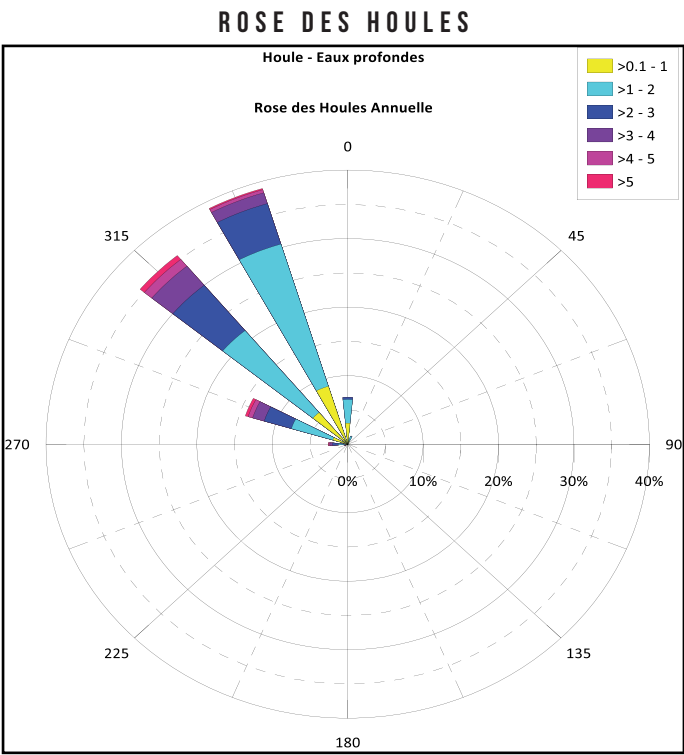
ANNEXE 1.2 : LEVÉ TOPOGRAPHIQUE



ANNEXE 1.3 : LEVÉ BATHYMÉTRIQUE



