

Université
de Liège



Université de Liège –
Faculté des Sciences Appliquées

**Année
académique
2010-2011**

Protection de la ville de Saigon contre
les inondations –
Conception de la barrière de Thu Bo

**Mémoire de fin d'études réalisé en
vue de l'obtention du grade
d'Ingénieur Civil des Constructions
par Alice Vandebussche**

Jury :

Philippe Rigo (promoteur)
Sebastien Erpicum
Jean-Marc Franssen
Jean-Luc Trine

Remerciements

Je remercie le Pr. Philippe Rigo, mon promoteur, de m'avoir permis d'étudier sur un sujet aussi intéressant, pour l'aide qu'il m'a fournie et les conseils qu'il m'a prodigués ; le Pr. Jean-Marc Franssen et Messieurs Sébastien Erpicum et Jean-Luc Trine, membres de mon jury, pour les conseils qu'ils m'ont fournis.

Je remercie le Pr. Trinh Cong Van ainsi que Messieurs Le Xuan Bao et Nguyen Trung Dzung, qui m'ont accompagnée lors de mon stage au Vietnam et m'ont fourni de nombreux renseignements. J'adresse un merci tout particulier à Vu Hoang Thai Duong, Phuong Vu, Dinh Van Duy, Mai Anh Quang et Nguyen Thi Hong Ha, étudiants vietnamiens qui m'ont fourni de nombreuses données sur le projet de Thu Bo ainsi que des traductions de normes vietnamiennes.

Je tiens également à remercier le service ANAST de l'Université de Liège pour son soutien dans la rédaction de mon mémoire, particulièrement Monsieur Olivier Yerna pour son aide concernant l'utilisation du logiciel LBR 5 ; Monsieur Frédéric Collin du service GEO³ pour son aide lors du calcul des fondations ; ainsi que Monsieur Baudouin Henrotte, spécialisé en oléo hydraulique, pour son aide concernant l'étude des vérins.

Enfin, je remercie ma famille et mes amis pour leur soutien tout au long de la réalisation de ce travail.

Énoncé

Le travail portera sur la conception de la barrière marée-tempête de Thu Bo, Vietnam. Il sera composé d'une description de la problématique des inondations à Ho Chi Minh Ville, de l'analyse des différentes solutions proposées pour y remédier, d'une conception générale de la barrière, d'études plus approfondies de certains éléments de la barrière et de l'étude de problèmes tels la protection des berges et du fond ainsi que la définition de méthodes de construction et de maintenance.

La conception générale consistera à déterminer la position de l'ouvrage et ses principales caractéristiques :

- nombre de passes et dimensions principales de celles-ci
- position de l'écluse et dimensions principales de celle-ci
- type de portes envisagées pour la barrière

La conception approfondie traitera du prédimensionnement de différents éléments constituant la structure. Ce prédimensionnement sera réalisé avec les outils informatiques adéquats et en utilisant des règles de calculs appropriées. Les éléments étudiés seront :

- les portes
- le radier
- les fondations
- les piles

Tous ces aspects seront abordés avec un esprit critique et scientifique en tenant compte de toutes les contraintes liées à ce projet (économiques, écologiques, sociales,...). Quand cela est possible, une comparaison sera faite par rapport au projet approuvé par le gouvernement vietnamien. Chacun de mes choix sera justifié et argumenté.

Lu et approuvé

Pr. Philippe
RIGO

Lu et approuvé

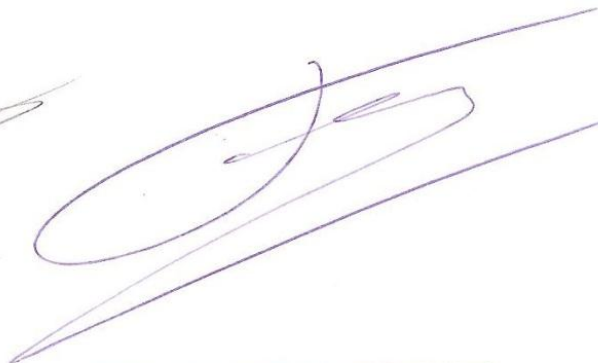
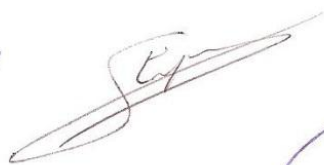
Pr. Jean-Marc
FRANSSEN

Lu et approuvé

M. Sébastien
ERPICUM

Lu et approuvé

M. Jean-Luc
TRINE



Résumé

Le présent travail porte sur la conception de la barrière marée-tempête de Thu Bo, à proximité d'Ho Chi Minh ville au Vietnam. Cet ouvrage a pour but la protection d'Ho Chi Minh ville (mégalopole de 8 millions d'habitants) contre les inondations auxquelles elle est sujette à l'heure actuelle. Il s'intègre dans le projet MARD qui consiste en la réalisation d'une digue de plusieurs dizaines de kilomètre autour de la ville et de 12 barrières marée-tempête.

Ce travail étudie différentes variantes de réalisation avant de se porter sur le choix d'une barrière marée-tempête composée de

- quatre vannes levantes de 40m de long et de 12.5m de haut dont deux navigables,
- d'une écluse de 12.5m de large et de 125m de long,
- d'un ouvrage fixe en enrochement de 50m de long placé en rive droite.

La vanne levante est modélisée, analysée et optimisée à l'aide du logiciel LBR 5 ; le radier est vérifié au soulèvement et aux affouillements (par la règle de Bligh) et la quantité d'acier est approximée selon les principes courants de béton armé ; les piles sont étudiées de façon à minimiser leur impact sur l'écoulement naturel de la rivière et leur stabilité au glissement et au décollement est vérifiée ; les fondations sont dimensionnées selon les règles classiques de géotechnique en vérifiant que leur tassement reste dans des limites raisonnables ; l'enrochement nécessaire pour satisfaire la durabilité des berges et du lit de la rivière est également déterminé ; et enfin, les palplanches à utiliser durant les phases de constructions sont pré-dimensionnées selon la méthode de Blum.

Abstract

The subject of this report is the design of the Thu Bo storm surge barrier, close to Ho Chi Minh City, Vietnam. The main purpose of this barrier is to protect Ho Chi Minh City (megapolis of 8 million inhabitants) from being flooded. This barrier is part of the MARD project, which consists in the construction of a ring dyke of several kilometers and 12 storm-surge barriers.

Several variants are studied before choosing a storm surge barrier composed by

- four lifting gates of 40m of length and 12.5m of height, of which two are navigable,
- a lock of 12.5m of width and 125m of length,
- a rock fill dam of 50m of length placed on the right bank of the river

The lifting gate is modeled, studied and optimized with the LBR 5 software ; the sill is verified to lifting and scouring (using Bligh rule) and the needed steel amount is approximated according to traditional concrete analysis principles ; piers are designed in such a way to minimize their effect on the natural river flow and are checked against sliding and overturning ; foundations are designed according to usual geotechnical principles and their settling is verified ; a rip-rap is designed in order to protect the river bed and river banks ; finally, steel piles used during construction are designed according to Blum's method.

I. Table des matières

Énoncé.....	ii
I. Table des matières	iv
II. Table des figures.....	ix
III. Table des tableaux.....	xii
1. Introduction.....	1
2. Description du projet de protection d'Ho Chi Minh Ville contre les inondations	3
2.1. Situation actuelle.....	3
2.2. Projets planifiés	4
2.2.1. Projet JICA.....	4
2.2.2. Projets MARD	5
2.2.3. Projet "Super-dyke"	6
3. Contraintes et conditions limites liées au site de Thu Bo	8
3.1. Classification de la structure	8
3.2. Topographie et bathymétrie	9
3.3. Géologie et données géotechniques.....	10
3.4. Hydrologie et hydraulique.....	12
3.4.1. Marées.....	12
3.4.2. Variables hydrauliques : débit, hauteur et vitesse d'eau	14
3.4.3. Sédiments.....	15
3.5. Conditions atmosphériques	15
3.5.1. Précipitations.....	15
3.5.2. Vents.....	16
3.5.3. Températures	17
3.6. Sismique	17
3.7. Navigation	19
3.8. Occupation du sol.....	21
4. Conception générale	22
4.1. Choix de l'emplacement.....	22
4.1.1. Emplacements disponibles.....	22
4.1.2. Critères d'analyse et MCA	23
4.1.2.1. Critères étudiés	24

4.1.2.2.	Pondération des critères	24
4.1.2.3.	Grille de cotation	25
4.1.2.4.	Justification des cotations	26
4.1.3.	Conclusion	28
4.2.	Choix du nombre de passes et de leurs dimensions	29
4.2.1.	Définition de la section mouillée minimale.....	30
4.2.2.	Définition de la hauteur minimale du seuil	30
4.2.3.	Définition des dimensions des passes	31
4.2.4.	Définition du nombre de passes.....	31
4.2.5.	Définition et analyse de différentes dispositions.....	32
4.2.6.	Conclusion	34
4.3.	Choix du type de vannes	34
4.3.1.	Présentations générale de différentes vannes.....	35
4.3.1.1.	Vanne clapet.....	35
4.3.1.2.	Vanne secteur.....	35
4.3.1.3.	Vanne segment.....	36
4.3.1.4.	Vanne levante.....	37
4.3.1.5.	Vanne gonflable.....	38
4.3.1.6.	Vanne Obermeyer	39
4.3.2.	Dimensions optimales des différentes vannes.....	39
4.3.3.	Proposition de variantes.....	40
4.3.4.	Sélection par analyse multicritères	41
4.3.4.1.	Pondération des critères	41
4.3.4.2.	Grille de cotation	42
4.3.4.3.	Cotations pour les différentes variantes	43
4.3.4.4.	Conclusion	47
4.4.	Position et dimensions principales de l'écluse	48
4.5.	Méthodes de construction	51
4.5.1.	Description des méthodes de construction	51
4.5.1.1.	Construction dans le lit de la rivière.....	51
4.5.1.2.	Construction à l'aide d'éléments préfabriqués	51
4.5.2.	Choix de la méthode de construction	52
4.6.	Méthodes de maintenance	53
4.6.1.	Types de batardeaux envisageables.....	54

4.6.1.1.	Batardeaux à poutrelles ou panneaux avec poteaux intermédiaires.....	54
4.6.1.2.	Batardeaux flottants.....	55
4.6.1.3.	Batardeaux gonflables.....	56
4.6.2.	Type de batardeaux choisi pour la maintenance	57
5.	Conception détaillée	59
5.1.	Définition des actions.....	59
5.1.1.	Poids propre	59
5.1.2.	Pression hydrostatique.....	59
5.1.3.	Vent	61
5.1.4.	Action sismique	66
5.1.5.	Surcharge due au pont routier	66
5.1.6.	Impact d'un navire.....	66
5.1.7.	Effets dynamiques	70
5.1.8.	Fermeture non-synchronisée des vannes	71
5.1.9.	Surpression due à l'action des vagues.....	71
5.1.10.	Sédiments	73
5.2.	Combinaisons de cas de charges.....	73
5.3.	Conception de la vanne levante	74
5.3.1.	Système d'étanchéité	74
5.3.1.1.	Étanchéité en partie inférieure de la porte.....	74
5.3.1.2.	Étanchéité entre la porte et les piles.....	75
5.3.2.	Patins de glissement.....	75
5.3.3.	Systèmes de levage	76
5.3.3.1.	Rappel sur le fonctionnement d'un vérin hydraulique.....	77
5.3.3.2.	Elongation des vérins.....	77
5.3.3.3.	Caractéristiques des vérins.....	78
5.3.3.4.	Conclusions.....	79
5.3.4.	Effets thermiques	80
5.3.5.	Limitations (ELS, ELU)	81
5.3.6.	Modélisation par LBR-5	81
5.3.6.1.	Modélisation de la porte	81
5.3.6.2.	Modélisation des actions.....	83
5.3.6.3.	Contraintes structurelles, contraintes géométriques et restrictions d'égalité	84
5.3.6.4.	Optimisation et résultats.....	85

5.3.7.	Conclusion	88
5.4.	Conception du radier.....	89
5.4.1.	Calcul de l'épaisseur du radier	89
5.4.2.	Vérification du radier à l'affouillement	92
5.4.3.	Calcul de la quantité d'armature nécessaire	93
5.4.4.	Récapitulatif	96
5.5.	Conception des piles et culées	96
5.5.1.	Forme des piles.....	96
5.5.1.1.	Choix du profil	96
5.5.1.2.	Dimensions principales en plan.....	97
5.5.1.1.	Dimensions principales en élévation et profil du pont	99
5.5.2.	Vérification de la stabilité de la pile	102
5.6.	Conception des fondations.....	103
5.6.1.	Définition des dimensions des pieux.....	104
5.6.1.1.	Mise en équation du problème	104
5.6.1.2.	Méthodologie utilisée et résultats	105
5.6.2.	Tassements.....	107
5.6.2.1.	Méthode utilisée	107
5.6.2.2.	Détermination des modules pressiométriques	107
5.6.2.3.	Résultats et conclusion.....	108
5.7.	Protection des berges et du lit de la rivière	109
5.7.1.	Détermination des sollicitations.....	110
5.7.1.1.	Courant induit par les bateaux.....	110
5.7.1.2.	Vagues induites par les bateaux.....	110
5.7.1.3.	Vagues induites par le vent	111
5.7.1.4.	Résumé des actions.....	111
5.7.2.	Dimensionnement de l'enrochement	111
5.7.2.1.	Pour résister au courant induit par les bateaux.....	111
5.7.2.2.	Pour résister aux vagues induites par le vent.....	112
5.7.2.3.	Conclusion	112
5.8.	Méthode de construction.....	113
5.8.1.	Méthode utilisée	113
5.8.2.	Mise en équations et résultats	114
5.9.	Conclusions pour la conception détaillée	117

6.	Conclusions et perspectives	118
7.	Annexe 1.....	121
8.	Annexe 2.....	124
9.	Annexe 3.....	128
10.	Annexe 4.....	133
11.	Bibliographie.....	135

II. Table des figures

Figure 1 : Barrière de Ramspol	1
Figure 2 : Barrière sur l'Ems.....	1
Figure 3 : Inondation des rues (1)	3
Figure 4 : Inondation des rues (2)	3
Figure 5 : Inondation des habitations (1)	4
Figure 6 : Inondation des habitations (2)	4
Figure 7 : Niveaux du projet JICA (Unknown, 2009).....	4
Figure 8 : Fleuves autour d'HCMV	5
Figure 9 : Projet MARD - option 1 (Unknown, 2009)	6
Figure 10 : Position du super dyke (adapté depuis Google Maps, 2011).....	7
Figure 11 : Site de construction (adapté d'après IWER, 2009).....	10
Figure 12 : Géologie (IW ER, 2010).....	11
Figure 13 : Marées.....	13
Figure 14 : Forme et type des marées.....	13
Figure 15 : Effet du projet sur les marées	14
Figure 16 : Classification des zones sismiques au Vietnam (AASHTO-cauA-01-03a, 2002)	18
Figure 17 : Réseau de navigation dans le delta du Mékong (adapté depuis Louis Berger Group, Inc, 2006).....	20
Figure 18 : Les trois emplacements (IW ER, 2009)	23
Figure 19 : Coupe de la rivière pour l'option 3.....	29
Figure 20 : Analyse de sensibilité - coûts de construction	29
Figure 21 : Analyse de sensibilité - coûts d'expropriation.....	29
Figure 22 : Dispositions possibles pour le complexe "écluse - passes navigables"	33
Figure 23 : Vanne clapet (modifié d'après Rigo, 2010)	35
Figure 24 : Vanne secteur sur la Tamise - fonctionnement	35
Figure 25 : Vanne segment avec bras en compression (AIPCN-INCOM, 2006).....	36
Figure 26 : Vanne segment avec bras en traction (AIPCN-INCOM, 2006).....	36
Figure 27 : Vanne segment en position ouverte lors de la construction (http://www.vaphydro.bg) ..	37
Figure 28 : Vanne segment avec un clapet supérieur (AIPCN-INCOM, 2006).....	37
Figure 29 : Vanne levante (AIPCN-INCOM, 2006)	37
Figure 30 : Vanne levante avec hausse supérieure (AIPCN-INCOM, 2006).....	38
Figure 31 : Vanne gonflable.....	38
Figure 32 : Vanne Obermeyer (http://www.obermeyerhydro.com)	39
Figure 33 : Variantes de vannes	41
Figure 34 : Analyse de sensibilité du critère coût	48
Figure 35 : Analyse de sensibilité du rapport entre les critères fiabilité et navigation.....	48
Figure 36 : Dimensions des zones d'approche	50
Figure 37 : Infrastructures routières	52
Figure 38 : Batardeau à poutrelle avec poteaux intermédiaire et béquille de soutien (modifié d'après VNF, 2007)	54

Figure 39 : Schématisation d'un batardeau flottant (VNF, 2007)	55
Figure 40 : Bateau porte (http://jld59140.free.fr/spip.php?article90).....	56
Figure 41 : Batardeau gonflable (VNF, 2007)	57
Figure 42 : Mise en place d'un caisson flottant (1) (VNF, 2007)	58
Figure 43 : Mise en place d'un caisson flottant (2) (VNF, 2007)	58
Figure 44 : Mise en place d'un caisson flottant (3) (VNF, 2007)	58
Figure 45 : Mise en place d'un caisson flottant (4) (VNF, 2007)	58
Figure 46 : Pressions hydrostatiques - porte fermée, cas extrême	60
Figure 47 : Pressions hydrostatiques – porte fermée, conditions accidentelles	60
Figure 48 : Pressions hydrostatiques - phase de construction ou maintenance	61
Figure 49 : Distribution du coefficient de rugosité et du vent moyen	63
Figure 50 : Coefficient de force (CEN, 2005)	64
Figure 51 : Elancement effectif (CEN, 2005)	65
Figure 52 : Facteur d'effet d'extrémité en fonction de l'élancement et du taux de remplissage (modifié d'après CEN, 2005).....	65
Figure 53 : Dispositif de protection en réseau de câbles (AIPCN-INCOM, 1986).....	69
Figure 54 : Modélisation du système en réseau de câbles, vue en élévation.....	69
Figure 55 : Modélisation du système en réseau, vue en plan.....	69
Figure 56 : Résultantes de pressions d'eau prenant en compte l'action des vagues.....	73
Figure 57 : Détail pour le joint inférieur de la porte (Daniel et Pechtold, 2009)	75
Figure 58 : Guides en UHMWPE utilisé pour les écluses de Panama (AIPCN-INCOM, 2009)	76
Figure 59 : Elongation du vérin en fonction du type de passe	77
Figure 60 : Caractéristiques des cylindres (ATOS, 2011)	78
Figure 61 : Géométrie initiale de la vanne levante	82
Figure 62 : Section de la porte – coordonnées des nœuds.....	82
Figure 63 : Section de la porte – longueur des éléments.....	82
Figure 64 : Section de la porte – numérotation des plaques	82
Figure 65 : Courbe d'optimisation	85
Figure 66 : Vue 3D de la vanne.....	86
Figure 67 : Contraintes dans les plaques sous sollicitation hydraulique extrême	87
Figure 68 : Contraintes dans les cadres à la jonction âme-plaque sous sollicitation hydraulique extrême	87
Figure 69 : Contraintes dans les cadres à la jonction âme-semelle sous sollicitation hydraulique extrême	87
Figure 70 : Déplacements selon l'axe OY local sous sollicitations hydrauliques extrêmes.....	88
Figure 71 : Déplacements selon l'axe OZ local sous sollicitations hydrauliques extrêmes.....	88
Figure 72 : Radier indépendant.....	89
Figure 73 : Charge sur le radier en conditions extrêmes	90
Figure 74 : Charges sur le radier en période de maintenance	90
Figure 75 : Dimensions d'un élément de poutre de section de radier.....	94
Figure 76 : Section du radier	95
Figure 77 : Zone de séparation (Rigo, 2010)	97
Figure 78 : Valeur du coefficient K_p en fonction de la forme des piles (Rigo, 2010).....	97
Figure 79 : Vue en plan de la pile et du support du radier.....	99
Figure 80 : Forme et dimensions de la pile, vue en plan.....	100