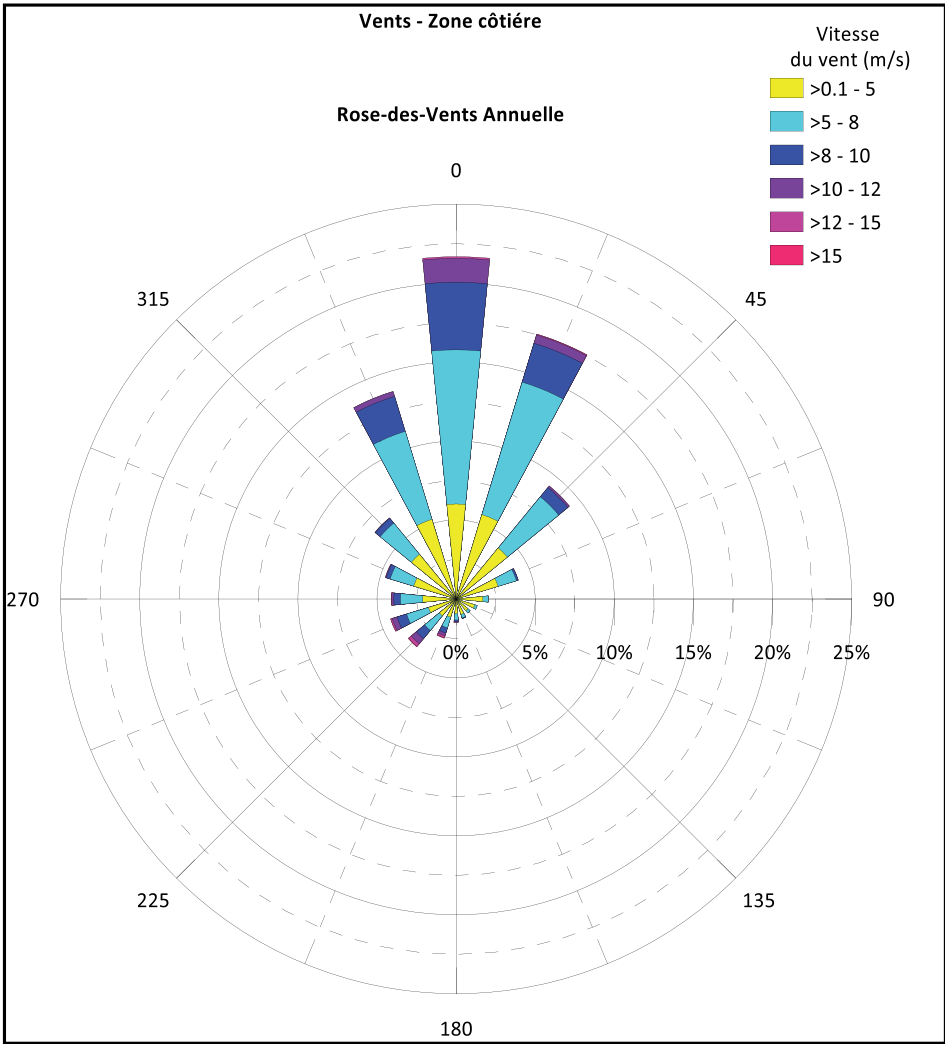
ANNEXE 1.4 : ETUDE DE HOULES



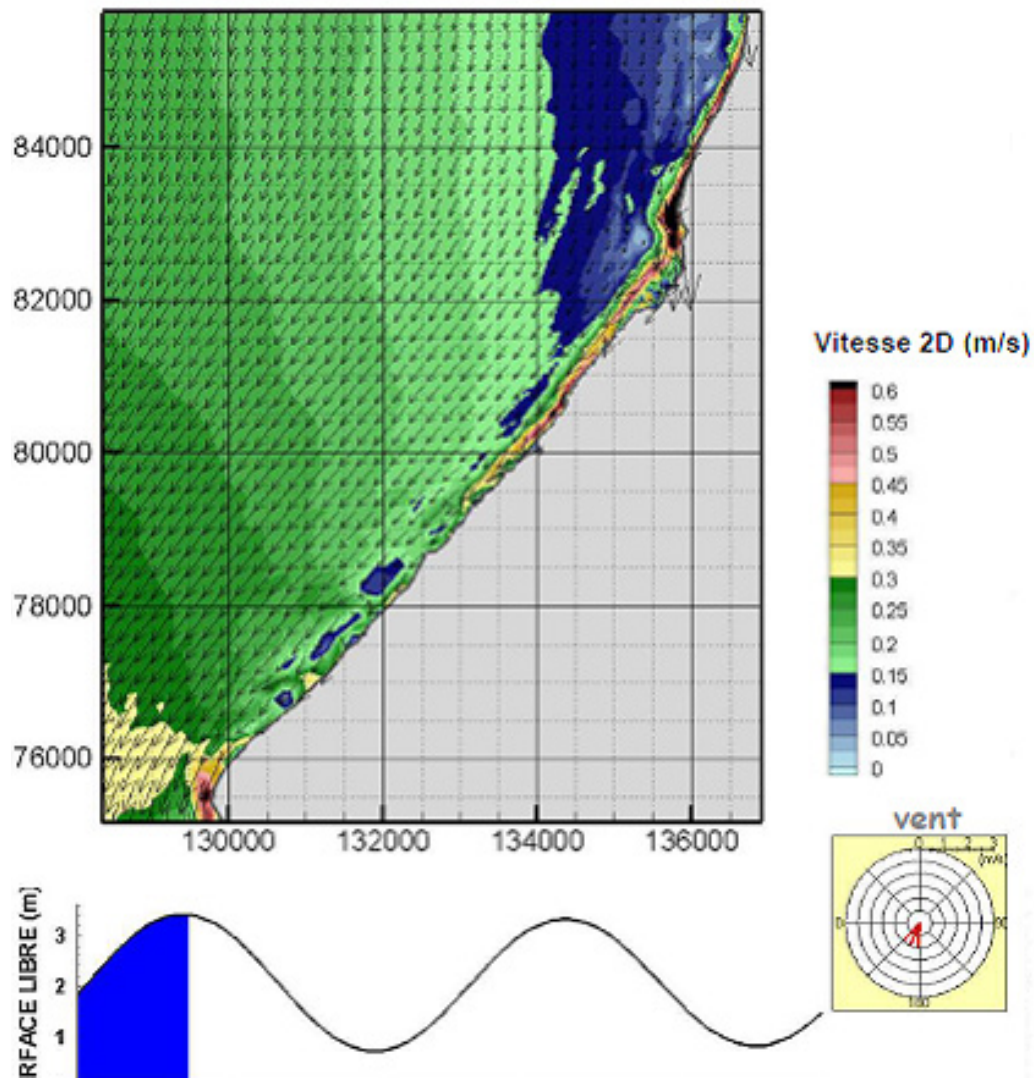
HOULE DE PROJET :