Figure 81 : Profil du pont.....	100
Figure 82 : Pile, vue en élévation	101
Figure 83 : Pile : deuxième vue en élévation.....	101
Figure 84 : Charges appliquées à la pile	103
Figure 85 : Position des pieux de fondation	106
Figure 86 : Modèle tri-linéaire de comportement de la résistance limite à la pointe du sol.....	107
Figure 87 : Modèle tri-linéaire de comportement du frottement latéral du sol.....	107
Figure 88 : Courbe de chargement - tassement.....	109
Figure 89 : Plan de disposition des palplanches.....	114
Figure 90 : Actions idéalisées selon Blum	115
Figure 91 : Profil Z.....	116
Figure 92 : Diagramme des potentiels selon Bligh.....	133

III. Table des tableaux

Tableau 1 : Classification des structures hydrauliques (traduit depuis STAMEQ, 2009(2))	8
Tableau 2 : Paramètres géotechniques (d'après IWER, 2010)	12
Tableau 3 : Précipitations pour une pluie de 3h	15
Tableau 4 : Classification vietnamienne des vents.....	16
Tableau 5 : Vitesse de vent en fonction des zones (AASHTO-cauA-01-03a, 2002)	17
Tableau 6 : Températures moyennes au cours de l'année (Southern Institute of Water Resources Research, 2010)	17
Tableau 7 : Définition des coefficient d'accélération en fonction des zones sismiques (AASHTO-cauA-03, 2002).....	17
Tableau 8 : Classification des cours d'eau selon la norme TCVN 5664 : 2009	19
Tableau 9 : Tonnage du vaisseau dimensionnant en fonction de la classe du cours d'eau	20
Tableau 10 : Dimensions du vaisseau dimensionnant en fonction de son tonnage	20
Tableau 11 : Délocalisation	21
Tableau 12 : Grille de cotation	25
Tableau 13 : Cotations pour le choix de l'emplacement	27
Tableau 14 : Totaux des cotations pour le choix de l'emplacement.....	28
Tableau 15 : Cotations finales pour le choix de l'emplacement	28
Tableau 16 : MCA pour déterminer la position de l'ouvrage	28
Tableau 17 : Définition de la section mouillée minimale (MARD, 2010)	30
Tableau 18 : Détermination de la section mouillée minimale	30
Tableau 19 : Dimensions maximales d'un bateau pour un cours d'eau de classe 1	30
Tableau 20 : Dimensions optimales des différents types de vannes	39
Tableau 21 : Grille de cotation pour le choix des vannes.....	43
Tableau 22 : Cotations pour le choix des vannes	46
Tableau 23 : Cotations finales pour le choix des vannes.....	47
Tableau 24 : Analyse multicritères pour le choix des vannes	47
Tableau 25 : Dimensions de la chambre de sasement en fonction de la classification CEMT	49
Tableau 26 : Dimensions de la chambre de sasement	49
Tableau 27 : Dimensions des zones d'approche	50
Tableau 28 : Dimension des avant-ports.....	50
Tableau 29 : Dimensions du complexe éclusier	50
Tableau 30 : Pressions hydrostatiques	61
Tableau 31 : Charges à considérer pour un pont d'une portée de 100m (d'après Cremer, 2010)	66
Tableau 32 : Combinaisons des cas de charges.....	74
Tableau 33 : Caractéristiques de conception des vérins	78
Tableau 34 : Limites dynamiques pour les vérins	79
Tableau 35 : Caractéristiques principales vérins	79
Tableau 36 : Variation thermiques (AASHTO-cauA-03, 2002).....	80
Tableau 37 : Etats limites	81

Tableau 38 : Dimensions initiales de la porte (mm).....	83
Tableau 39 : Restrictions d'égalité	84
Tableau 40: Dimensions de la structure optimisée	85
Tableau 41: Résultats de calculs d'épaisseur du radier.....	91
Tableau 42 : Efforts sur les piles.....	102
Tableau 43 : Vérification de la stabilité des piles.....	103
Tableau 44 : Caractéristiques des couches de sol.....	105
Tableau 45 : Charges à considérer pour le calcul des fondations	106
Tableau 46 : Résultats du calcul des fondations	106
Tableau 47 : Caractéristiques pressiométriques du sol	108
Tableau 48 : Diamètre de pierres nécessaire pour résister au courant induit par les bateaux.....	112
Tableau 49 : Dimension maximales en fonction des vérifications	112
Tableau 50 : Dimensions de l'enrochement.....	113
Tableau 51 : Récapitulatif des dimensions et quantités des différents éléments	117
Tableau 52 : Poids et volume de matériaux nécessaires	118

1. Introduction

Une barrière marée-tempête est une structure hydraulique empêchant l'intrusion des eaux dans les terres lors de fortes marées ou de tempêtes. Ce type d'ouvrage est placé au travers d'une voie d'eau. Lorsqu'un événement exceptionnel est prévu, la voie d'eau est fermée au moyen de vannes, empêchant ainsi les hautes eaux de se propager à l'intérieur des terres.

Il existe de nombreux types de barrières marée-tempêtes. Quelques exemples bien connus sont la barrière sur la Tamise à Londres, la barrière de Ramspol aux Pays Bas (Figure 1) ou encore la barrière sur l'Ems en Allemagne (Figure 2). Les barrières peuvent comporter une ou plusieurs passes, navigables ou non. Lorsqu'une ou plusieurs passes navigables sont prévues, il est possible qu'une écluse soit ajoutée à la barrière marée-tempête afin de permettre la navigation quand les vannes sont en position "fermées".



Figure 1 : Barrière de Ramspol
(<http://www.dmc.nl/activities/infrastructure/ramspol-storm-surge/item70>)



Figure 2 : Barrière sur l'Ems

Le Vietnam est situé en région tropicale et subit d'importantes pluies lors des moussons. Le sud du pays est fort sensible aux marées car le relief y est très faible. En effet, avant de trouver son embouchure dans la mer de Chine Méridionale à 200 kilomètres à peine de la mégapole d'Ho Chi Minh Ville, le fleuve Mékong se ramifie en un réseau dense qui forme un delta de plusieurs centaines de km². Qui plus est, le niveau des mers augmentant d'années en années ne fait qu'accroître le problème.

Afin d'enrayer le phénomène d'inondations, particulièrement critique à Ho Chi Minh Ville, plusieurs projets ont été planifiés. L'un d'entre eux vise à la construction d'une digue de protection tout autour de la ville. Comme le réseau hydrographique y est très dense, il prévoit également la construction de 12 barrières marée-tempêtes et de plusieurs ouvrages annexes.

Le présent travail traitera de la problématique des inondations à Ho Chi Minh Ville et plus particulièrement de l'étude de la barrière marée-tempête de Thu Bo. Celle-ci est une des 12 barrières prévues dans le projet MARD. Tout comme les ouvrages de Kinh Lo et Muong Choi, la conception de cette barrière est réalisée par l'IWER (Institute for Water and Environment Research).

La barrière de Thu Bo sera située dans la province de Long An, à une cinquantaine de kilomètres du centre d'Ho Chi Minh Ville. Au vu des conditions géologiques et topographiques, de la navigation sur le Can Gioc (rivière sur laquelle sera placée cette barrière), c'est une des barrières dont la conception est la plus ambitieuse et difficile.

Cette barrière devra non seulement jouer un rôle de protection d'Ho Chi Minh Ville contre les inondations, mais elle permettra également d'assurer une certaine régulation du niveau d'eau intérieur en le limitant au niveau +1m. Comme cette barrière est placée sur une voie navigable importante, elle sera conçue en ayant à l'esprit l'aspect de navigabilité du cours d'eau (tirant d'air, tirant d'eau,...). C'est une des raisons pour laquelle une écluse sera adjointe à cet ouvrage. Enfin, dans un souci de développement des infrastructures de transport, un pont routier sera placé au-dessus de la barrière afin de permettre une liaison plus aisée entre la rive gauche et la rive droite de la rivière.

Un premier chapitre sera consacré à la description des projets de protection de la ville contre les inondations. Les contraintes et conditions limites liées au site seront décrites dans le chapitre 3. Vient ensuite une section relative à la conception générale de l'ouvrage qui traitera du choix de l'emplacement de la structure, des dimensions principales et de la disposition de celle-ci, du choix du nombre et du type de vannes et des méthodes utilisées pour la construction et la maintenance. Enfin, le chapitre 5 sera consacré au prédimensionnement d'éléments tels que les vannes, les piles, les fondations, le radier et les éléments nécessaires à la construction (rideaux de palplanches par exemple) ou à la maintenance.

Dans un souci de clarté, notons d'ores et déjà que les termes "barrière", "ouvrage" et "structure" désignent tous la barrière marée-tempête de Thu Bo.

2. Description du projet de protection d'Ho Chi Minh Ville contre les inondations

2.1. Situation actuelle

Le Vietnam a, comme beaucoup de pays en voie de développement, connu un important essor industriel et économique ces dernières années. Les populations ont massivement migré des campagnes vers les villes ; s'y installant de façon non structurée, dans des zones au départ peu urbanisées et n'ayant pas les réseaux d'égouts, routiers et électriques nécessaires. La région d'Ho Chi Minh Ville (aussi appelée Saigon, Ho Chi Minh City, HCMC, HCMV) n'a pas échappé à cette migration. Pôle économique du Vietnam et peuplée à l'heure actuelle d'environ 8 millions d'habitants, la ville d'Ho Chi Minh a une population projetée à 10 millions de personnes en 2025.

Cette région est sujette à de fortes inondations, aussi bien dues à des tempêtes qu'à d'importantes marées ou à la conjonction de ces deux phénomènes. HCMV est situé dans une région extrêmement peu élevée (entre 0.6m et 1.5m). De plus, le réseau d'égouttage étant insuffisant, il arrive très vite à saturation et ne permet plus l'évacuation des eaux de pluie, ce qui a pour effet de voir le niveau d'eau monter dans les rues (Figure 3 et Figure 4)



Figure 3 : Inondation des rues (1)



Figure 4 : Inondation des rues (2)

Du fait de la taille de la ville, un grand nombre de personnes sont affectées et les dégâts matériels sont très importants. Tous les équipements de transport sont atteints (voiries, signalisation, ponts,...) mais aussi les bâtiments en tous genre, de la maison unifamiliale aux bâtiments publics. Les coûts liés à ces dégâts d'ici 2050 ont été estimés à plusieurs milliards de dollars (The International Bank for Reconstruction and Development / THE WORLD BANK, 2010). En outre, ce sont les populations les plus démunies qui sont les plus touchées (Figure 5 et Figure 6).



Figure 5 : Inondation des habitations (1)



Figure 6 : Inondation des habitations (2)

2.2. Projets planifiés

À ce jour, on peut diviser les projets en cours en trois catégories ; le projet dit "JICA" concernant l'amélioration du réseau d'égouttage et de drainage, les projets dits "MARD" et le "super-dyke" concernant tous deux la protection de la ville par une série de mesures prévenant l'intrusion des eaux lors des tempêtes et marées exceptionnelles

Ces catégories de projets sont généralement nommées selon le nom de l'organisme finançant ces projets, JICA signifiant "Japan International Cooperation Agency" et MARD signifiant "Ministry of Agriculture and Rural Development". Ces projets sont décrits dans les paragraphes suivants.

2.2.1. Projet JICA

Ce projet consiste en une vaste remise à niveau du réseau d'égouttage et de drainage qui, par endroits, est vieux de près de 300 ans. L'idée étant moderniser le réseau d'égouttage du niveau 2 au niveau 4 (Figure 7). Pour ce faire, le système d'égouttage va être remis à neuf, certaines zones de la ville vont être équipées d'un réseau plus performant et le niveau d'eau dans les cours d'eau va être maintenu sous un certain seuil.

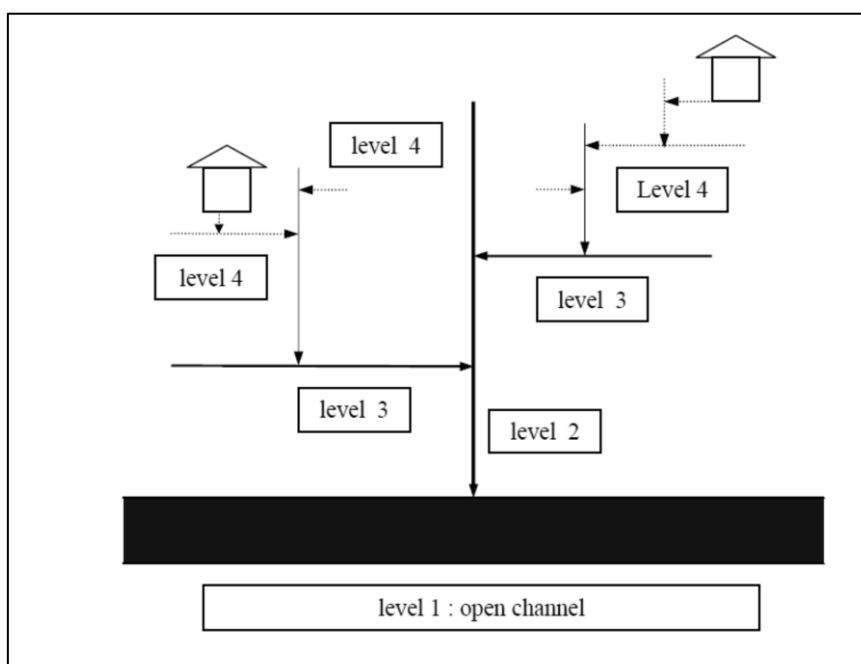


Figure 7 : Niveaux du projet JICA (Unknown, 2009)

Le projet JICA a été entièrement approuvé et est déjà en cours de réalisation. De plus amples informations sur ce projet peuvent être obtenues dans le rapport de The International Bank for Reconstruction and Development / THE WORLD BANK publié en 2010.

2.2.2. Projets MARD

À ce jour, il existe deux projets différents couverts par le MARD. Tous deux visent à la protection d'Ho Chi Minh Ville par la création d'une digue et de barrières marées-tempêtes. La division de la région est la même pour ces deux projets. La zone I est située entre la rive Ouest du fleuve Saigon et ensuite du fleuve Nha Be et du fleuve Vam Co. Cette zone couvre quasiment tous les districts d'HCMV ainsi qu'une partie de la province Long An. La zone II est située entre la rive Est du fleuve Saigon et la rive Ouest du fleuve Dong Nai et la zone III est située sur la rive Est du fleuve Nha Be. Les différents fleuves sont clairement indiqués sur la Figure 8 et les zones sont reprises sur la Figure 9.

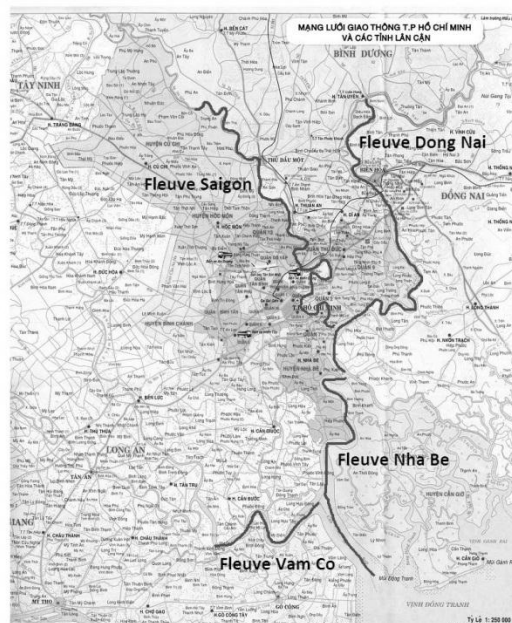


Figure 8 : Fleuves autour d'HCMV

La première option consiste en la création d'une digue de plusieurs dizaines de kilomètres autour de la ville (zone I) et en l'implantation de douze barrières de taille moyenne. Les octogones de la Figure 9 représentent les emplacements des différentes barrières, le trait continu représente quant à lui la digue à construire ou rénover en fonction des endroits. La barrière de Thu Bo, dont il sera question dans ce travail, est envisagée dans le cadre de cette première option.

La seconde option étudiée consiste en la réalisation de deux barrières marée-tempête de très grande taille. Ces barrières seraient situées à Nha Be et Long Tau. Ces barrières sont d'une dimension telle qu'elles nécessiteraient la création d'un canal de dérivation afin de pouvoir stocker l'eau durant les périodes de hautes marées. Ce projet a été mis de côté.

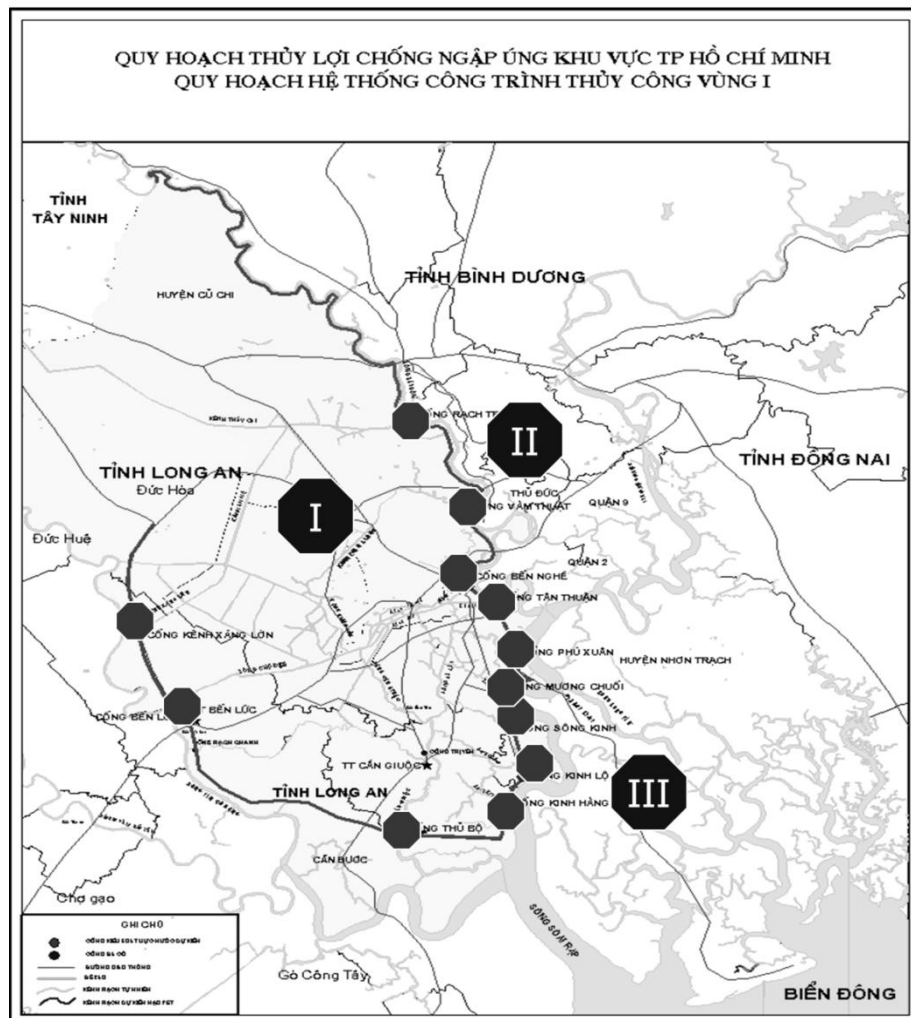


Figure 9 : Projet MARD - option 1 (Unknown, 2009)

2.2.3. Projet "Super-dyke"

Lorsque je suis allé à Ho Chi Minh Ville en janvier 2011, ce projet en était au début de l'étude de faisabilité. Aucune étude géologique n'avait été effectuée à ce jour. Ce projet consiste en la réalisation d'une digue de très grande dimension (environ 32km) reliant Vung Tau à Go Cong (Figure 10). Cette digue serait équipée d'une ou deux écluse(s), aurait une largeur de crête d'environ 50m, serait immergée en moyenne par 6m d'eau et au maximum par 12m d'eau et créerait un lac de retenue d'environ 56.000 ha.

Cette digue empêcherait une montée des eaux trop importantes dans les zones I, II et III lors de hautes marées ou lors de tempêtes et, du fait de la taille du réservoir, permettrait aux eaux de pluies de s'écouler hors des régions peuplées en période de crues. Si ce projet était validé, les projets MARD n'auraient plus de raison d'être.