Tr (années)	Hs (m)			
	Toutes directions	NNW	NW	WNW
1	5.00	3.27	2.69	4.27
5	8.25	5.85	6.55	7.84
10	9.04	6.56	7.56	8.60
20	9.74	7.23	8.49	9.25
25	9.95	7.44	8.78	9.44
30	10.12	7.61	9.02	9.59
50	10.57	8.08	9.65	9.98
100	11.15	8.71	10.49	10.46
200	11.69	9.33	11.30	10.88
300	11.99	9.69	11.75	11.10
500	12.35	10.14	12.32	11.37

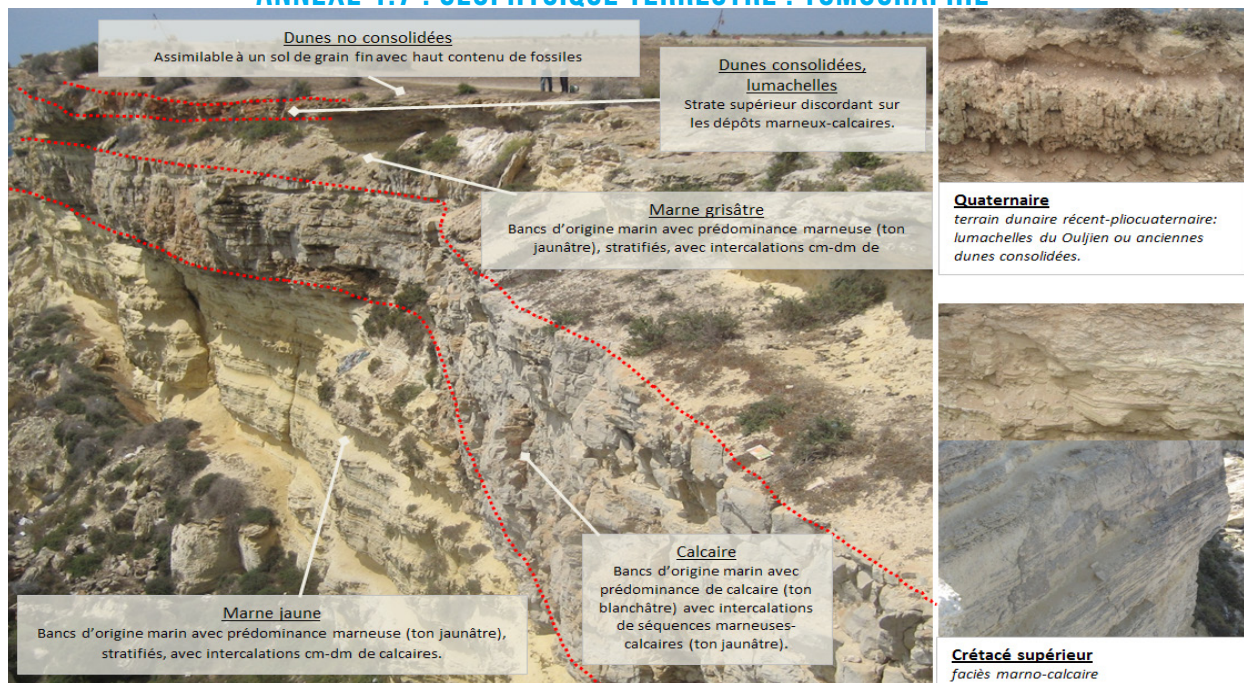
ANNEXE 1.5 : LES VENTS



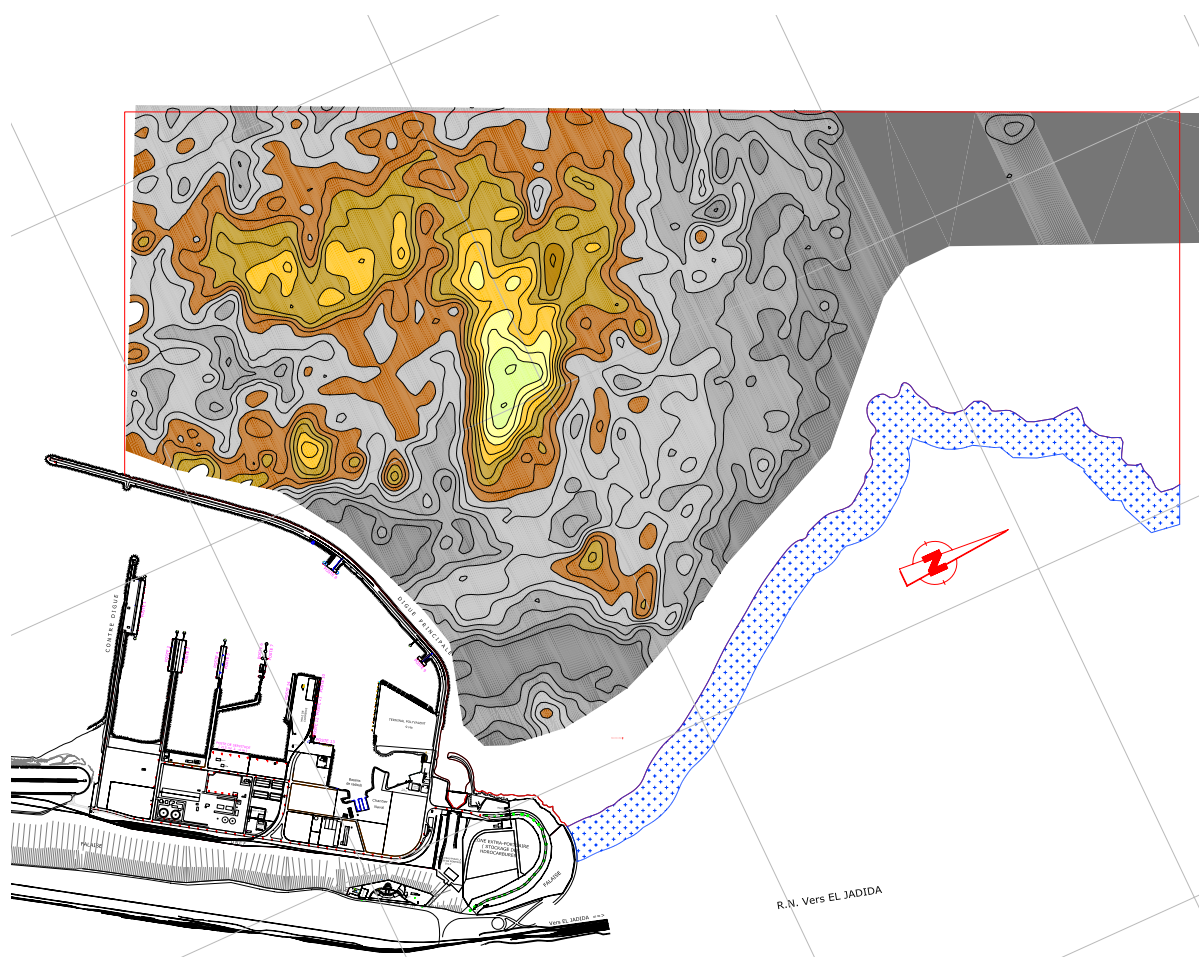
ANNEXE 1.6 : LES COURANTS



ANNEXE 1.7 : GÉOPHYSIQUE TERRESTRE : TOMOGRAPHIE



ANNEXE 1.8 : GÉOPHYSIQUE MARINE : SISMIQUE RÉFLEXION

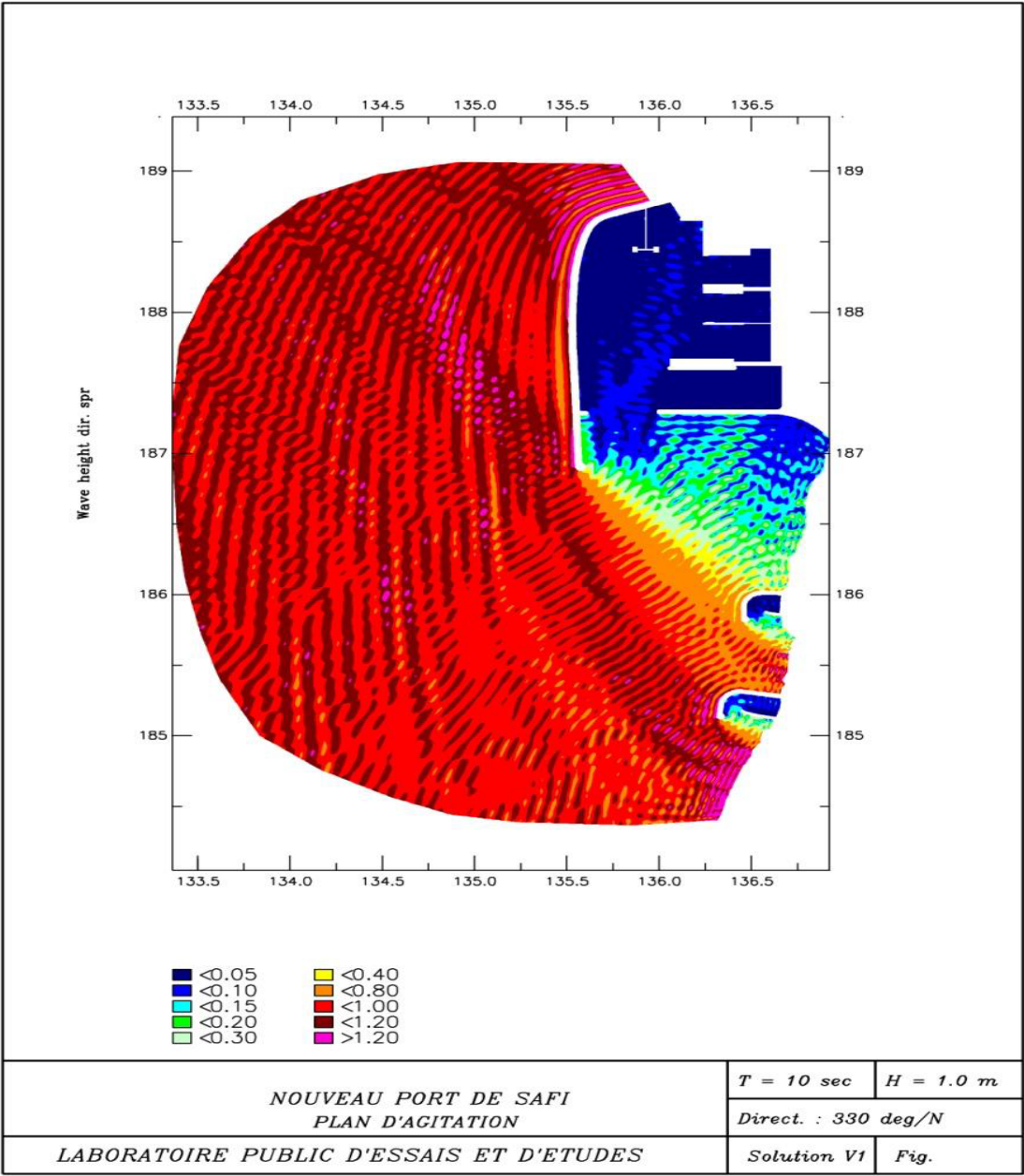


L'épaisseur 0.0-0.5m	L'épaisseur 3.0-3.5m	L'épaisseur 6.0-6.5m
L'épaisseur 0.5-1.0m	L'épaisseur 3.5-4.0m	L'épaisseur 6.5-7.0m
L'épaisseur 1.0-1.5m	L'épaisseur 4.0-4.5m	L'épaisseur 7.0-7.5m
L'épaisseur 1.5-2.0m	L'épaisseur 4.5-5.0m	L'épaisseur 7.5-8.0m
L'épaisseur 2.0-2.5m	L'épaisseur 5.0-5.5m	
L'épaisseur 2.5-3.0m	L'épaisseur 5.5-6.0m	