Il est bon de préciser que l'empreinte écologique et socio-économique de ce projet est non négligeable. En effet, la zone III est entre autre constituée d'une mangrove de grande dimension. La mangrove est un écosystème particulier qui nécessite une eau saline et une fluctuation du niveau de l'eau (marées). Si la digue venait à être construite, il faudrait prévoir un système afin de permettre

aux marées de faire ressentir leur effet dans la mangrove. Il faudrait également veiller à ce que l'eau dans le lac de retenue reste saline.

D'un point de vue socio-économique, il faut savoir que beaucoup d'habitants proches de la côte vivent de la pêche. La digue empêcherait les pêcheurs vivant du côté intérieur au lac de retenue d'aller pêcher en pleine mer ou impliquerait des déplacements beaucoup plus importants, donc une augmentation considérable de leurs coûts de production. Enfin, il existe près d'Ho Chi Minh Ville un grand port international. Les navires devant accéder à ce port devraient impérativement passer par l'écluse, ce qui engendrerait des coûts supplémentaires non-négligeables.



Figure 10 : Position du super dyke (adapté depuis Google Maps, 2011)

3. Contraintes et conditions limites liées au site de Thu Bo

Avant de procéder à la conception de la barrière, il est bon de définir quelles sont les contraintes et les conditions limites liées à ce projet. Les paragraphes qui suivent traiteront de sujets tels la topographie, la géologie et les caractéristiques géotechniques du terrain, l'hydrologie de la région,... Les données disponibles ainsi que la façon dont elles ont été obtenues seront également présentées dans ces paragraphes.

3.1. Classification de la structure

Au Vietnam, les structures sont classées du point de vue construction selon la norme *TCXDVN 285 : 2002* (STAMEQ, 2009 (2)). Cette norme est l'équivalent de l'*Eurocode 0*. Au paragraphe 2.4. de cette norme, il est indiqué que "les structures hydrauliques sont divisées en 5 classes selon leurs capacité de service et leurs caractéristiques techniques". La classe 1 correspondant aux ouvrages les plus importants et la classe 5 aux ouvrages les moins importants. Le Tableau 1, issu de la norme *TCXDVN 285 : 2002* définit les différentes classes. La structure à concevoir est de type 1. En effet, il s'agit d'une structure hydraulique dont l'objet est la protection contre les inondations et l'amélioration du drainage dans une zone dont la superficie est de 217900 Ha. Elle rencontre donc toutes les conditions pour être de classe 1. Qui plus est, en date du 06/04/2010, le MARD (Ministry of Agriculture and Rural Development) a, par la décision *853/QD-BNN-KHCN*, statué que la barrière de Thu Bo serait de classe 1. La vie de la structure sera de 100 ans.

Hydraulic structures type	Design class				
	I	II	III	IV	V
1. Irrigation system with the irrigation area or drainage area (10^3 hectares)	≥ 50	$<50 \div 10$	$<10 \div 2$	$<2 \div 0.2$	<0.2
2. Hydro power plant with capacity (10^3 KW)	≥ 300	$<300 \div 50$	$<50 \div 5$	$<5 \div 0.2$	<0.2
3. Water supply system with total volume (m^3/s)	≥ 20	$<20 \div 10$	$<10 \div 2$	<2	-

Tableau 1 : Classification des structures hydrauliques (traduit depuis STAMEQ, 2009(2))

Dans cette norme, la durée de vie de la structure ainsi que les périodes de retour à utiliser pour les différents événements pouvant affecter celle-ci sont définis en fonction de la classe de l'ouvrage. Pour un ouvrage de classe 1, les critères de conception sont les suivants:

- Probabilité de retour pour le débit et la hauteur d'eau maximale : $P = 0.2 \%$
- Probabilité de retour pour l'analyse structurelle : $P = 99\%$
- Probabilité de retour pour les débits et hauteurs d'eau maximales durant la période de construction : $P = 10 \%$
- Probabilité de retour du niveau d'eau aval le plus bas acceptable pour la navigation : $P = 98\%$
- Probabilité de retour du niveau d'eau aval maximum (pour déterminer l'élévation de la porte lorsqu'elle est ouverte, le tirant d'air étant de 11m pour une structure sur une voie navigable de classe 1) : $P = 5\%$

- Probabilité de retour pour le débit à dévier par l'écluse lorsque la porte est fermée : $P = 5\%$
- Pour les événements pluvieux, on considère une pluie de 3h ayant une probabilité d'occurrence de 5%
- Le niveau d'eau en amont de la barrière est supposé rester inférieur à +1m (afin d'éviter des problèmes de reflux des égouts, cf. projet JICA)
- Pendant la saison des pluies, le niveau d'eau maximal en amont de la barrière sera limité à +0,6m afin de laisser une marge de manœuvre et pour permettre au niveau d'eau de monter sans pour autant dépasser la limite de +1m
- Les études hydrauliques sont effectuées considérant une élévation de 75cm du niveau de la mer d'ici 2100

Les structures hydrauliques sont également classées par rapport au cours d'eau sur lequel elles sont situées. Si le cours d'eau est de classe 3, la structure sera de classe 3 pour la navigation. La classification pour la navigation définit la dimension du plus grand vaisseau susceptible de traverser la structure. La barrière de Thu Bo étant située sur une rivière de classe 1, elle sera automatiquement de classe 1 pour la navigation. Ceci est discuté en détail dans le paragraphe 3.7.

3.2. Topographie et bathymétrie

Selon le rapport publié par l'IWER (Institute for Water and Environment Research) en 2009, la région est constituée d'un terrain assez plat, dont l'élévation est comprise entre 0,3m et 1,5m. La plupart des terres situées à proximité de la zone de projet ont une élévation comprise entre 0,5m et 0,8m. Cette région est divisée par un réseau très dense de cours d'eau en tous genres (canaux, rivières naturelles,...)

La zone de projet est un bras de la rivière Can Guioc (un affluent du fleuve Vam Co) d'environ 6500m (Figure 11). On peut diviser ce bras en trois tronçons :

- La première zone, au nord, est une ligne droite d'environ 1,65km
- La seconde zone, au centre, est un méandre d'environ 3,3km
- La troisième zone, au sud jusqu'à l'intersection avec le canal Nuoc Man, est une ligne presque droite d'environ 1,55km.

Pour ces trois zones, le lit de la rivière a une élévation maximale comprise entre 7,25m et 10m sous le niveau de la mer. La zone trois est un peu moins profonde, avec une élévation maximale comprise entre 7,25m et 8,25m sous le niveau de la mer. À cet endroit, le Can Gioc a une largeur d'environ 300m.

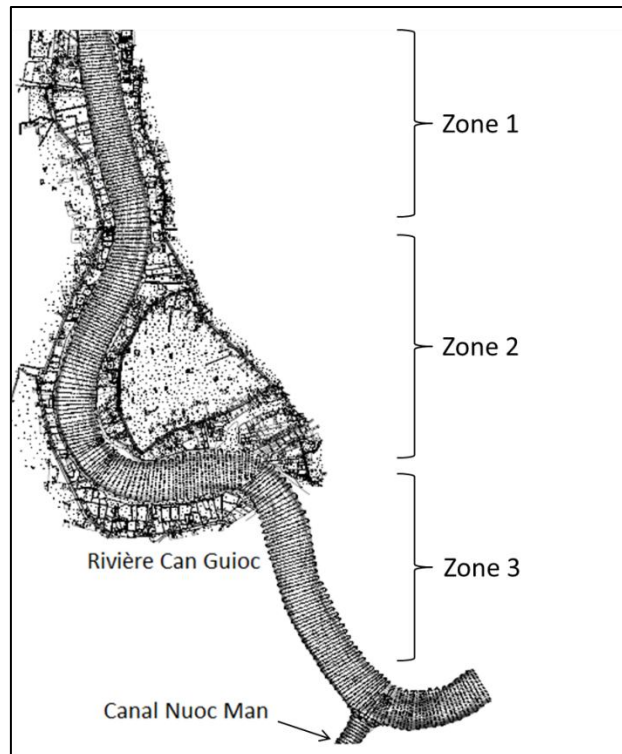


Figure 11 : Site de construction (adapté d'après IWER, 2009)

La structure à concevoir se trouvera dans une des trois zones. Le profil de la rivière sera déterminé sur base des résultats de l'étude topographique après avoir choisi l'emplacement de la future barrière.

3.3. Géologie et données géotechniques

Des forages ont été réalisés par l'IWER aux trois localisations précitées. Les résultats de ces forages ont été consignés en juillet 2010 dans un rapport intitulé *Geology Report of Thu Bo barrier project*. De façon générale, on peut constater que le sol est formé de cinq couches (cf. Figure 12):

- Une couche de remblais, de 0m à 1,2m d'épais
- Une couche de boue argileuse, déformable, de 0,5 m à 10,4m d'épais (couche 1)
- Une couche de limon argileux, peu déformable à semi déformable, de 3,9m à 10,2m d'épais (couche 2)
- Une couche de sable fin à moyen, meuble à peu compacté, d'une vingtaine de mètres d'épais (couche 3)
- Une couche de sable fin à moyen, peu compacté à induré, de plus de 50m d'épais (couche 4)

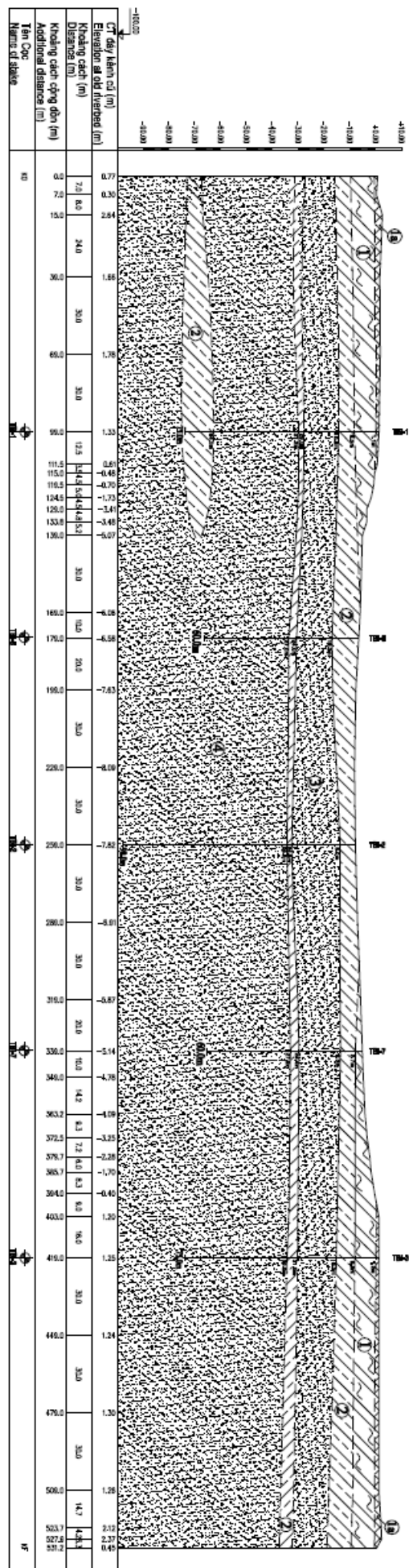


Figure 12 : Géologie (IWER, 2010)

Lors de la réalisation de ces forages, des essais standards de pénétration (SPT) ont été réalisés. Les échantillons prélevés lors des forages ont été transférés au laboratoire où ils ont été soumis à de la compression triaxiale : compression triaxiale non-confiné – non-drainé et compression triaxiale confiné – non-drainé. 17 paramètres ont été étudiés. Ils sont repris dans le Tableau 2 ci-dessous, le numéro de la couche correspondant au numéro donné dans la liste exposée précédemment.

Couche Paramètre	1	2	3	4
Gravier (%)	0.0	0.0	1.0	0.0
Sable (%)	15.1	34.5	80.0	78.4
Grains de poussière (%)	34.2	31.2	13.2	13.6
Grains d'argile (%)	50.7	34.3	5.8	8.0
Limite de liquidité du sol ($W_{ch}\%$)	59.6	36.3	-	-
Limite de retrait du sol (W_d)	31.5	18.8	-	-
Index de plasticité (I_d)	28.1	17.5	-	-
Viscosité du sol (B)	2.22	0.303	-	-
Humidité du sol (W %)	73.6	23.9	19.1	19.5
Poids volumique γ_w (kg/m ³)	1483	1903	1990	1946
Poids volumique sec γ_k (kg/m ³)	856	1533	1623	1629
Densité spécifique (∇)	2.53	2.7	2.66	2.66
Porosité (n %)	66.2	43.0	38.8	38.4
Indice des pores (e_0)	1.964	0.758	0.637	0.628
Degré de saturation G(%)	94.8	85.5	79.8	84.9
Angle de frottement interne (φ_0)	4°38'	16°55'	28°09'	28°52'
Cohésion C (kg/cm ²)	0.083	0.301	0.054	0.052
Perméabilité K (cm/s)	8.2x10-6	3.5x10-7	6.7x10-3	5.1x10-3
Nombre de coups SPT N	<2	<10 – 19	11 – 29	28 – 45

Tableau 2 : Paramètres géotechniques (d'après IWER, 2010)

Enfin, des tests ont été réalisés afin de déterminer si le sol était de nature à corroder béton et/ou armatures et il s'avère qu'il n'y a aucun risque de ce genre.

3.4. Hydrologie et hydraulique

Le Can Guioc fait partie d'un réseau de cours d'eau qui drainent un bassin versant de 40700 km². Les fleuves Nha Be, Saigon, Dong Nai et Vam Co font partie de ce réseau. Ces fleuves sont soumis à l'effet des marées de la Mer de Chine Méridionale. Les conditions limites du système hydraulique sont, en aval, les variations de hauteur dues aux marées et en amont le débit déversé hors de réservoirs. Tous ces effets seront décrits dans les paragraphes suivants.

3.4.1. Marées

Les marées sont de type semi diurne. On peut observer des marées de vive-eau qui durent environ une semaine et des marées de morte-eau qui durent environ deux semaines. Cela est représenté sur la Figure 13. Sur cette figure, on peut également remarquer que la forme des marées varie. En

période de vive-eau, les marées ont une forme en W alors qu'en période de morte-eau, les marées ont une forme en M (Figure 14).

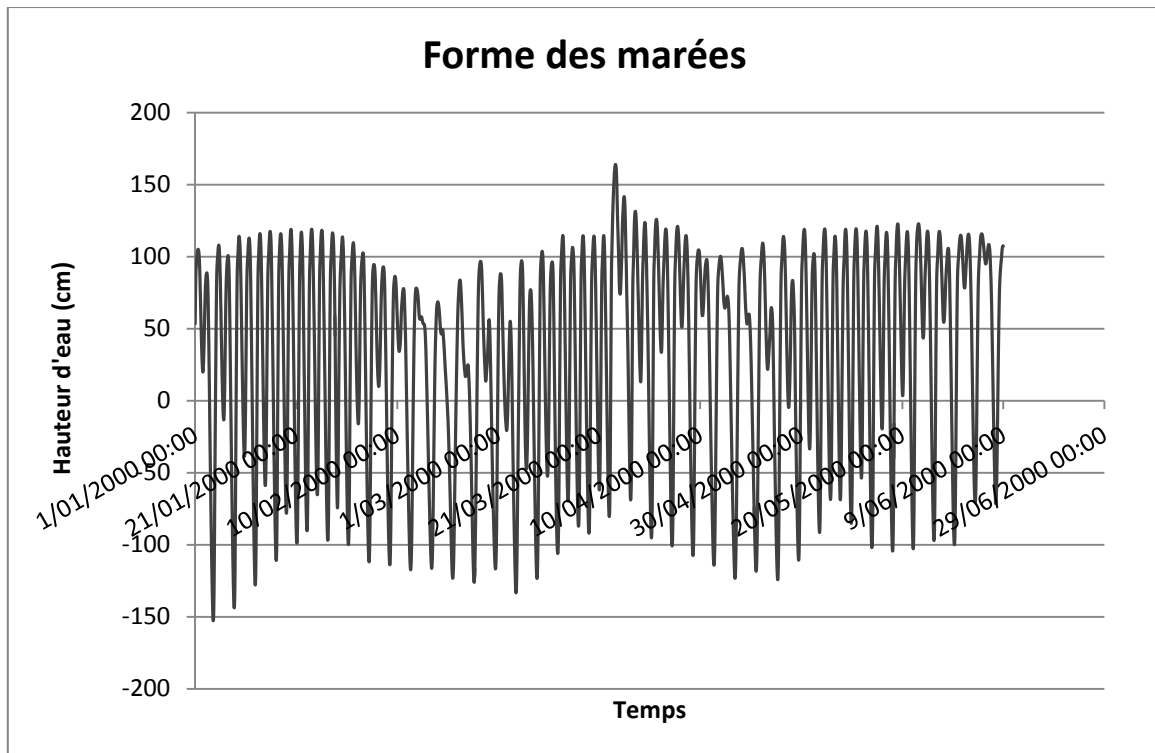


Figure 13 : Marées

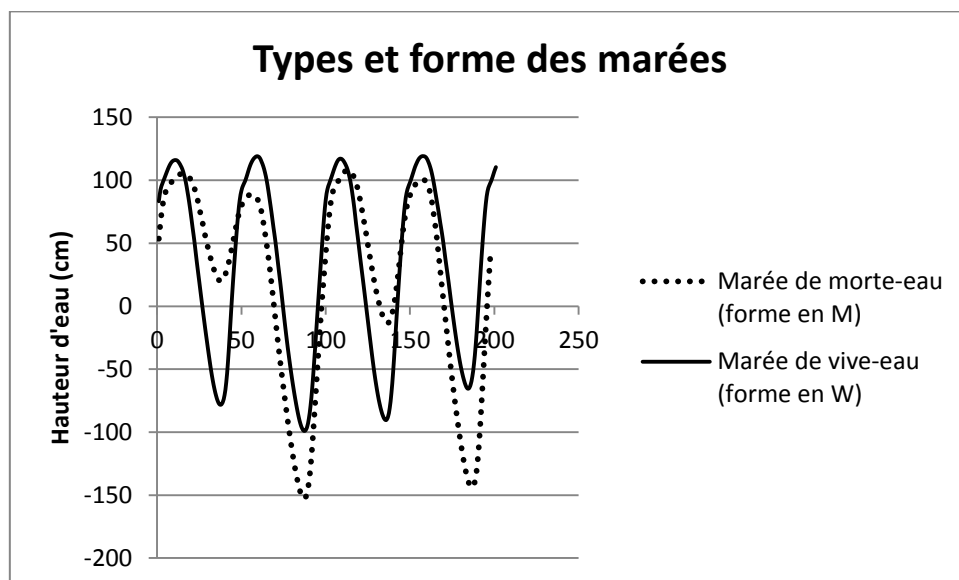


Figure 14 : Forme et type des marées

La structure étant prévue pour une durée de vie de 100 ans, il est important de tenir compte de l'augmentation du niveau des mers et de son effet sur les marées. À l'heure actuelle, les effets de l'augmentation du niveau des mers sur les marées à Ho Chi Minh Ville n'ont pas encore été calculés. Cependant, deux options sont envisageables :

- 1) Les niveaux d'eau maxima et minima augmentent d'une même valeur

2) Le niveau d'eau maximum augmente plus fortement que le niveau d'eau minimum

Le deuxième cas est le plus réaliste et le plus complexe. Mais, le niveau d'eau maximum définissant la hauteur de l'ouvrage et le niveau d'eau minimum définissant le débit d'eau qui traverse l'ouvrage lorsque les barrières sont ouvertes, il est sécuritaire de considérer l'option 1 car, pour une même hauteur d'ouvrage, le débit calculé sera plus important que le débit réel (en effet, $h_{min,r\acute{e}el} < h_{min,calcul\acute{e}}$).

Des simulations ont été effectuées afin de quantifier l'effet d'une barrière marée-tempête sur l'amplitude des marées au-delà de cette dernière. Les résultats de cette simulation sont repris sur la Figure 15. On peut constater une diminution notable du niveau d'eau maximal qui est maintenant inférieur à 1m. On peut également observer un changement de forme de la courbe des marées, cela est dû aux opérations d'ouverture et de fermeture des vannes.

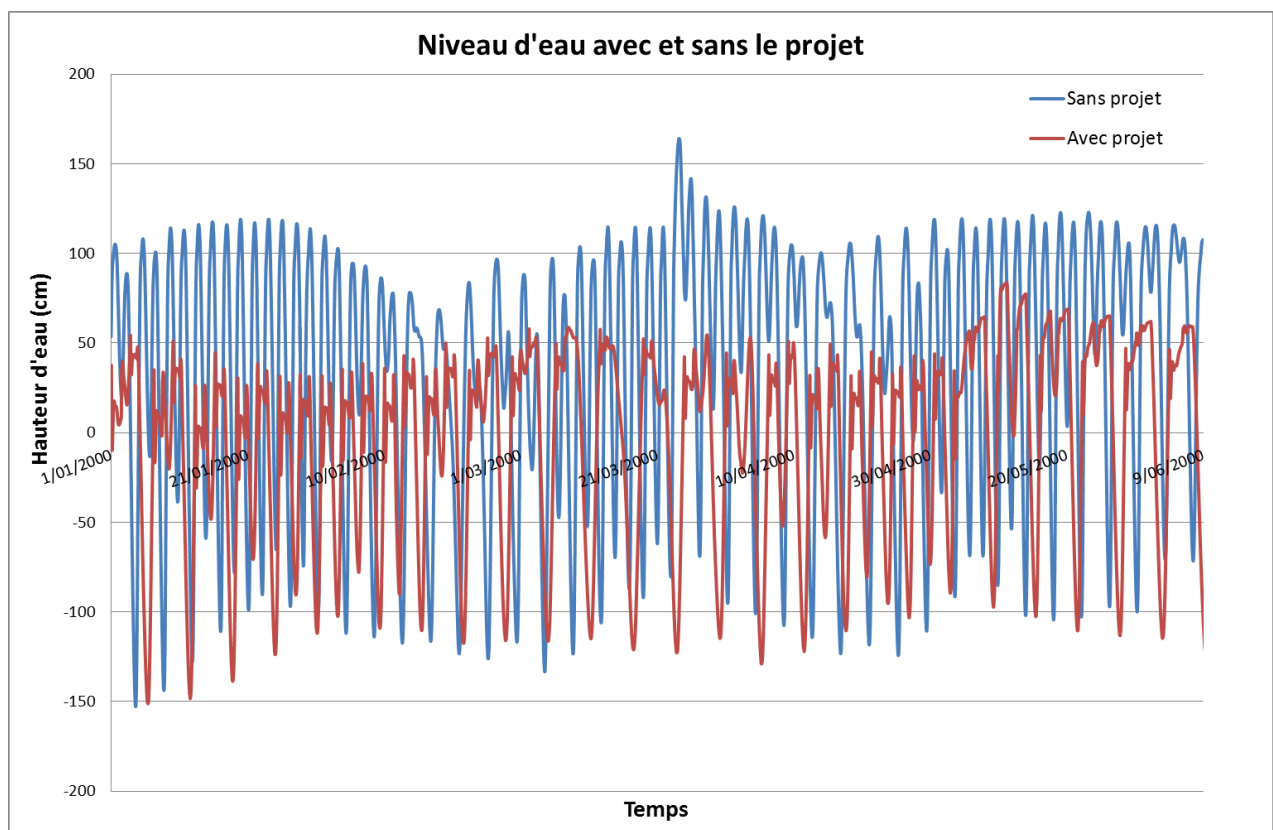


Figure 15 : Effet du projet sur les marées

3.4.2. Variables hydrauliques : débit, hauteur et vitesse d'eau

En amont des fleuves Dong Nai et Saigon se trouvent de grands réservoirs destinés à la production d'hydroélectricité. Du fait de ces réservoirs, le débit dans les fleuves avals est, en théorie, régulé à un débit maximal équivalent au débit dont la période de retour est de 20ans. Cependant, ces réservoirs étant utilisés pour la production d'hydroélectricité, leur niveau est maintenu assez haut. Le risque d'inondation en aval lors de crues importantes n'est donc pas à exclure (MARD, 2009). La capacité cumulée des déversoirs est de plus de 18000m³/s. Le débit d'eau dans les fleuves aval est fortement influencé par l'activité au niveau des réservoirs.

Afin de définir les valeurs extrêmes des différentes variables hydrauliques, il est important de déterminer la courbe des fréquences. La courbe des fréquences montre la fraction (en pourcent) du temps pour laquelle la valeur d'une variable est excédée. Afin de tracer cette courbe, un grand nombre d'observations doivent être utilisées de manière à prendre en compte la variabilité saisonnière et interannuelle de la variable étudiée (Dingham, 2008).

Dans le cas qui nous occupe, aucune donnée hydraulique n'était valable pour la localisation de Thu Bo mais ces données étaient disponibles depuis 1988 en différents points en amont et en aval de cette localisation. Un modèle hydraulique a été créé, prenant ces variables en compte. Grâce aux valeurs disponibles en d'autres emplacements depuis 1988, il a été possible de simuler les valeurs de débit, hauteur et vitesse d'eau pour Thu Bo de 1988 à 2008. Grâce aux résultats obtenus, il a été possible de déterminer la courbe de fréquence pour le débit, la vitesse et la hauteur d'eau et donc les valeurs extrêmes pour ces variables.

Les résultats sont donnés dans l'Annexe 1. Les données utilisées sont celles de l'**appendix 8** qui tiennent compte de l'élévation du niveau des mers d'ici 2100, d'inondations en amont et de marées importantes en aval.

3.4.3. Sédiments

Très peu de données sont disponibles quant à la charge sédimentaire du cours d'eau car aucune analyse n'a, à ce jour, été effectuée. Les seules données connues sont les suivantes :

- Porosité des grains : 0,35
- Densité des sédiments : 2,647 T/m³
- Dimension des sédiments : $D_{50} = 0,02$ mm
- Les sédiments ne sont pas cohésifs

3.5. Conditions atmosphériques

3.5.1. Précipitations

Ho Chi Minh Ville est situé à hauteur du 10^e parallèle Nord et est située en zone tropicale. D'un point de vue climatique, cette région est soumise à deux saisons principales : la saison sèche qui s'étale de décembre à mai et la saison des pluies, de juin à novembre. Pendant la saison des pluies, il pleut pratiquement tous les jours et les pluies sont torrentielles. Les mesures et calculs liés à l'évaluation de l'intensité des pluies sont consignés dans le *Hydrographical and Hydraulic Report for the Master Plan of Flood Protection in HCMC area – Volume 1* publié en octobre 2010. À partir des mesures effectuées, les chercheurs ont déterminé la courbe d'intensité pour une pluie d'une durée de 3h, qui est la plus représentative des événements pluvieux à cet endroit. Les résultats sont repris dans le Tableau 3.

Station	Probabilité (%) d'occurrence d'une pluie de 3h										
	0,01	0,10	0,20	0,33	0,5	1	1,5	2	3	5	10
Tan Son Hoa (mm)	273,5	225,8	211,4	201,1	192,4	178,0	169,6	163,6	155,1	144,3	129,4

Tableau 3 : Précipitations pour une pluie de 3h

La région est également sujette à de forts orages en mer. Lorsqu'un tel évènement se produit, la pression de l'air diminue. Par conséquent, le niveau d'eau dans la mer augmente, ce qui affecte les conditions limites pour les calculs hydrauliques. Cet effet a également été pris en compte dans les calculs visant à déterminer les niveaux d'eau dimensionnants pour la barrière.

3.5.2. Vents

La région d'Ho Chi Minh Ville est située dans une zone où l'on peut observer des typhons. Selon le dictionnaire Larousse, un typhon est un cyclone tropical du Pacifique occidental et de la mer de Chine. Il s'agit donc d'un évènement météorologique produisant de grands vents. Lorsqu'un typhon se produit, le vent crée des vagues, dont la hauteur est liée à son intensité, qui vont heurter la barrière et donc la solliciter de façon dynamique. Selon la classification vietnamienne, la région de Thu Bo est de zone 11. Le Tableau 4 donne les valeurs de vitesse de vent et de hauteur de vague ainsi qu'une idée des dommages créés par les différentes classes de vents.

Wind level	Wind speed		Height of average wave (m)	Damage
	m/s	km/h		
0	0-0,2	<1	-	Light wind. No damage.
1	0,3-1,5	1-5	0,1	
2	1,6-3,3	6-11	0,2	
3	3,4-5,4	12-19	0,6	
4	5,5-7,9	20-28	1,0	- Small tree with leaves starting move. Affect the rice's flowers - Sea surged, fishing boats gets hit sideways, rolling down the sailing
5	8,0-10,7	29-38	2,0	
6	10,8-13,8	39-49	3,0	- Trees shook. Difficult to walk against the wind. - Sea of action. Dangerous for ships.
7	13,9-17,1	50-61	4,0	
8	17,2-20,7	62-74	5,5	- Wind breaks tree branches, damaging the roofs of homes. Cannot go against the wind. - Extremely powerful sea. Very dangerous for ships and boats.
9	20,8-24,4	75-88	7,0	
10	24,5-28,4	89-102	9,0	- Trees, houses and electricity poles get down causing severe damages. - Sea of intense action making the ships sink.
11	28,5-32,6	103-117	11,5	
12	32,7-36,9	118-133	14,0	- Great destructive power. - The wave is extremely powerful. Scuttled the ship of large tonnage
13	37,0-41,4	134-149		
14	41,5-46,1	150-166		
15	46,2-50,9	167-183		
16	51,0-56,0	184-201		
17	56,1-61,2	202-220		

Tableau 4 : Classification vietnamienne des vents

Les américains ont également étudié le problème et ont issu une norme typique pour le cas du Vietnam. Dans la norme américaine *AASHTO-cau-A-01-03a*, à la page 46, se trouve un tableau définissant la vitesse de vent pour une période de retour de 100 ans en fonction de la zone d'implantation de l'ouvrage, en accord avec la norme vietnamienne (Tableau 5). Les zones peuvent être obtenues dans la norme *TCVN 2737-1995*, à la page 51. Il en ressort qu'Ho Chi Minh Ville et les provinces avoisinantes (dont la province de Long An dans laquelle sera construite la barrière) sont de classe I ou II. Afin d'être sécuritaire, il sera considéré que la construction se situera en zone II.

Wind zone according to TCVN 2737 – 1995	V _B (m/s)
I	38
II	45
III	53
IV	59

Tableau 5 : Vitesse de vent en fonction des zones (AASHTO-cauA-01-03a, 2002)

3.5.3. Températures

Comme signalé à plusieurs reprises, le site de construction est situé en zone tropicale. Les températures y sont plus ou moins constantes tout au long de l'année. Le Tableau 6 reprend les valeurs moyennes de températures par mois, ainsi que les valeurs extrêmes.

Temperature (°C)	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	Annual
Average	25.7	26.6	27.8	28.9	28.2	27.4	27.0	27.0	26.7	26.6	26.3	25.7	27.0
The average highest	31.6	32.9	34.0	34.6	33.4	32.2	31.4	31.5	31.2	31.0	30.9	30.7	32.1
The average lowest	21.0	21.9	23.5	24.9	24.7	24.1	23.9	24.0	23.8	23.6	22.8	21.6	23.3
The highest	36.4	38.7	39.4	40.0	39.0	37.5	34.6	34.9	35.3	34.6	35.0	36.3	40.0
The lowest	13.8	16.0	17.4	20.0	21.1	20.4	19.4	20.0	20.8	19.8	14.3	13.9	13.8

Tableau 6 : Températures moyennes au cours de l'année (Southern Institute of Water Resources Research, 2010)

3.6. Sismique

D'un point de vue sismique, la zone de construction est de classe 7 selon la norme vietnamienne. Tout comme pour les conditions climatiques, les experts américains de l'AASHTO ont étudié les conditions sismiques au Vietnam et ont créé leur propre classification. Celle-ci est reprise dans les normes *AASHTO-cauA-01-03a* et *AASHTO-cauA-03*. Les différentes zones sismiques ont été cartographiées (Figure 16). En fonction de la zone d'implantation de l'ouvrage, on peut déterminer le coefficient d'accélération (Tableau 7). Pour Ho Chi Minh Ville et ses alentours, la zone est de classe 1. Par conséquent le coefficient d'accélération est inférieur à 0,09.

Acceleration coefficient	Seismic zone	MSK - 64 class
$A \leq 0,09$	1	Class $\leq 6,5$
$0,09 < A \leq 0,19$	2	$6,5 < \text{Class} \leq 7,5$
$0,19 < A < 0,29$	3	$7,5 < \text{Class} \leq 8$

Tableau 7 : Définition des coefficient d'accélération en fonction des zones sismiques (AASHTO-cauA-03, 2002)

Il est admis que pour les constructions courantes, la carte d'aléa sismique doit indiquer les valeurs d'accélération horizontale qui ne seront pas dépassées avec une probabilité de 90% dans les 50 prochaines années, ce qui correspond à une période de retour de 475 ans (Plumier *et al.*, Unknown). À titre de comparaison, le bassin liégeois est situé dans une zone dont le coefficient d'accélération sismique est de 0,125. Le risque sismique à proximité d'HCMC est donc peu important, de ce fait, cet aspect sera négligé lors de la conception détaillée de la barrière.

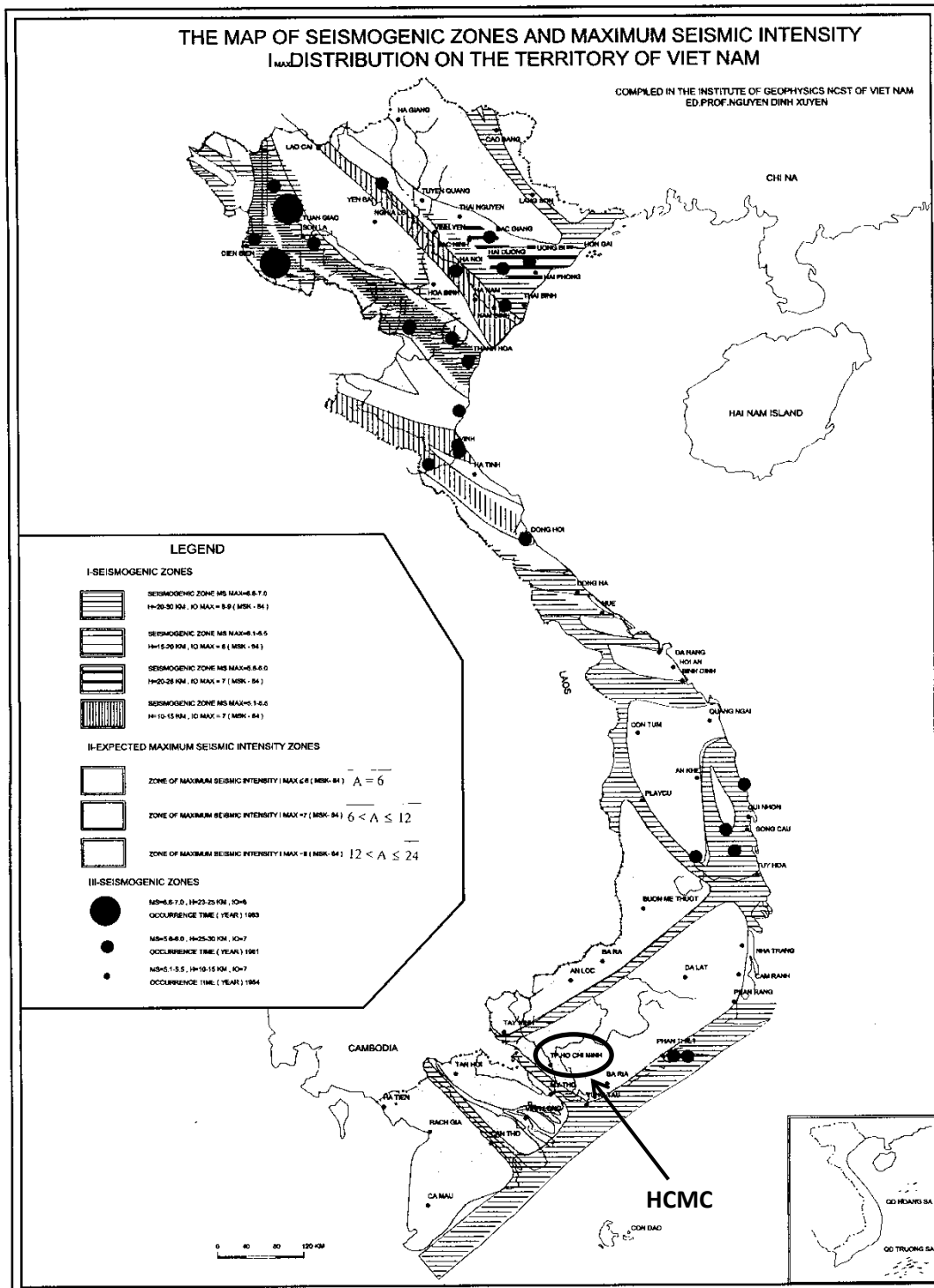


Figure 16 : Classification des zones sismiques au Vietnam (AASHTO-cauA-01-03a, 2002)

3.7. Navigation

Les voies navigables vietnamiennes sont entre autre classées selon la norme *TCVN 5664 : 2009* (STAMEQ, 2009 (1)), cf. Tableau 8. Dans cette norme, distinction est faite entre les cours d'eau du nord et du sud du pays. Pour rappel, Thu Bo est situé au sud du pays.

Phụ lục
(Tham khảo)

Kích thước đội tàu theo cấp thuật đường thủy nội địa Việt Nam

Cấp Category	Tàu tự hành				Sà lan đẩy			
	Trọng tải Weight (tấn)	Dài Length (m)	Rộng Width (m)	Mớn Draught (m)	Trọng tải (tấn)	Dài (m)	Rộng (m)	Mớn (m)
		50%/ 90%	50%/ 90%	50%/ 90%		50%/ 90%	50%/ 90%	50%/ 90%
Đặc biệt								
I — Bắc	601 - 1050	53.46/56.2	9.6/10.1	3.5/3.7	4x400/600	110/120	14.5/15.2	2.1/2.2
I — Nam		43.56/49.9	12/12.5	3.4/3.7		103/114	16.4/21	2.4/2.9
II — Bắc	301 - 600	35.95/39.34	7.62/8.0	2.58/2.7	2x200/250/400	100/110	7.65/8.5	2.0/2.3
II — Nam		35.9/40.51	10.0/10.8	2.7/3.1		98/108	7.0/9.5	2.2/2.5
III — Bắc	101 - 300	37/41.7	7.2/8.5	1.8/2.3	2x100	65/72	4.6/5.25	1.5/1.6
III — Nam		35.25/38	7.0/9.0	2.3/2.61		60/70	6.0/8.8	1.4/1.7
IV — Bắc	51 - 100	27/28.1	4.25/5.25	1.47/1.9				
IV — Nam		18.6/21.51	5.4/5.9	2.17/2.35				
V — Bắc	10 - 50	19.8/23.2	4.22/5.3	1.5/1.8				
V — Nam		15.78/17.4	4.52/4.78	1.71/2.35				
VI — Bắc	<10	10.83/11.2	2.45/2.5	0.81/0.86				
VI — Nam		11.82/14.4	2.8/3.1	1.0/1.1				

Ghi chú: Kích thước hình học của tàu lấy theo kích thước 50% và 90% của các tàu theo Đăng kiểm Việt Nam.
50% / 90% : servability -> percentage of vessel under that size

Tableau 8 : Classification des cours d'eau selon la norme TCVN 5664 : 2009

La barrière de Thu Bo est située sur une des principales voies navigables de/vers HCMC. Cette voie navigable était de classe III. Cependant, suite à une décision ministérielle, la voie a été reclassée en classe I (quand bien même toutes les infrastructures sur ce cours d'eau sont de classe III). Le réseau de navigation est représenté à la Figure 17.