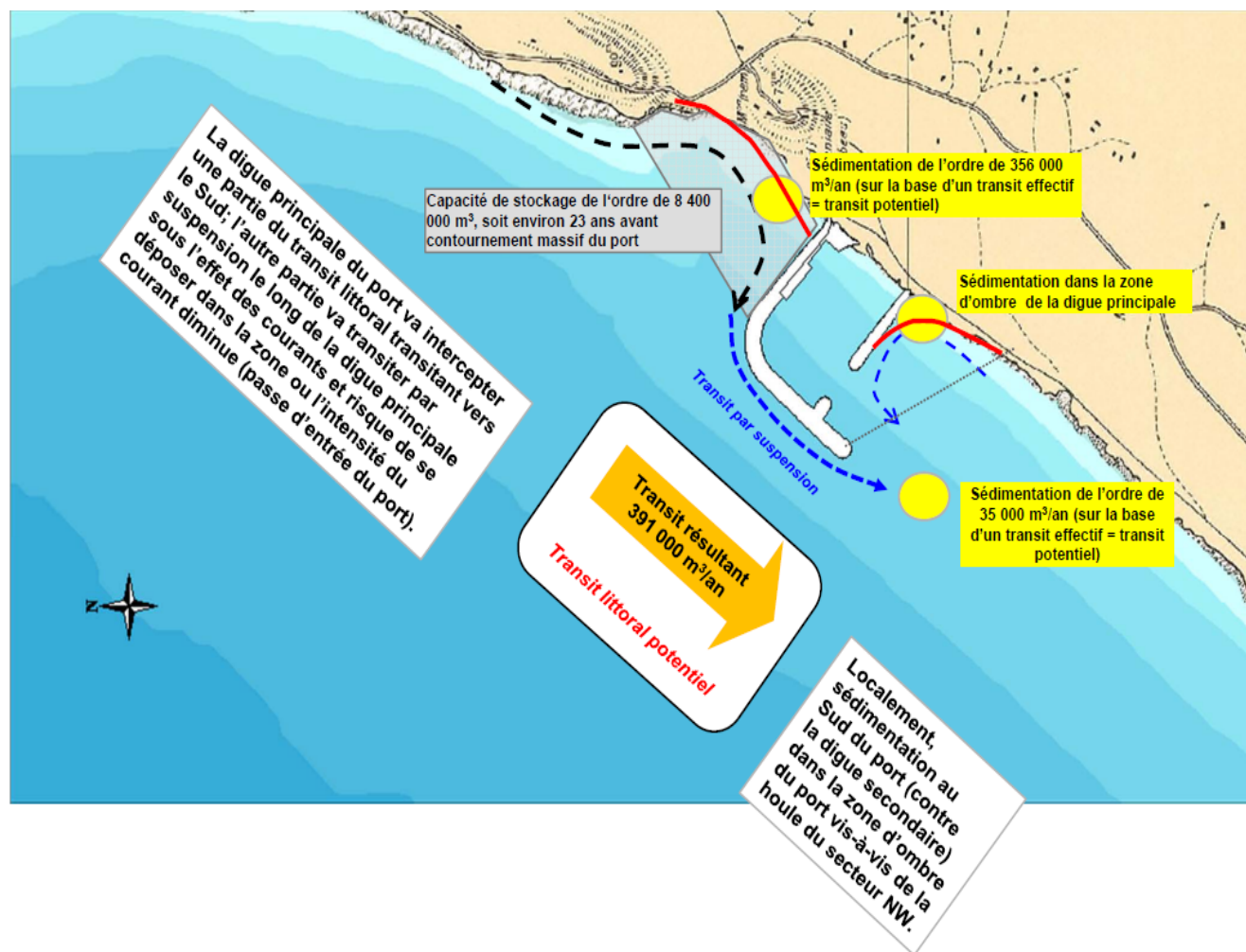
ANNEXE 2

PLAN DE MASSE

ANNEXE 2.1 : ETUDE D'AGITATION : TAUX D'AGITATION À DIFFÉRENTS ENDROITS DU PORT



ANNEXE 2.2 : ETUDE SÉDIMENTOLOGIQUE



ANNEXE 2.3 : ETUDE DE MANŒVRABILITÉ (3D)