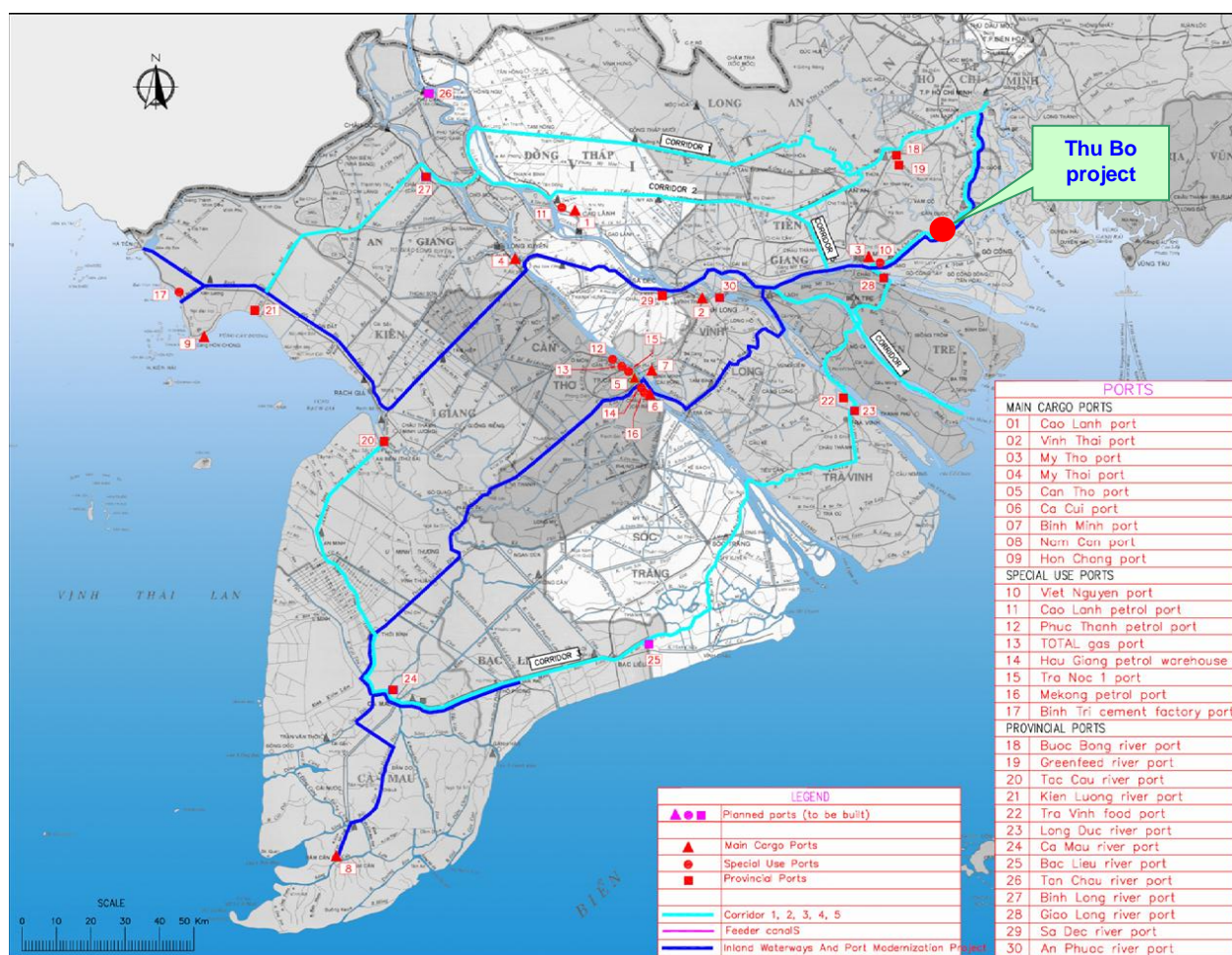


Figure 17 : Réseau de navigation dans le delta du Mékong (adapté depuis Louis Berger Group, Inc, 2006)

Les dimensions caractéristiques des vaisseaux en fonction de la classe de la voie navigable sont définies dans le Tableau 9 et le Tableau 10 ci-dessous. Ces deux tableaux sont issus de la norme 22TCN-272-05 (STAMEQ, 2006).

River class	Load of designed ship (DWT) (T)	
	Ship	Barge
I	2000	500
II	1000	500
III	300	400
IV	200	400
V	100	100
VI	40	100

Tableau 9 : Tonnage du vaisseau dimensionnant en fonction de la classe du cours d'eau

DWT (T)	Ship						Barge		
	2000	1000	300	200	100	40	500	400	100
Max length (LOA)(m)	90	75	38	34	15	8	40	41	27
Max wide (m)	12	10,5	7,0	6,6	5	3	10	11,2	6,4
Draft (water column for ship floating)	3,5	2,8	2,2	1,7	1,0	0,8	1,7	1,3	1,0

Tableau 10 : Dimensions du vaisseau dimensionnant en fonction de son tonnage

En 2006, le Ministère du Transport de la République Socialiste du Vietnam, en collaboration avec la Banque Mondiale, a fait publier (par The Louis Berger Group, Inc) un rapport sur les projets de développement des infrastructures dans le delta du Mékong. Il y est question des infrastructures routières, ferroviaires et fluviales. Pour ce dernier type, diverses études ont été menées dont, entre autre, une étude visant à quantifier la navigation en différents endroits. À la page 56 de ce rapport, on trouve un tableau contenant le nombre de bateaux de différents types passant par différentes stations. La station la plus proche de Thu Bo est la station de Phu An, mais elle est située sur le fleuve Saigon et n'est dès lors pas représentative du trafic à Thu Bo. Il faut utiliser les données de la station de Phouc Noang (5).

Selon cette étude, 153.919 bateaux passent annuellement par Phouc Noang, représentant un tonnage total de 19.550.250 T. Cela représente 422 bateaux quotidiennement, avec un tonnage total de 53.562 T/jour. À titre de comparaison, cela représente plus de 1400 camions semi-remorque porte conteneur de 38T par jour.

3.8. Occupation du sol

La région est essentiellement rurale et agricole. Cependant, dans la zone 1, peu après le pont de Thu Bo, la rive gauche va être développée en tant que zone industrielle. Afin de déterminer le nombre d'habitations et de personnes affectées par la construction de l'ouvrage, une étude de relocalisation a été effectuée. Certains résultats de cette étude sont contenus dans l'Annexe 2. Les résultats principaux sont repris dans le Tableau 11 ci-dessous. On peut constater que l'option 2 est celle qui aura l'impact le plus important en matière de déplacement de personnes.

	Option 1	Option 2	Option 3
Habitations	112	205	225
Personnes	431	675	606
Terrain (Ha)	24,5	109	29,4

Tableau 11 : Délocalisation

Dans la même optique, les salaires moyens des habitants de la région ont été étudiés. Il en ressort que les personnes habitant la zone 2 sont de loin les plus pauvres avec un salaire annuel d'un peu plus de 1000€.

4. Conception générale

Cette partie traite, comme son nom l'indique, des aspects généraux de la conception. À savoir la position de l'ouvrage, son agencement (nombre de passes, dimensions des passes, position et dimensions principales de l'écluse), le type de portes à utiliser et un dernier point qui concerne les méthodes de construction et de maintenance.

Tout au long de cette conception, on ne perdra pas de vue que la conception doit être réalisée à moindre prix tout en respectant les règles essentielles de sécurité et de bon sens.

4.1. Choix de l'emplacement

4.1.1. Emplacements disponibles

Pour rappel, plusieurs emplacements sont disponibles pour la construction de la barrière marée-tempête de Thu Bo. Lors de la description de la topographie, nous avons défini trois zones. Il existe aujourd'hui trois options pour construire la barrière, chaque option correspondant à une zone différente (cf. Figure 18). Dans les zones 1 et 3, la construction serait effectuée dans le lit même de la rivière alors que dans la zone 2, la construction serait réalisée dans les terres.

L'option 1, au Nord, est située à moins d'un kilomètre en aval du pont de Thu Bo. L'option 2 est située au centre des terres et l'option 3 à moins d'un kilomètre en amont de la confluence entre le Can Guioc et le canal Nuoc Man.

Pour l'option 2, il faudra exproprier, excaver et évacuer toutes les terres pour construire le canal. Il faudra également construire un barrage fixe à travers le lit de la rivière, et donc fermer le bras actuel afin de dévier l'entièreté de l'eau vers le canal nouvellement créé, ce qui n'est pas sans poser de problème pour les riverains.

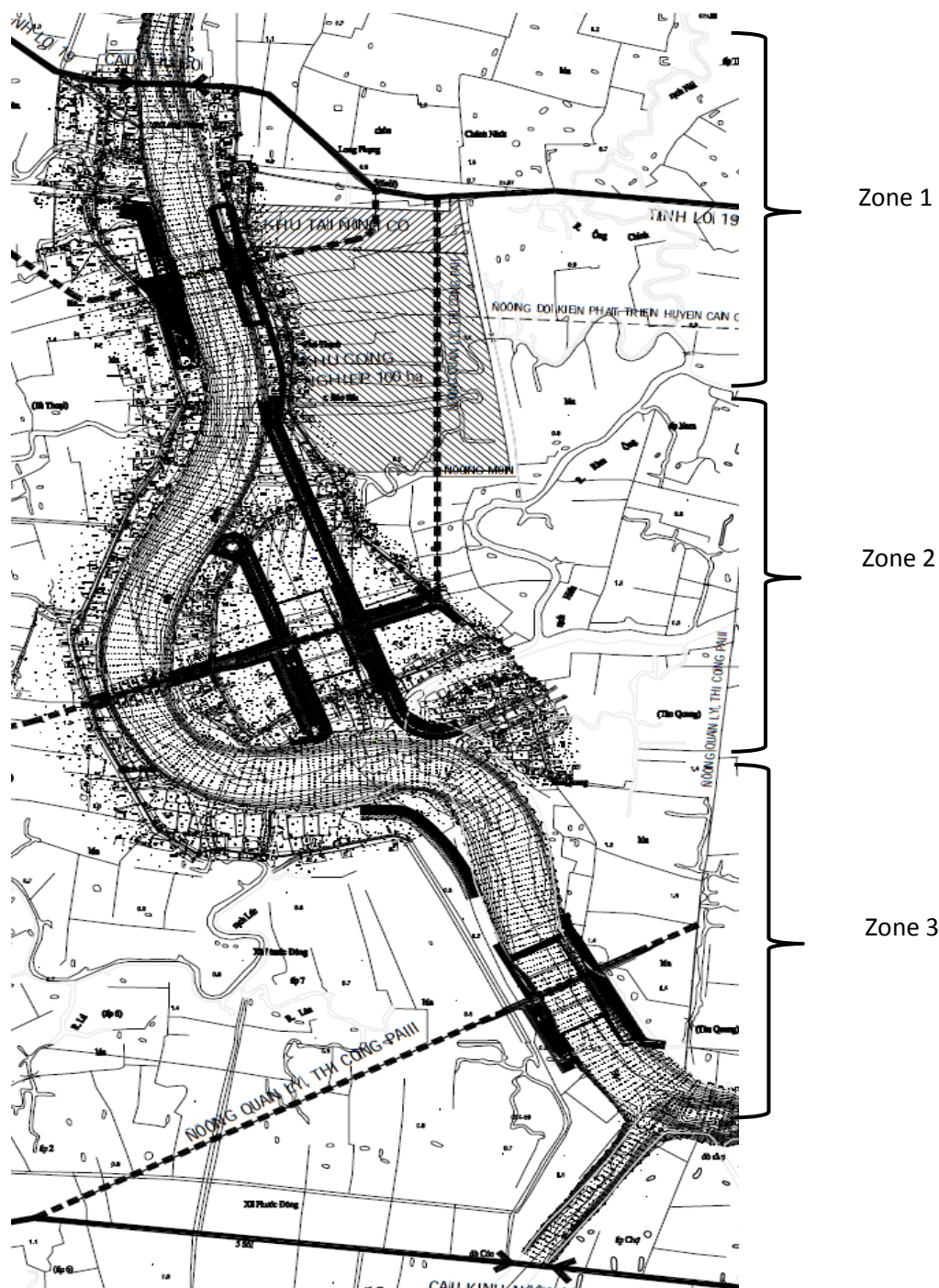


Figure 18 : Les trois emplacements (IWER, 2009)

4.1.2. Critères d'analyse et MCA

Afin de déterminer la position optimale, nous allons procéder à une analyse multicritères (MCA – *multi criteria analysis*). Ce genre d'analyse permet de prendre en compte divers aspects qui peuvent affecter le choix de la structure. Chaque option reçoit une cotation (ici sur 10) par rapport au critère étudié, les cotations maximales représentant les meilleurs résultats. Cependant, comme tous les critères étudiés n'ont pas le même poids, on introduit également un système de pondération qui révèle l'importance d'un critère par rapport à un autre.

Les lignes qui suivent décriront les critères considérés, expliqueront pourquoi considérer ces critères et justifieront leur pondération. Après cela, les choix des cotations attribuées aux différentes options pour un même critère seront motivés.

4.1.2.1. Critères étudiés

- Coût de la construction : par cela, on entend les coûts liés à la construction de la barrière seule
- Coût de l'expropriation et de l'acquisition des terres : ce sont les coûts annexes liés à l'investissement de départ, avant même que les travaux n'aient commencé
- Impacts socio-économiques : cet aspect permettra d'aborder tous les problèmes liés à la délocalisation des habitants de la région, en fonction de leurs revenus moyens
- Impacts sur l'environnement
- Navigation : ce critère permet de prendre en compte la facilité ou difficulté de navigation due à la position de la barrière
- Morphologie : ce critère permet d'évaluer les problèmes d'érosion et de dépôt des sédiments suite à la modification du tracé naturel de la rivière
- Effet de la durée de construction sur la navigation : ce critère permet de prendre en compte les nuisances causées par la construction de l'ouvrage sur la navigation intérieure

4.1.2.2. Pondération des critères

Étant donné que la construction doit être réalisée à moindre coût, il est logique de donner une large pondération pour les deux critères de coûts (les deux ensembles comptent pour 40% de la cotation totale). Il a semblé approprié de donner un coefficient pondérateur plus élevé pour les coûts de construction car, dans tous les cas, ce sont eux qui sont les plus élevés. C'est pourquoi les coûts de constructions ont une importance de 25% alors que les coûts d'expropriation n'ont que 15% d'importance.

Le critère socio-économique est, à mes yeux, fort important. Ayant fait mon stage au Vietnam, j'ai eu l'occasion de visiter le site de construction et de me rendre compte de la pauvreté des habitants de la région. La barrière va provoquer de plus fortes inondations pour les populations situées en aval de celle-ci. Or ces gens n'ont que peu de biens et de terres ; une élévation du niveau d'eau maximal de quelques dizaines de cm peut s'avérer catastrophique pour eux. De même, les familles habitant à hauteur du chantier de construction vont être expropriées et vont avoir à recommencer leur vie ailleurs, ce qui n'est jamais facile. À mon sens, ce critère mérite au moins 15% d'importance.

Le critère environnement est très important lui aussi, mais les autorités vietnamiennes ne s'en préoccupent pas autant, c'est pourquoi seuls 10% d'importance lui sont accordés.

Comme nous avons à faire à une voie navigable, le critère de navigation est essentiel. C'est pourquoi la pondération attribuée à ce critère est de 20%.

Il ne faut pas non plus oublier le critère morphologique. En effet, une modification significative du lit de la rivière peut provoquer une variation importante de la distribution de vitesses au sein de celle-ci et donc une modification du transport sédimentaire ; certaines zones vont être érodées alors que d'autres vont voir les sédiments s'y déposer. La pondération attribuée est de 10%.

Enfin, il ne faut pas négliger l'aspect de la durée de construction et des embarras causés par celle-ci. Cependant, ce qui compte étant la répercussion socio-économique de l'ouvrage sur toute sa durée de vie et la période de construction n'étant qu'une fraction peu importante de la durée de vie de l'ouvrage, la pondération associée n'est que de 5%.

4.1.2.3. Grille de cotation

Afin de coter de la façon la plus objective possible, nous allons définir une grille de cotation qui va servir de base par la suite. Dans cette grille sont donnés différents critères et la majoration/pénalisation leur correspondant. Ils seront utilisés par la suite pour définir les cotations attribuées aux différentes options : en fonction des totaux obtenus par addition des majorations/pénalisations, les cotes seront ajustées afin d'être toutes comprises entre 0 et 10. La grille de cotation est donnée dans le Tableau 12 ci-dessous.

Coûts de construction	
À sec	+2
Dans le lit de la rivière	-1
Construction d'un ouvrage fixe supplémentaire	-2
Excavation additionnelle conséquente	-2
Stabilisation supplémentaire de talus	-1
Coûts d'expropriation	
Par 200 personnes déplacées	-1
Par 25 ha annexés	-1
Zone industrielle	-1
Impacts socio-économiques	
Il faut déplacer minimum 431 personnes	-1
Par 200 personnes supplémentaires à déplacer	-1
Du point de vue des inondations supplémentaires à l'aval de l'ouvrage :	
• Solution la plus en amont	-2
• Solution intermédiaire	-1
• Solution la plus en aval	0
Environnement	
Pas de modification du cours de la rivière	+1
Modification du cours de la rivière	-2
Implantation d'un ouvrage dans la rivière	-2
Navigation	
Facilitation de la navigation	+2
Passage dans le barrage	-1
Morphologie	
Modification du cours de la rivière	-2
Implantation d'un ouvrage obstruant en partie la rivière	-1
Effet sur la navigation en période de construction	
Pas d'effet	+2
Diminution de la navigabilité du cours d'eau	-1

Tableau 12 : Grille de cotation

4.1.2.4. Justification des cotations

Les cotations ont été accordées en fonction de la grille donnée ci-dessus. Les cotes attribuées dépendent des caractéristiques de l'option considérée. Les cotations sont données dans le Tableau 13 alors que le Tableau 14 reprend les valeurs des totaux uniquement. Le Tableau 15 quant à lui reprend les cotations finales (ajustées afin d'être comprises entre 0 et 10).

Pour les coûts liés à la construction, la construction doit être effectuée dans le lit de la rivière pour les options 1 et 3 alors que pour l'option 2 cette construction peut être réalisée à sec, dans les terres. Il est évident qu'une construction dans le lit de la rivière est plus coûteuse qu'une construction à sec. Cependant, pour l'option 2, il faut également prendre en compte les coûts de construction liés à l'excavation du chenal, la construction du barrage fixe et la stabilisation des berges.

Il est indéniable que les coûts liés à l'expropriation et l'acquisition des terres et bien plus important pour l'option 2 que pour les options 1 et 3. Ils ont été calculés sur base des données liées à l'occupation des terres (cf. Tableau 11). De même, le fait que l'option 1 soit située en zone industrielle va provoquer une augmentation du prix des terres à annexer.

Pour ce qui est des aspects socio-économiques, le plus défavorable des cas est celui de l'option 2 car beaucoup de personnes vont être expropriées et, du fait de la position de la barrière, toutes les personnes habitant la zone 3 vont subir des inondations plus importantes qu'avant la construction de la barrière. On peut faire la même réflexion pour l'option 1, sachant que plus de personnes seront affectées par le phénomène d'augmentation du niveau d'eau maximum en aval. D'un autre côté, moins de personnes sont affectées par l'expropriation. Enfin, l'option 3 est celle qui minimise les désagréments de tous types.

D'un point de vue environnemental, l'option 2 est celle qui a l'impact le plus important car on change totalement le cours de la rivière.

Les options 1 et 3 n'apportent aucun changement par rapport à la situation initiale en matière de navigation. Par contre, l'option 2 permet une navigation plus aisée car les bateaux n'ont plus à emprunter la partie courbe du cours d'eau.

D'un point de vue morphologie, il est évident que l'option 2 présente un changement de la forme du cours d'eau beaucoup plus important que les options 1 et 3.

Enfin, la construction étant réalisée dans le lit de la rivière pour les options 1 et 3, c'est beaucoup plus contraignant en matière de navigation pendant la période de construction que dans le cas de l'option 2 où la construction est réalisée à l'intérieur des terres, ce qui n'affecte nullement la navigation.

	Option 1	Option 2	Option 3
Couts de construction			
À sec		2	
Dans le lit de la rivière	-1	-1	-1
Construction d'un ouvrage fixe supplémentaire		-2	
Excavation additionnelle conséquent		-2	
Stabilisation supplémentaire de talus		-1	
Total	-1	-4	-1
Couts d'expropriation			
Par 200 personnes déplacées	-2	-3.5	-3
Par 25 ha annexés	-1	-4	-1
Zone industrielle	-1		
Total	-4	-7.5	-4
Impacts socio-économiques			
Il faut déplacer minimum 431 personnes	-1	-1	-1
Par 200 personnes supplémentaires à déplacer	0	-1.5	-1
Du point de vue des inondations supplémentaires à l'aval de l'ouvrage :			
- Solution la plus en amont	-2		
- Solution intermédiaire		-1	
- Solution la plus en aval			
Total	-3	-3.5	-2
Environnement			
Pas de modification du cours de la rivière	1		1
Modification du cours de la rivière		-2	
Implantation d'un ouvrage dans la rivière	-2	-2	-2
Total	-1	-4	-1
Navigation			
Facilitation de la navigation		2	
Passage dans le barrage	-1	-1	-1
Total	-1	1	-1
Morphologie			
Modification du cours de la rivière		-2	
Implantation d'un ouvrage obstruant en partie la rivière	-1	-1	-1
Total	-1	-3	-1
Effet sur la navigation en période de construction			
Pas d'effet		2	
Diminution de la navigabilité du cours d'eau	-1		-1
Total	-1	2	-1

Tableau 13 : Cotations pour le choix de l'emplacement

	Option 1	Option 2	Option 3
Couts de construction	-1	-4	-1
Couts d'expropriation	-4	-7.5	-4
Impacts socio-économiques	-3	-3.5	-2
Environnement	-1	-4	-1
Navigation	-1	1	-1
Morphologie	-1	-3	-1
Effet sur la navigation en période de construction	-1	2	-1

Tableau 14 : Totaux des cotations pour le choix de l'emplacement

	Option 1	Option 2	Option 3
Coûts de construction	9	6	9
Coûts d'expropriation	6	2.5	6
Impacts socio-économiques	7	6.5	8
Environnement	9	6	9
Navigation	4	6	4
Morphologie	9	7	9
Effet sur la navigation en période de construction	4	7	4

Tableau 15 : Cotations finales pour le choix de l'emplacement

4.1.3. Conclusion

Le Tableau 16 résume l'analyse multicritère réalisée ci-dessus. Au vu de ce dernier, on constate que l'option 3 est celle qui semble la plus optimale, devant respectivement les options 1 et 2. C'est donc cette solution qui va être retenue pour la suite de ce travail. Notons que c'est également cette option qui a été retenue par le gouvernement vietnamien.

	Pondération (%)	Zone 1	Zone 2	Zone 3
Coûts construction	25	9	6	9
Coûts expropriation	15	6	2.5	6
Impacts socio-économiques	15	7	6.5	8
Environnement	10	9	6	9
Navigation	20	4	6	4
Morphologie	10	9	7	9
Effet de la construction sur la navigation	5	4	7	4
Total	100	7	5.7	7.15

Tableau 16 : MCA pour déterminer la position de l'ouvrage

Afin de nous assurer de la robustesse de notre choix, nous allons procéder à une analyse de sensibilité à la fois sur le coût de construction et sur le coût lié à l'expropriation. Ces deux analyses sont présentées dans les Figure 20 et Figure 21 ci-dessous.

De ces analyses, on peut conclure que l'analyse multicritère effectuée précédemment est de nature robuste. En effet, quelle que soit la pondération attribuée aux critères de coût, c'est toujours l'option située en zone 3 qui a les meilleures cotations. Cela nous conforte donc dans le choix de la zone 3

pour la construction de l'ouvrage, choix retenu pour la suite de ce travail. La Figure 19 donne la coupe de la rivière à cet endroit.

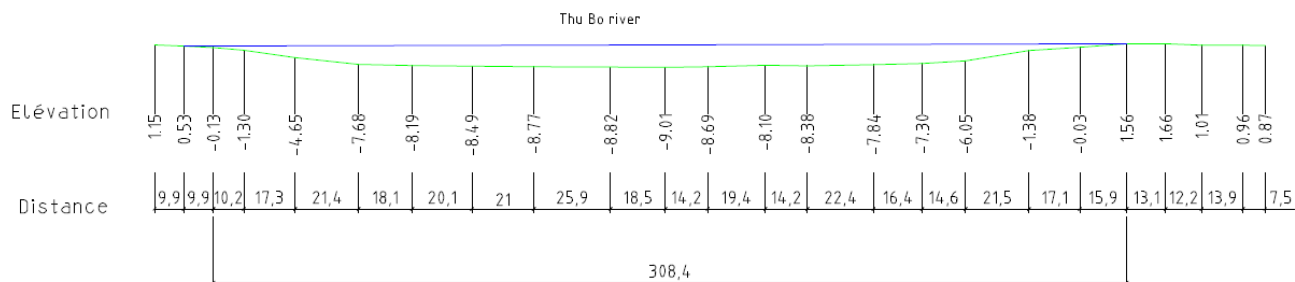


Figure 19 : Coupe de la rivière pour l'option 3

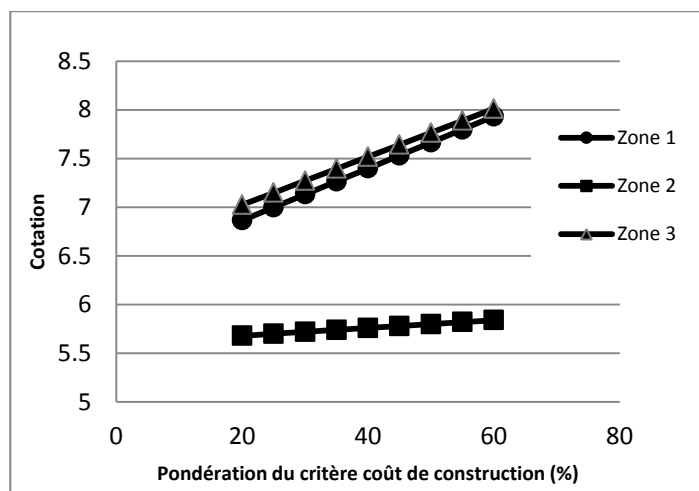


Figure 20 : Analyse de sensibilité - coûts de construction

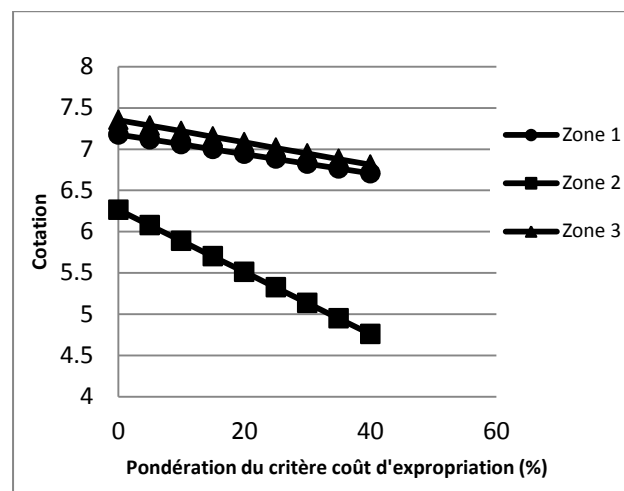


Figure 21 : Analyse de sensibilité - coûts d'expropriation

4.2. Choix du nombre de passes et de leurs dimensions

Avant de définir le nombre de passes ainsi que leurs dimensions, il est bon de déterminer la section mouillée minimale nécessaire. Cette section est définie par deux critères :

- La section minimale doit permettre l'écoulement d'une pluie décennale
- La vitesse maximale de l'eau, tenant compte des effets de turbulence, doit, pour un ouvrage de classe 1, être inférieure à 2m/s et la vitesse moyenne inférieure à 1.5m/s

Le critère de vitesse d'eau tient compte de la non-uniformité des vitesses d'eau au sein de la section mouillée. Des mesures ont été prises à hauteur du pont de Thu Bo (en amont de la zone 1) afin de déterminer la répartition des vitesses dans le Can Guioc. Il ressort de cette étude que les vitesses maximales apparaissent à proximité de la surface et sont comprises entre 1.45m/s et 1.73m/s et que la vitesse moyenne pour l'entièreté de la section est comprise entre 1.0m/s et 1.3m/s. Notons également que le critère de vitesse maximale susmentionné est applicable aux cours d'eau de plaines. Or nous avons ici à faire à un cours d'eau soumis à l'effet des marées. Il est dès lors recommandé de considérer une vitesse maximale inférieure à 1.5m/s.

La hauteur d'eau à utiliser pour ces deux critères est identique quel que soit le scénario étudié. En effet, il est fort probable que l'évacuation d'une pluie décennale se fera à niveau d'eau amont

maximal, c'est-à-dire pour un niveau d'eau de 1m. De même, la vitesse étant proportionnelle au débit et le débit maximal étant atteint quand le niveau d'eau est maximal, le niveau d'eau à considérer pour le deuxième critère est également de 1m.

4.2.1. Définition de la section mouillée minimale

En date du 14/06/2010, le Ministère de l'Agriculture et du Développement Rural a pris la décision 1600/QĐ-BNN-XDCB (MARD, 2010 (1)) à laquelle était attaché le Tableau 17. Ce tableau donne des indications de largeur de passe et d'élévation du fond minimale afin de concorder avec les deux critères précités. Les sections définies par le produit *largeur · hauteur d'eau* doivent être sommées au sein d'un même critère. Le Tableau 18 reprend les valeurs d'ouverture et d'élévation du fond fournies par le Tableau 17 ainsi que le niveau à considérer en fonction du critère. Pour chaque critère, les sections mouillées sont calculées individuellement puis sommées. Il apparaît de ce tableau que le critère le plus contraignant est le critère de vitesse maximale. La section mouillée minimale sera donc de 1260m².

Name of structure	To meet the requirement of rainfall drainage with P = 10%		Corresponding with maximum current velocity $V_{\max} < 2,0\text{m/s}$		Corresponding with maximum current velocity $V_{\max} < 1,5\text{m/s}$		Corresponding with maximum current velocity $V_{\max} < 1,0\text{m/s}$	
	Opening	Bottom elevation	Opening	Bottom elevation	Opening	Bottom elevation	Opening	Bottom elevation
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
Thu Bo Barrier							90	-4
	80	-4	70	-5	120	-5	90	-6
	60	-6	40	-8	60	-8	60	-8

Tableau 17 : Définition de la section mouillée minimale (MARD, 2010)

Cas	Pour permettre l'écoulement des eaux d'une pluie décennale				Pour limiter la vitesse maximale à 1.5m/s			
	Ouverture (m)	Elévation radier (m)	Hauteur d'eau (m)	Section mouillée (m ²)	Ouverture (m)	Elévation radier (m)	Hauteur d'eau (m)	Section mouillée (m ²)
	80	-4	1	400	120	-5	1	720
	60	-6	1	420	60	-8	1	540
Total section mouillée				400 + 420 = 820				720 + 540 = 1260

Tableau 18 : Détermination de la section mouillée minimale

4.2.2. Définition de la hauteur minimale du seuil

La hauteur minimale du seuil est définie en fonction de la dimension des bateaux, et en particulier en fonction de leur tirant d'eau. Les dimensions maximales des bateaux en fonction de la classe du cours d'eau sont consignées dans les normes TCVN 5664 : 2009 (STAMEQ, 2009 (1)) et 22TCN-272-05. Ceci a été discuté en détail dans le paragraphe 3.7. Les dimensions maximales du bateau de projet sur un cours d'eau de classe 1 situé au sud du pays (ce qui est le cas du Can Guioc) sont reprises dans le Tableau 19. Le tirant d'eau à considérer est de 3.5m.

Poids (T)	Longueur (m)	Largeur (m)	Tirant d'eau (m)
2000	90	12	3.5

Tableau 19 : Dimensions maximales d'un bateau pour un cours d'eau de classe 1

La profondeur du seuil sera donc de minimum

$$Z_{seuil,min} = -2.82 - 3.5 = -6.32 \text{ m}$$

À cette valeur, il faut encore ajouter une marge de sécurité. Nous la prendrons de 50cm ; de la sorte, on a :

$$Z_{seuil} = -6.32 - 0.50 = -6.82 \text{ m}$$

Dans un souci de simplification, nous avons décidé que le seuil sera construit à une élévation de -7m.

4.2.3. Définition des dimensions des passes

Comme la barrière marée-tempête de Thu Bo fait partie d'un vaste projet comprenant, entre autres, la construction de 12 barrières marée-tempête, il est judicieux de concevoir des passes ayant toutes la même dimension, afin de standardiser un maximum.

Avant de définir les dimensions des passes, il faut décider si les passes navigables seront à double ou à simple circulation. Il est indéniable qu'une passe à double circulation voit le risque de collision entre bateaux augmenter. Qui plus est, la largeur d'une telle passe étant relativement importante, les efforts appliqués sur celle-ci seront bien plus conséquents. Sans oublier que, pour satisfaire le critère de section mouillée minimale, si on voulait construire une porte unique, elle devrait avoir une portée minimale de 157.5m, ce qui est conséquent et donc coûteux. Il faudrait dès lors, en plus de la passe navigable, prévoir des passes annexes afin de satisfaire le critère de section mouillée minimale. De ce fait, on ne respecterait plus le critère de standardisation.

Toutes ces raisons nous ont poussés à opter pour des passes navigables à simple circulation. La largeur minimale des passes sera donc $L_{bateau} + 2 \cdot L_{sécurité}$ où $L_{sécurité}$ est la largeur de sécurité et est couramment prise égale à la largeur du plus grand bateau supposé traverser l'ouvrage (Novak, 2006). Par conséquent, on a $L_{passe,min} = 3 \cdot 12.5 = 37.5\text{m}$. Pour des raisons de simplicité, nous avons pris la largeur des passes égale à 40m.

4.2.4. Définition du nombre de passes

Étant donné que les passes navigables ont pour dimension 40m de large et que, sous condition d'évacuation de débit maximal, le niveau d'eau y est de 8m, la section mouillée correspondant à une seule passe est de 320m².

Il faudrait prévoir un minimum de quatre passes, dont deux navigables pour satisfaire le critère de section minimale ; en effet $4 \cdot 320 \text{ m}^2 = 1280 \text{ m}^2 > 1260 \text{ m}^2 \rightarrow ok$. Mais dans ce cas, la barrière (écluse comprise) ne porterait pas sur toute la section de la rivière. Dès lors, plusieurs options s'offrent à nous:

- 1) Construire plus de passes non-navigables que requis par la condition de section mouillée minimale
- 2) Construire une seule passe non-navigable de hauteur moindre mais de plus grande longueur afin de couvrir toute la largeur de la rivière
- 3) Construire un barrage fixe, en enrochements par exemple

Sachant que la section de la rivière au niveau de la zone de construction est de plus de 300m, que la partie barrage mobile à 4 passes occupera environ 210m ($4B_{porte} + 5B_{pile}$ où $B_{pile} = 10m$ dans une première approximation), qu'on peut dans un premier temps estimer la largeur réservée à l'écluse comme étant d'approximativement 50m, on se rend compte que si la première option est envisagée, il faudrait ajouter une passe non-navigable. D'un point de vue économique, cet investissement supplémentaire est non-justifiable. Nous allons donc étudier plusieurs variantes, dont certaines composées de trois passes dont une passe non-navigable de grandes dimensions et de faible hauteur et d'autres composées de quatre passes dont deux non-navigables de même dimensions que les passes navigables. Notons que quelle que soit la variante considérée, il faudra prévoir un barrage fixe sur la rive droite afin de permettre l'accès de véhicules à l'écluse.

4.2.5. Définition et analyse de différentes dispositions

La Figure 22 propose trois dispositions différentes pour l'ensemble "passes navigables et écluse" (appelé "complexe" dans la suite de cette section). Dans un premier temps, il n'a pas été jugé utile de faire la distinction entre "une passe non-navigable de grande largeur à faible profondeur" et "deux passes non-navigables de même dimension que les passes navigables". Pour cette pré-étude, il a été considéré que les passes navigables ont une largeur (pile comprise) de 50m et que l'écluse a également de 50m une largeur (avant-ports et arrière-ports compris). Ce qui fait un ensemble d'une largeur de 150m.

Avant de passer aux différentes dispositions, rappelons qu'il faut prévoir une section mouillée de minimum $1260m^2$. Sachant que les passes navigables ont une section mouillée de $320m^2$ /passe, que la section mouillée de l'écluse est de $62.5m^2$ (cf. section 4.4) il faut, pour répondre au critère de section minimale, prévoir une section mouillée supplémentaire de

$$1260m^2 - 2 * 320m^2 - 62.5m^2 = 557.5m^2$$

La première disposition propose de placer le complexe au centre du cours d'eau. De cette façon, toutes les voies navigables sont centrées. Il faut alors prévoir un barrage fixe d'environ 75m entre l'écluse et la rive droite. De plus, seuls 75m supplémentaires sont disponibles pour l'écoulement. Il n'est pas possible d'y réaliser deux passes, il faudrait donc prévoir une seule passe de grande hauteur ($h_{75m} = 557.5/75 \approx 7.5m$) ce qui n'est pas économique.

La deuxième disposition prévoit de placer le complexe à 25m de la rive droite. De la sorte, il reste 125 mètres en rive gauche. Cette largeur est suffisante pour placer deux passes non-navigables mais peut également permettre l'implantation d'une seule passe non-navigable de moindre hauteur ($h_{125m} = 557.5/125 \approx 4.5m$). Quelle que soit la variante envisagée, les passes navigables seront légèrement décentrées et l'écluse sera totalement désaxée par rapport au centre du cours d'eau. Si la construction de quatre passes était envisagée, il faudrait prévoir la construction de deux parties fixes de 25m de large sur les rives du cours d'eau.

Enfin, la troisième disposition prévoit de placer le complexe à 50m de la rive droite. De la sorte les passes navigables sont tout à fait centrées par rapport à l'axe naturel du cours d'eau et l'écluse n'est que faiblement excentrée. 100m supplémentaires sont disponibles en rive gauche, ce qui permet, au choix, l'implantation de deux passes non-navigables dont les dimensions seraient identiques à celles des passes navigables ou d'une seule passe non-navigable de faible hauteur ($h_{100m} = 557.5/100 \approx$

5.6m). Dans ce cas de figure, l'ouvrage fixe serait construit d'un seul tenant entre la rive droite et l'écluse et aurait une largeur de 50m.

Nous allons d'emblée écarter la première disposition qui nécessiterait la construction d'une barrière de grandes dimensions soumises à d'importantes charges hydrostatique. Pour la suite de ce travail seront uniquement considérées les dispositions 2 et 3.