SIMULATEUR 3D



EXEMPLE DES RESULTATS

	Numéro	Plan masse du port	Navire		Poste	Manœuvre	Conditions Océano-météorologiques							
			modèle	chargement			Type	houle			vent		courant portant au	Niveau d'eau (m/ZH)
								Hs (m)	Dir. Prov.	période (s)	dir. de prov.	m/s		
SIMULATIONS EN CONDITIONS OPERATIONNELLES	1	Phase 1	Bulk Carrier	Chargé	Charbonnier Nord	Accostage babord à qual	A	5	NO	17	NNE	12	N	+2
	2					Accostage tribord à qual	A	5	NO	17	NNE	12	N	+2
	3					Accostage babord à qual	B	3	O	14	O	12	N	+2
	4					Accostage tribord à qual	B	3	O	14	O	12	N	+2
	5					Lège	Appareillage babord à qual	B	3	O	14	O	12	N
	6	Phase 2	Bulk Carrier	Chargé	Charbonnier Nord	Accostage tribord à qual	A	5	NO	17	NNE	12	N	+2
	7					Accostage babord à qual	B	3	O	14	O	12	N	0
	8			Lège	Appareillage babord à qual	A	5	NO	17	NNE	12	N	+2	
	9			Chargé	Charbonnier Sud	Accostage tribord à qual	A	5	NO	17	NNE	15	N	+2
	10					Accostage babord à qual	B	3	O	14	O	15	N	0
	11			Lège	Appareillage babord à qual	C1	3	O	14	SO	15	N	+2	
	12			Charbonnier Nord	Appareillage babord à qual	C1	3	O	14	SO	15	N	+2	
	13			Bulk Carrier	Chargé	Entrée simple	C2	5	O	16	SO	15	N	+2
	14		Bulk Carrier lege	Lège	Vrac Sud	Accostage babord à qual	B	3	O	14	O	12	N	+2
	15					Accostage tribord à qual	B	3	O	14	O	12	N	+2
	16				Vrac Nord	Accostage babord à qual	A	5	NO	17	NNE	12	N	+2
	17					Accostage tribord à qual	A	5	NO	17	NNE	12	N	+2
	18				Vrac Sud	Appareillage babord à qual	A	5	NO	17	NNE	12	N	+2
	SITUATIONS d'AVARIES	19				Chargé	Vrac Nord	AVARIE MACHINE ARRIERE	C1	3	O	14	SO	15

ANNEXE 3

APS : COEFFICIENT MINORATEUR _{$i_{\delta\beta}$}

EVALUATION DU COEFFICIENT MINORATEUR LIÉ À L'INCLINAISON DES CHARGES ET À LA GÉOMÉTRIE DU SOL DE FONDATION

1 - FONDATION SUR SOL HORIZONTAL SOUMISE À UNE CHARGE CENTRÉE INCLINÉE

A - SOLS COHÉRENTS : ARGILE, LIMON

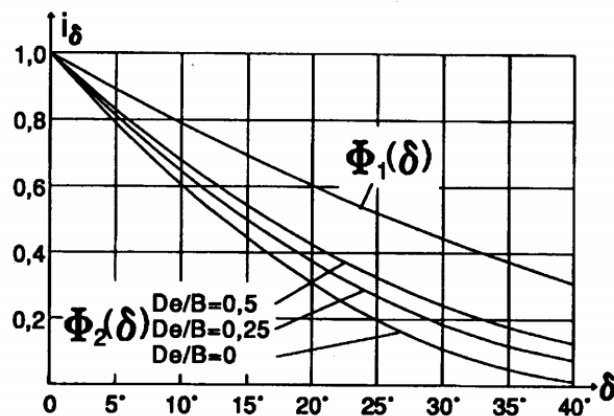
$$i_{\delta} = \Phi_1(\delta) = \left(1 - \frac{\delta}{90}\right)^2$$

B - SOLS FROTTANTS : SABLE, GRAVIER

$$i_{\delta} = \Phi_2(\delta) = \left(1 - \frac{\delta}{90}\right)^2 \left(1 - e^{-\frac{D_e}{B}}\right) + \left[\max\left\{\left(1 - \frac{\delta}{45}\right); 0\right\}\right]$$

Avec B, largeur de la fondation et de la hauteur d'encastrement mécanique, δ en degré.

Les fonctions $\Phi_1(\delta)$ et $\Phi_2(\delta)$ sont représentées sur l'abaque ci-dessous.

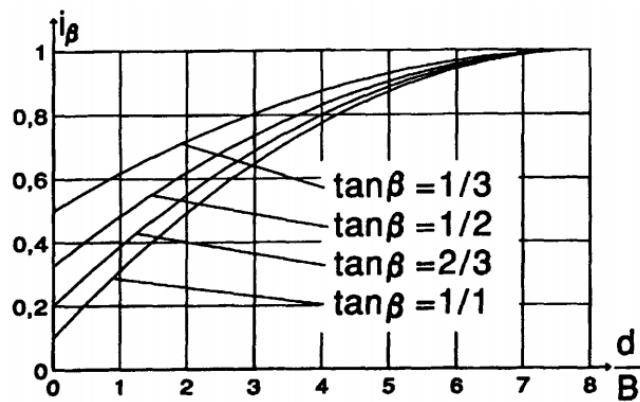


2 - FONDATION EN CRÊTE DE TALUS SOUMISE À UNE CHARGE VERTICALE CENTRÉE

Les règles qui suivent ne sont applicables qu'aux sols frottants dotés d'un angle de frottement interne suffisant pour que la pente soit naturellement stable. De plus, on limitera leur application à des pentes inférieures ou égales à 1/1.