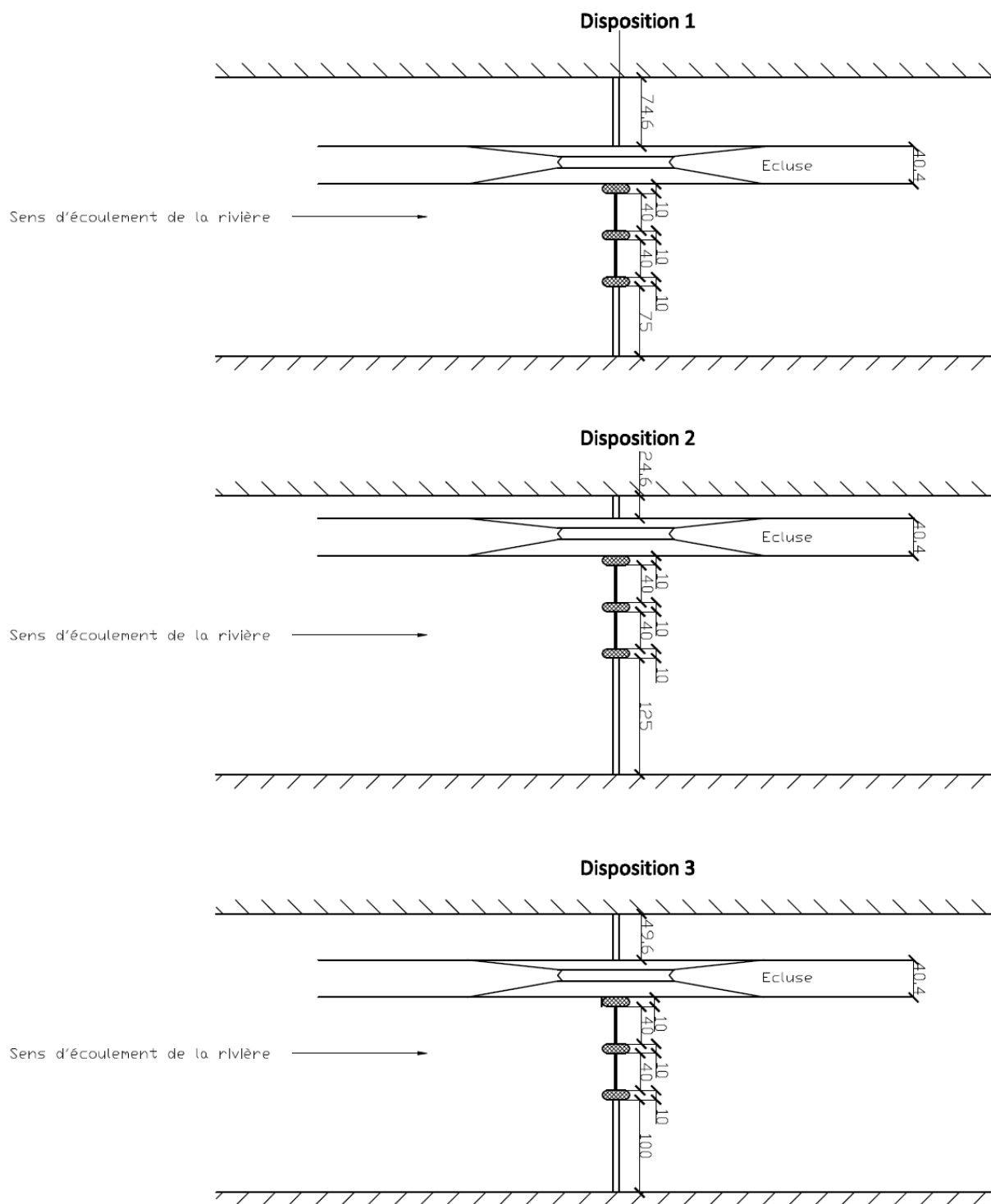


Figure 22 : Dispositions possibles pour le complexe "écluse - passes navigables"

4.2.6. Conclusion

La barrière marée-tempête de Thu Bo sera constituée de

- deux passes navigables d'une longueur de 40m et dont le seuil sera situé au niveau -7m,
- une passe non-navigable de grande largeur et de faible hauteur ou deux passes non-navigables dont les dimensions seraient identiques à celles des passes navigables,
- un espace réservé à l'écluse d'environ 50m,
- un barrage fixe d'au moins 50m de long (en une seule ou deux parties).

La barrière sera immergée au maximum de 9.46m d'eau ($2.46 - (-7) = 9.46\text{m}$). On concevra donc des vannes d'une hauteur de 10m.

Le barrage fixe sera réalisé en enrochement. En effet, un barrage poids-béton est assez couteux par rapport à un barrage en enrochements ou en remblais. Le barrage en enrochement avec parements amont et aval en béton a été retenu car, ce barrage devant subir les fluctuations de niveau d'eau tous les jours, il est inconcevable de prévoir un barrage en remblais¹, beaucoup trop sensible aux gradients hydrauliques.

4.3. Choix du type de vannes

Nous devons à présent déterminer le type de vannes à placer pour la barrière. Ce choix aura des implications non-seulement sur la navigation, la sécurité, la fiabilité, mais également sur les méthodes de construction et de maintenance à mettre en œuvre.

Différents types de vannes vont être étudiés dans les sections qui suivent. Dans un premier temps, nous avons sélectionné six types de vannes parmi les plus utilisées, celles-ci seront brièvement décrites. Plus d'informations au sujet de ces vannes pourront être obtenues dans la publication de l'AIPCN-INCOM de 2006 (*Design of movable weir and storm surge barriers*) et dans les notes de cours du Pr. Philippe Rigo publiées en 2010. Ensuite, sur base des dimensions de l'ouvrage à concevoir et des dimensions optimales des différentes vannes, trois types de vannes seront retenus. Différentes variantes seront ensuite proposées et comparées à l'aide d'une analyse multicritères afin de définir la plus optimale des solutions.

¹ Par "barrage en remblais" on entend "remblais de terre" et non "enrochements"

4.3.1. Présentations générale de différentes vannes

4.3.1.1. Vanne clapet

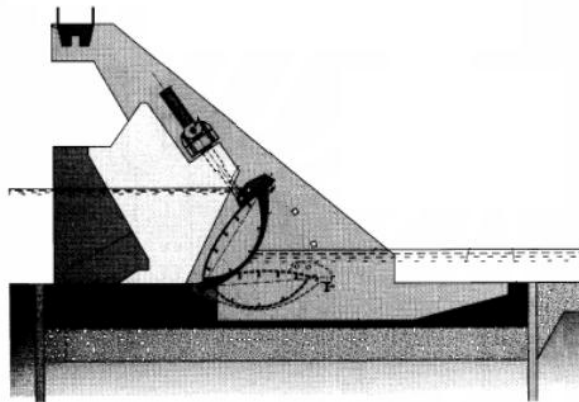


Figure 23 : Vanne clapet (modifié d'après Rigo, 2010)

Les vannes clapets sont des vannes fixées à une charnière ou un pivot qui est scellé dans le radier. De ce fait, elles peuvent prendre toutes les positions intermédiaires entre la position "totalement fermée" où la vanne est placée verticalement et la position "totalement ouverte" où la vanne est placée horizontalement. Ce type de vanne permet un réglage très précis du débit évacué. Ces vannes sont généralement dirigées au moyen de vérins hydrauliques situés à une ou aux deux extrémités.

4.3.1.2. Vanne secteur

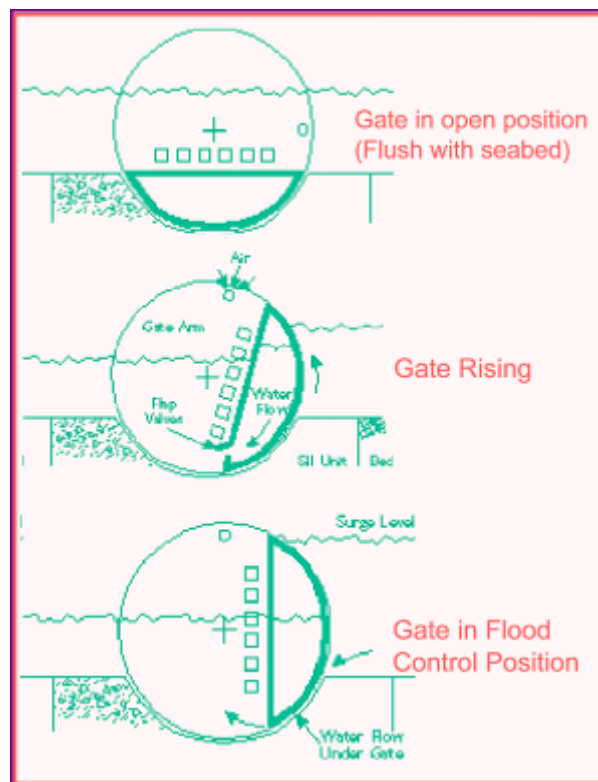


Figure 24 : Vanne secteur sur la Tamise - fonctionnement

Une vanne secteur est constituée d'une section circulaire amont fixée à une charnière horizontale scellée dans le radier au moyen de deux plats métalliques. La vanne pivote verticalement autour de la charnière. En position ouverte, la vanne va se loger dans un refouillement réservé à cet effet dans le radier. Afin de passer d'une position à l'autre, on insuffle plus ou moins d'air dans la cavité située au centre de la vanne (entre la partie circulaire amont et les plats en aval).

4.3.1.3. Vanne segment

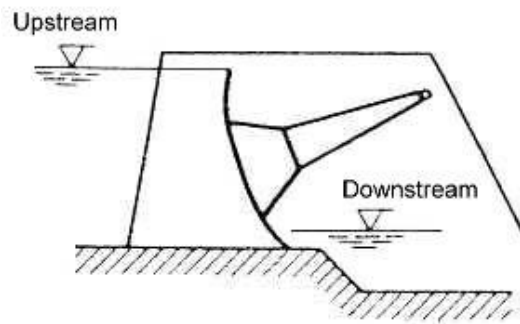


Figure 25 : Vanne segment avec bras en compression (AIPCN-INCOM, 2006)

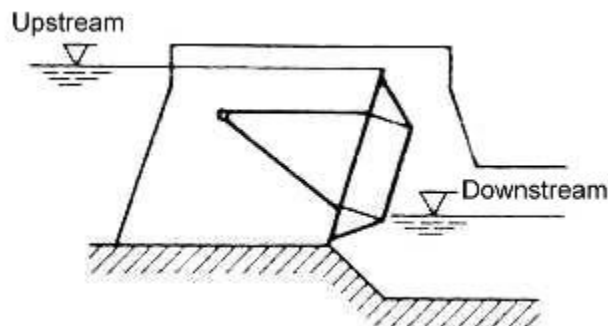


Figure 26 : Vanne segment avec bras en traction (AIPCN-INCOM, 2006)

Une vanne segment est composée d'un bordé amont circulaire raidi par un caisson non étanche maintenu aux extrémités par des bras permettant la rotation de l'ensemble autour d'axes scellés dans les piles et situés au centre du cercle du bordé amont (Rigo, 2010). Comme le montrent la Figure 25 et la Figure 26, il existe deux types de vannes segment : à bras en traction et à bras en compression. La vanne segment peut être dimensionnée de manière telle que l'axe de rotation ne soit jamais immergé. Les figures précitées présentent des vannes segment en position fermée. En position ouverte, ces vannes sont levées (au moyen de vérins hydrauliques situés de part et d'autre de la vanne) de façon à permettre le passage d'un bateau sous celle-ci comme illustré sur la Figure 27.



Figure 27 : Vanne segment en position ouverte lors de la construction (<http://www.vaphydro.bg>)

Il existe également des vannes segments en deux pièces. Elles sont constituées par exemple d'une vanne segment surmontée d'une vanne clapet (Figure 28). Ce type de vanne présente l'intérêt de permettre une régulation fine du niveau d'eau. Cependant, comme l'objet de la barrière marée-tempête de Thu Bo est la protection, ce type de vanne n'est pas nécessaire, il ne sera donc pas abordé davantage.

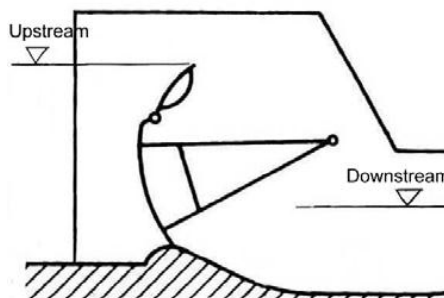


Figure 28 : Vanne segment avec un clapet supérieur (AIPCN-INCOM, 2006)

4.3.1.4. Vanne levante

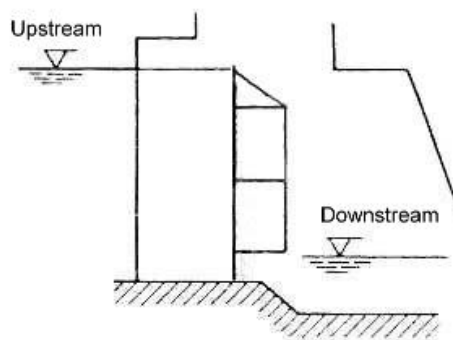


Figure 29 : Vanne levante (AIPCN-INCOM, 2006)

Ces vannes sont levées et abaissées verticalement, le plus souvent à l'aide de vérins hydrauliques situés de part et d'autre de la vanne. La vanne glisse dans des encoches prévues à cet effet. Anciennement, on utilisait des galets de roulement, mais à l'heure actuelle, on préfère l'utilisation de patins en UHMWPE qui présentent un coefficient de friction moins important. En position ouverte, les vannes sont levées à une hauteur telle que le tirant d'air minimum pour permettre le passage des bateaux soit disponible entre la surface de l'eau et le bas de la porte. Elles peuvent être bloquées dans la position levée au moyen de verrous ou en gardant les vérins sous pression.

Tout comme pour les vannes segments, il existe également des vannes levantes en plusieurs parties (Figure 30). Celles-ci sont également destinées à une meilleure régulation du débit, c'est pourquoi elles ne seront pas discutées plus en détail.

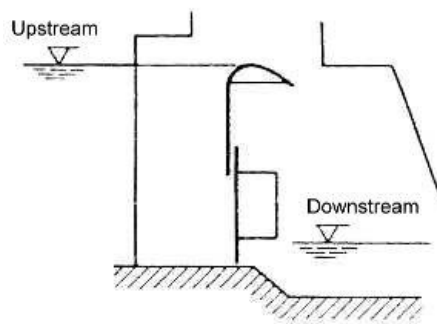


Figure 30 : Vanne levante avec hausse supérieure (AIPCN-INCOM, 2006)

4.3.1.5. Vanne gonflable

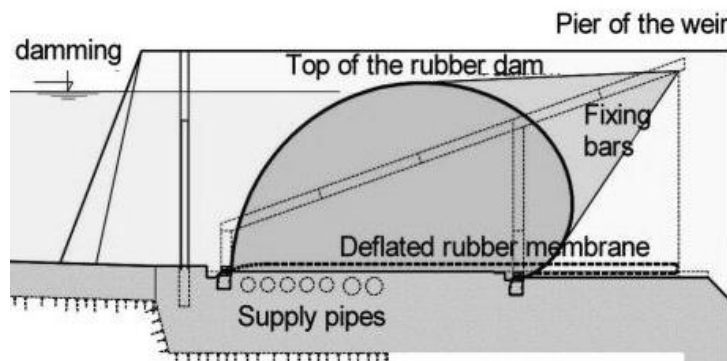


Figure 31 : Vanne gonflable

Ce type de vanne peut être assimilé à une bouée qui est gonflée avec de l'air ou de l'eau. Une fois l'évènement exceptionnel nécessitant le gonflement de la vanne passé, on laisse la vanne se vider de son air/eau et celle-ci va alors naturellement se déposer sur le radier sur lequel la membrane est solidement fixée.

4.3.1.6. Vanne Obermeyer

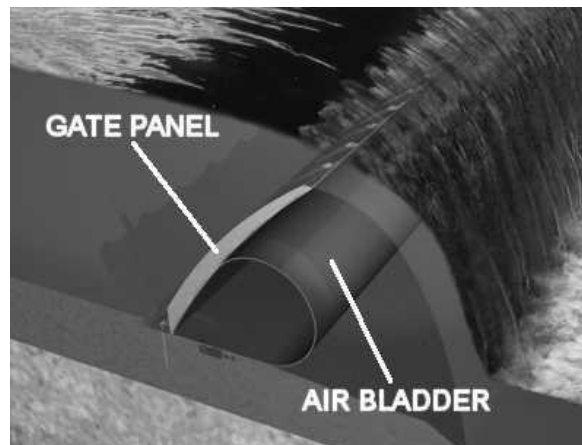


Figure 32 : Vanne Obermeyer (<http://www.obermeyerhydro.com>)

La vanne Obermeyer se compose d'une vanne clapet s'appuyant sur un coussin gonflé à l'air permettant de réguler de manière finie la position du volet métallique, de la position complètement couchée, à celle complètement debout (Rigo, 2010). Contrairement au cas des vannes gonflables, les membranes sont uniquement gonflées à l'air car la présence du clapet augmente la pression sur le coussin. Le clapet métallique sert à la fois d'ouvrage de rétention d'eau en position ouverte, mais également de système de protection en position fermée. Ce type de vanne est composé de plusieurs modules, ce qui lui confère une grande robustesse.

4.3.2. Dimensions optimales des différentes vannes

Le Tableau 20 ci-dessous reprend les dimensions optimales pour les différents types de vannes. On peut immédiatement remarquer qu'aussi bien la vanne clapet que la vanne gonflable et la vanne Obermeyer sont totalement incompatibles avec les dimensions de l'ouvrage à concevoir, du moins au niveau des passes navigables, et ce particulièrement du point de vue de la charge hydraulique. La vanne secteur étant beaucoup plus coûteuse que les autres types de vannes et exigeant un travail important et compliqué au niveau de la fondation (excavation), nous allons l'écarter. De même, la vanne clapet étant principalement adaptée pour la régulation, nous allons l'écarter. Enfin, la vanne gonflante étant, à prix plus ou moins égal, plus fragile et moins robuste que la vanne Obermeyer nous allons l'écarter. Notons qu'avec les moyens actuels, il est possible de réaliser des vannes segment ayant une longueur jusqu'à 40m, des vannes levantes de 50m à 100m de long et des vannes gonflables de 6m de retenue et de 100m de long.

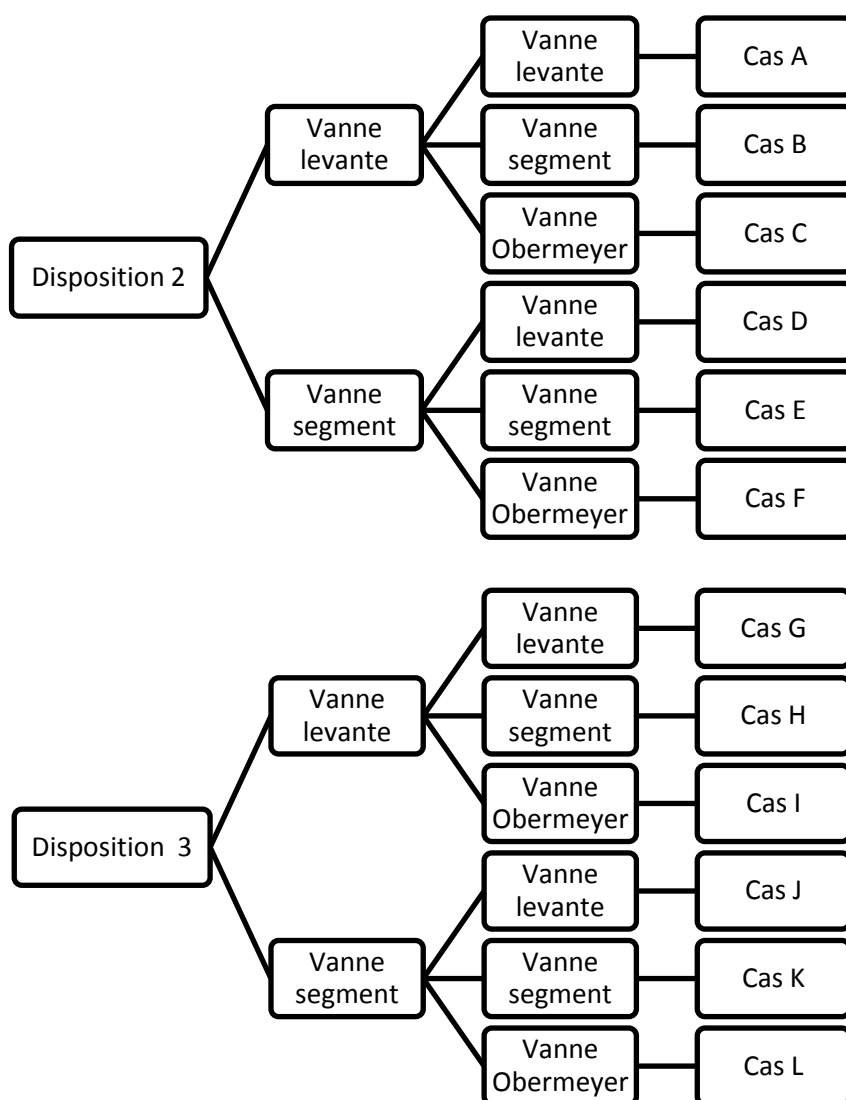
	Vanne clapet	Vanne secteur	Vanne segment	Vanne levante	Vanne gonflable	Vanne Obermeyer
Charge hydraulique (m)	2 à 5 m	4 à 8 m	4 à 10 m	2 à 15 m	1 à 4 m	1 à >4 m
Portée (m)	Manœuvrée d'un seul côté : 4 à 15 m Manœuvrée de deux côtés : 15 à 35 m	15 à 40 m	15 à 30 m	2 à 30 m	20 à 40 m	Pas vraiment de limitation

Tableau 20 : Dimensions optimales des différents types de vannes

Les vannes étudiées seront donc, pour les passes navigables, les vannes segments et levantes et pour les passes non-navigables, les vannes segments, levantes, et Obermeyer.