La figure ci-après indique les notations adoptées.

- B : désigne la largeur de la fondation mesurée dans le plan de plus grande pente,
- d : la distance horizontale entre l'arête aval de la fondation et le talus,
- β : l'angle de la pente par rapport à l'horizontale.



A - CAS D'UN ENCASTREMENT NUL

$$i_{\beta} = \Psi \left(\beta, \frac{d}{B} \right) = 1 - 0,9 \cdot \tan \beta \cdot (2 - \tan \beta) \cdot \left[\max \left\{ \left(1 - \frac{d}{8B} \right); 0 \right\} \right]^2$$

B - CAS GÉNÉRAL D'UN ENCASTREMENT QUELCONQUE

On pourra tenir compte de l'encastrement en procédant de la façon suivante :

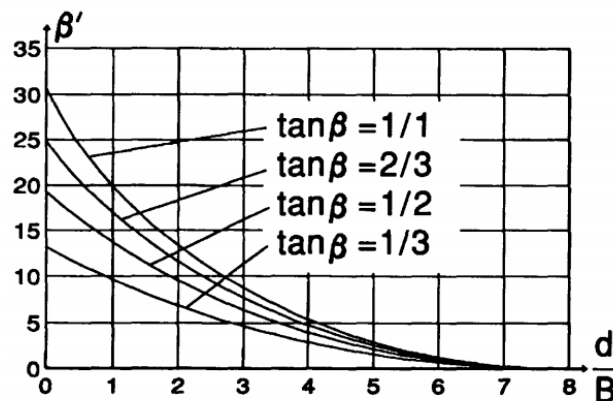
Soit β' l'angle qui donne le même coefficient de minoration que pour un encastrement nul :

Le coefficient minorateur i_{β} est pris égal à :

$$i_{\beta} = \Phi_2(\beta')$$

Φ_2 étant la fonction définie ci-dessus, D_e étant calculé au niveau de l'arête aval de la fondation.

La figure ci-après donne une représentation graphique de l'angle β' .



3 - FONDATION EN CRÊTE DE TALUS SOUMISE À UNE CHARGE CENTRÉE INCLINÉE

A - CAS OÙ L'INCLINAISON EST DIRIGÉE VERS L'EXTÉRIEUR DU TALUS

$$i_{\delta\beta} = \Phi^2 (\delta + \beta')$$

B - CAS OÙ L'INCLINAISON EST DIRIGÉE VERS L'INTÉRIEUR DU TALUS

Le coefficient minorateur $i_{\delta\beta}$ est pris égal à la plus petite des valeurs suivantes:

- valeur i_{δ} , sans tenir compte de la présence du talus.
- $\Phi^2 (|\beta' - \delta|)$.

ANNEXE 4

APS : ESTIMATION SOMMAIRE DU COÛT

RATIOS DES COÛTS DES OUVRAGES

Désignation des ouvrages		Unité de mesure	Coût (Dirhams)
remblais (moyens terrestres) dont roulement		m ³	140
Dragage en sable avec mise en remblai		m ³	60
Tout venant de carrière pour les remblais		m ³	120
Déroctage avec mise en remblai		m ³	300
Cavaliers interne	côte à -5	m	72 000
	-5 à -10	m	126 000
	-10 à -15	m	126 000
Cavaliers exposés	Côte – 5	m	81 600
	-5 à -10	m	168 000
	-10 à -15	m	360 000
	-15 à -20	m	595 714
Quai	-8	m	180 000
	-12	m	432 000
	-16	m	528 000
	-20	m	777 600
Digue principale	Côte – 5	m	145 200
	-5 à -10	m	396 000
	-10 à -15	m	660 000
	-15 à -20	m	990 000
	-20 à -25	m	1 452 000
Digue secondaire	Côte – 5	m	121 000
	-5 à -10	m	330 000
	-10 à -15	m	550 000
	-15 à -20	m	825 000

BIBLIOGRAPHIE

- Cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés public de travaux
- Fascicule 62 titre V (France)
- Guide d'enrochement 2ème édition 2009 ;
- AFPS 90 Tome 2 : règles de construction parasismique ;
- C.E.T.M.F. : Centre d'Etudes Techniques Maritimes et Fluviales