4.3.3. Proposition de variantes

Nous allons étudier un total de 12 variantes. Celles-ci sont obtenues en fonction de la disposition des différents éléments constituant la barrière; à savoir des passes, de l'écluse et de l'ouvrage fixe. Trois dispositions ont été envisagées, cf. paragraphe 4.2.5, mais seules deux de ces dispositions ont été retenues. Pour chacune de ces dispositions, on peut envisager différents types de vannes pour les passes navigables et pour les passes non-navigables. C'est ce qui est représenté sur l'arborecence ci-dessous; le premier niveau est dédié à la disposition des éléments de la barrière, le deuxième niveau au type de vannes utilisées dans les passes navigables, le troisième niveau au type de vannes dans les passes non-navigables et enfin le quatrième niveau donne le nom sous lequel la variante sera étudiée.



Ces variantes sont représentées de façon schématique en position ouverte sur la Figure 33. La position fermée n'est pas représentée car elle est la même quelle que soit la variante étudiée.

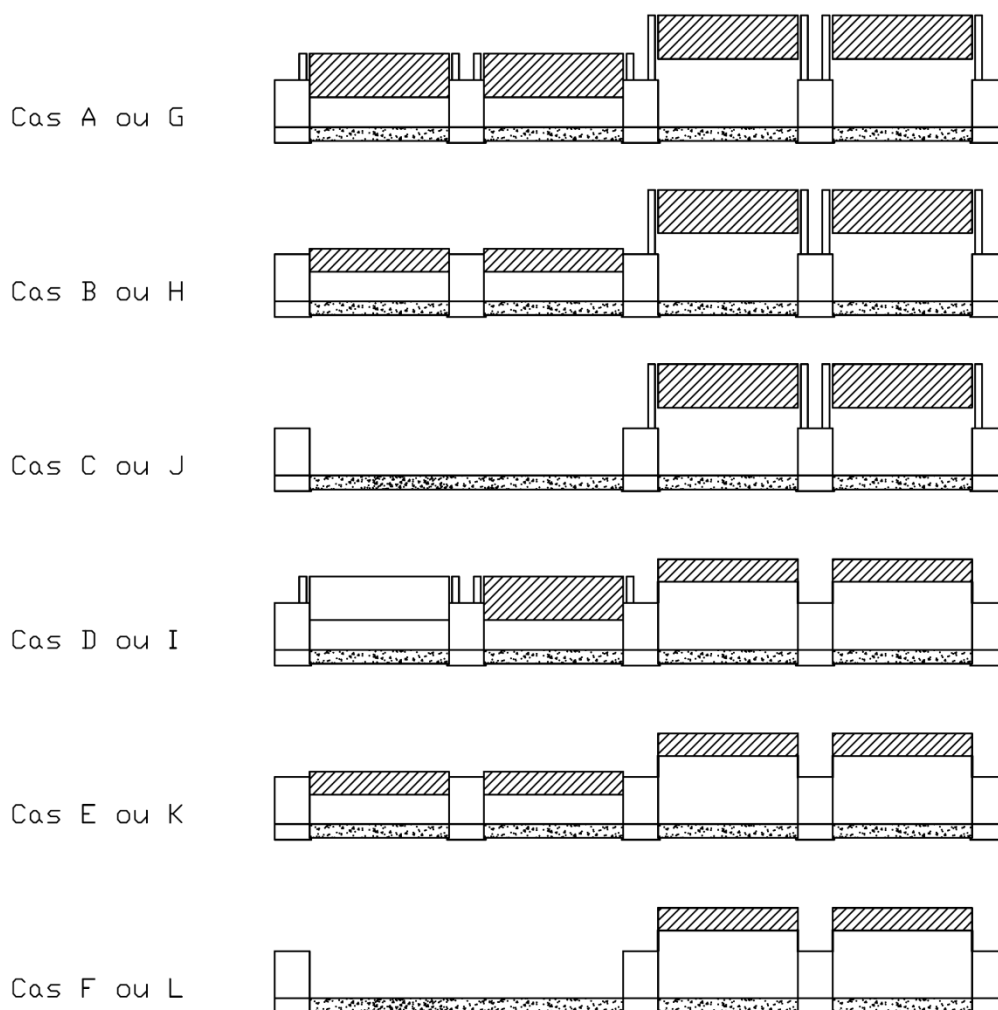


Figure 33 : Variantes de vannes

4.3.4. Sélection par analyse multicritères

Les critères évalués sont les suivants :

- Coûts
- Fonctionnement
- Maintenance
- Fiabilité
- Navigation
- Esthétique

4.3.4.1. Pondération des critères

Comme cela était déjà le cas pour le choix de l'emplacement, le coût lié à la construction de cette structure est déterminant. C'est pourquoi une pondération de 30% lui est attribuée.

Par fonctionnement, on entend les coûts liés à la manœuvre des vannes et la complexité de cette manœuvre. Une pondération de 10% a été réservée pour ce critère.

La maintenance d'un ouvrage tel celui envisagé ici est un aspect essentiel. Nous lui avons donné une pondération de 20%. Celle-ci tient entre autres compte de la facilité avec laquelle la maintenance peut être effectuée.

En fonction du type de vanne, la fiabilité et le niveau de sécurité apportés diffèrent. Il est certain qu'on préférera une vanne fiable dont la fermeture est aisée en toutes circonstances à une vanne plus sujette à problèmes. Ce critère a reçu une pondération de 15%.

L'influence de la structure sur la navigation dépend également du type de vanne. Comme la structure est située sur une voie navigable fortement fréquentée, une pondération de 15% a été choisie.

Enfin, l'esthétique de la structure a aussi son importance. Dans le cas qui nous occupe, où le critère financier est le plus important, nous n'accorderons que 10% au critère esthétique.

4.3.4.2. Grille de cotation

De la même manière que pour le choix de l'emplacement, nous avons créé une grille de cotation qui va nous permettre de définir de façon objective les cotes à attribuer aux douze variantes étudiées. Comme au paragraphe 4.1.2.3, nous allons commencer par définir des majorations/pénalisations pour différents critères. En fonction du total obtenu, les cotes seront ajustées afin d'être comprises entre 0 et 10. Le Tableau 21 ci-dessous définit la grille de cotation utilisée.

Coûts	
Si différents types de vannes	-1
Vanne levante, par deux vannes placées	-1
Vanne segment, par deux vannes placées	-1.5
Vanne Obermeyer	-2
Il faut minimum 25m de barrage fixe, par 25m supplémentaires	-1
Fonctionnement	
Vannes identiques	1
Vannes différentes mais même mode de fonctionnement (pistons)	-1
Vannes différentes et modes de fonctionnement différents	-2
Maintenance	
Vannes pouvant être intégralement sorties de l'eau, par 2 vannes	1
Vanne fixée au radier	-1
Partie gonflable (plus sensible)	-1
Fiabilité	
Vanne levante ou segment, par 2 vannes	1
Au niveau robustesse, vanne levante ou segment	0
Au niveau robustesse, vanne Obermeyer	-1
Navigation	
Passes navigables centrées	1
Passes navigables légèrement excentrées	-1
Écluse légèrement excentrée	1
Écluse excentrée	-1
Limitation du tirant d'air (dans les passes navigables)	-2
Esthétique	
Toutes vannes visibles en position ouverte	-2
Certaines vannes visibles en position ouverte	-1
Aspect harmonieux quand vannes ouvertes	1

Tableau 21 : Grille de cotation pour le choix des vannes

4.3.4.3. Cotations pour les différentes variantes

Les cotations ont été attribuées par rapport à la grille de cotation définie à la section précédente.

Elles sont reprises dans le

	Cas A	Cas B	Cas C	Cas D	Cas E	Cas F	Cas G	Cas H	Cas I	Cas J	Cas K	Cas L
Coûts												
Si différents types de vannes		-1	-1	-1		-1		-1	-1	-1		-1
Vanne levante, par deux vannes placées	-2	-1	-1	-1			-2	-1	-1	-1		
Vanne segment, par deux vannes placées		-1.5		-1.5	-3	-1.5		-1.5		-1.5	-3	-1.5
Vanne Obermeyer			-2			-2			-2			-2
Il faut minimum 25m de barrage fixe, par 25m supplémentaires	-1	-1		-1	-1		-1	-1		-1	-1	
Total	-3	-4.5	-4	-4.5	-4	-4.5	-3	-4.5	-4	-4.5	-4	-4.5
Fonctionnement												

Vannes identiques	1				1		1				1	
Vannes différentes mais même mode de fonctionnement (pistons)		-1		-1				-1		-1		
Vannes différentes et mode de fonctionnement différents			-2			-2			-2			-2
Total	1	-1	-2	-1	1	-2	1	-1	-2	-1	1	-2
Maintenance												
Vannes pouvant être intégralement sorties de l'eau, par 2 vannes	2	2	1	2	2	1	2	2	1	2	2	1
Vanne fixée au radier			-1			-1			-1			-1
Partie gonflable (plus sensible)			-1			-1			-1			-1
Total	2	2	-1	2	2	-1	2	2	-1	2	2	-1
Fiabilité												
Vanne levante ou segment, par 2 vannes	2	2	1	2	2	1	2	2	1	2	2	1
Au niveau robustesse, vanne levante ou segment	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Au niveau robustesse, vanne Obermeyer			-1			-1			-1			-1
Total	2	2	0	2	2	0	2	2	0	2	2	0
Navigation												
Passes navigables centrées							1	1	1	1	1	1
Passes navigables légèrement excentrées	-1	-1	-1	-1	-1	-1						
Ecluse légèrement excentrée							1	1	1	1	1	1
Ecluse excentrée	-1	-1	-1	-1	-1	-1						
Limitation du tirant d'air (dans les passes navigables)	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2
Total	-4	-4	-4	-4	-4	-4	0	0	0	0	0	0
Esthétique												
Toutes vannes visibles en position ouverte	-2	-2		-2	-2		-2	-2		-2	-2	
Certaines vannes visibles en position ouverte			-1			-1			-1			-1
Aspect harmonieux quand vannes ouvertes				1						1		
Total	-2	-2	-1	-1	-2	-1	-2	-2	-1	-1	-2	-1

Tableau 22. Le Tableau 23 quant à lui reprend les valeurs finales de cotations pour les différentes variantes.

Les coûts liés à la construction dépendent fortement du type de vanne considérée. En effet, la construction d'une vanne segment est plus coûteuse que celle d'une vanne levante ou d'une vanne Obermeyer.

La structure aura un fonctionnement optimal si toutes les vannes sont identiques. Par contre, si différents types de vannes sont envisagés, les risques de dysfonctionnement augmentent, et ce d'autant plus que le mode de fonctionnement des vannes diffère.

Du point de vue maintenance, il est indéniable que la maintenance d'une vanne segment ou levante, qui peuvent être intégralement sorties de l'eau, est bien plus aisée que la maintenance d'une vanne Obermeyer qui est quant à elle toujours immergée.

Pour ce qui est de la fiabilité des vannes, ce sont à nouveau les vannes segment et levante qui ont le meilleur comportement. En effet, s'il y avait un dysfonctionnement dans les vérins, ces vannes peuvent tout de même être fermées du simple fait de la gravité.

La navigation est plus ou moins facilitée en fonction de la disposition des différents éléments composant la barrière. La disposition 3 est celle qui va permettre un maximum de fluidité à la navigation car toutes les voies navigables (passes navigables et écluses) sont plus ou moins centrées par rapport au cours de la rivière, ce qui n'est pas le cas pour la disposition 2.

Enfin, d'un point de vue esthétique, il est indéniable que le meilleur choix est celui où, en position ouverte, les vannes sont le moins visibles possible. Dès lors, une barrière dotée de vannes Obermeyer aura un impact esthétique moindre qu'une barrière composée uniquement de vannes levantes et segment. Par contre, pour cette dernière option, nous avons remarqué que, quand des vannes segment sont placées dans les passes navigables et que des vannes levantes sont placées dans les passes non-navigables, en position ouverte le dessus des vannes est pratiquement à la même altitude, ce qui offre un aspect harmonieux et donc un plus point de vue esthétique.

	Cas A	Cas B	Cas C	Cas D	Cas E	Cas F	Cas G	Cas H	Cas I	Cas J	Cas K	Cas L
Coûts												
Si différents types de vannes		-1	-1	-1		-1		-1	-1	-1		-1
Vanne levante, par deux vannes placées	-2	-1	-1	-1			-2	-1	-1	-1		
Vanne segment, par deux vannes placées		-1.5		-1.5	-3	-1.5		-1.5		-1.5	-3	-1.5
Vanne Obermeyer			-2			-2			-2			-2
Il faut minimum 25m de barrage fixe, par 25m supplémentaires	-1	-1		-1	-1		-1	-1		-1	-1	
Total	-3	-4.5	-4	-4.5	-4	-4.5	-3	-4.5	-4	-4.5	-4	-4.5
Fonctionnement												
Vannes identiques	1				1		1				1	
Vannes différentes mais même mode de fonctionnement (pistons)		-1		-1				-1		-1		
Vannes différentes et mode de fonctionnement différents			-2			-2			-2			-2
Total	1	-1	-2	-1	1	-2	1	-1	-2	-1	1	-2
Maintenance												
Vannes pouvant être intégralement sorties de l'eau, par 2 vannes	2	2	1	2	2	1	2	2	1	2	2	1
Vanne fixée au radier			-1			-1			-1			-1
Partie gonflable (plus sensible)			-1			-1			-1			-1
Total	2	2	-1	2	2	-1	2	2	-1	2	2	-1
Fiabilité												
Vanne levante ou segment, par 2 vannes	2	2	1	2	2	1	2	2	1	2	2	1
Au niveau robustesse, vanne levante ou segment	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Au niveau robustesse, vanne Obermeyer			-1			-1			-1			-1
Total	2	2	0	2	2	0	2	2	0	2	2	0
Navigation												
Passes navigables centrées							1	1	1	1	1	1
Passes navigables légèrement excentrées	-1	-1	-1	-1	-1	-1						
Ecluse légèrement excentrée							1	1	1	1	1	1
Ecluse excentrée	-1	-1	-1	-1	-1	-1						
Limitation du tirant d'air (dans les passes navigables)	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2
Total	-4	-4	-4	-4	-4	-4	0	0	0	0	0	0
Esthétique												
Toutes vannes visibles en position ouverte	-2	-2		-2	-2		-2	-2		-2	-2	
Certaines vannes visibles en position ouverte			-1			-1			-1			-1
Aspect harmonieux quand vannes ouvertes				1						1		
Total	-2	-2	-1	-1	-2	-1	-2	-2	-1	-1	-2	-1

Tableau 22 : Cotations pour le choix des vannes

	Cas A	Cas B	Cas C	Cas D	Cas E	Cas F	Cas G	Cas H	Cas I	Cas J	Cas K	Cas L
Coûts	7	5.5	6	5.5	6	5.5	7	5.5	6	5.5	6	5.5
Fonctionnement	6	4	3	4	6	3	6	4	3	4	6	3
Maintenance	7	7	4	7	7	4	7	7	4	7	7	4
Fiabilité	7	7	5	7	7	5	7	7	5	7	7	5
Navigation	4	4	4	4	4	4	8	8	8	8	8	8
Esthétique	6	6	7	7	6	7	6	6	7	7	6	7

Tableau 23 : Cotations finales pour le choix des vannes

4.3.4.4. Conclusion

Le Tableau 24 ci-dessous résume les deux paragraphes précédents. Dans ce tableau sont aussi repris les totaux. Rappelons que les cas A à F concernent la disposition 2 alors que les cas G à L concernent la disposition 3. De même les cas C, F, I et L sont les cas où une vanne Obermeyer a été choisie pour la passe non-navigable.

		Disposition 2						Disposition 3					
	Pondération (%)	Cas A	Cas B	Cas C	Cas D	Cas E	Cas F	Cas G	Cas H	Cas I	Cas J	Cas K	Cas L
Coûts	30	7	5.5	6	5.5	6	5.5	7	5.5	6	5.5	6	5.5
Fonctionnement	10	6	4	3	4	6	3	6	4	3	4	6	3
Maintenance	20	7	7	4	7	7	4	7	7	4	7	7	4
Fiabilité	15	7	7	5	7	7	5	7	7	5	7	7	5
Navigation	15	4	4	4	4	4	4	8	8	8	8	8	8
Esthétique	10	6	6	7	7	6	7	6	6	7	7	6	7
Total	100	6.35	5.7	4.95	5.8	6.05	4.8	6.95	6.3	5.55	6.4	6.65	5.4

Tableau 24 : Analyse multicritères pour le choix des vannes

On remarque immédiatement que, à configuration identique, les cas liés à la disposition 2 ont une cote moins élevée que ceux liés à la disposition 3. Il est indéniable que la structure sera conçue en accord avec la disposition 3 (pour rappel, le complexe y est centré par rapport au cours d'eau). De la même manière, on peut remarquer que les cas envisageant la construction d'une vanne Obermeyer ont une cotation bien inférieure aux autres cas. De ce fait, nous pouvons affirmer que la structure ne comportera pas de vanne Obermeyer.

Enfin, les trois meilleures cotes sont mises en évidence (valeurs en gras) il s'agit, de la meilleure à la moins bonne, des cas G (disposition 3 – 4 vannes levantes), K (disposition 3 – 4 vannes segment) et J (disposition 3 – 2 vannes segments navigables et 2 vannes levantes non-navigables). La solution idéale semble être le choix de quatre vannes levantes.

Afin de nous assurer de la pertinence de ce choix, nous avons réalisé une analyse de sensibilité sur différents facteurs : le facteur coût et le rapport entre les facteurs navigation et fiabilité. Cette dernière analyse semble essentielle dans la mesure où l'ouvrage à concevoir est avant tout un ouvrage de protection, d'où l'importance du critère de fiabilité. Néanmoins, l'ouvrage est situé sur un bras de rivière où la navigation est très importante. La question peut dès lors se poser quant à savoir lequel de ces deux facteurs est le plus important et comment l'importance d'un des facteurs par rapport à l'autre influence le résultat de la MCA.

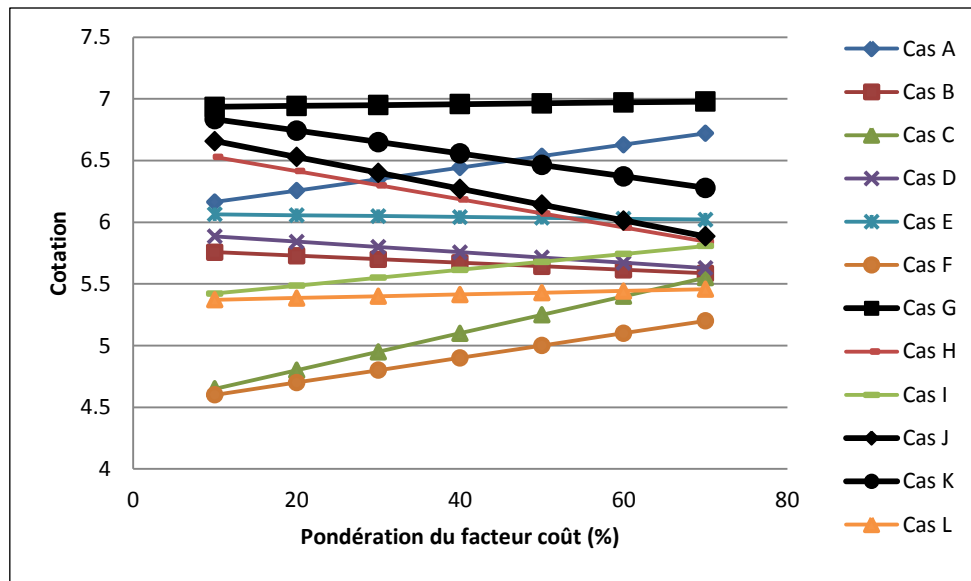


Figure 34 : Analyse de sensibilité du critère coût

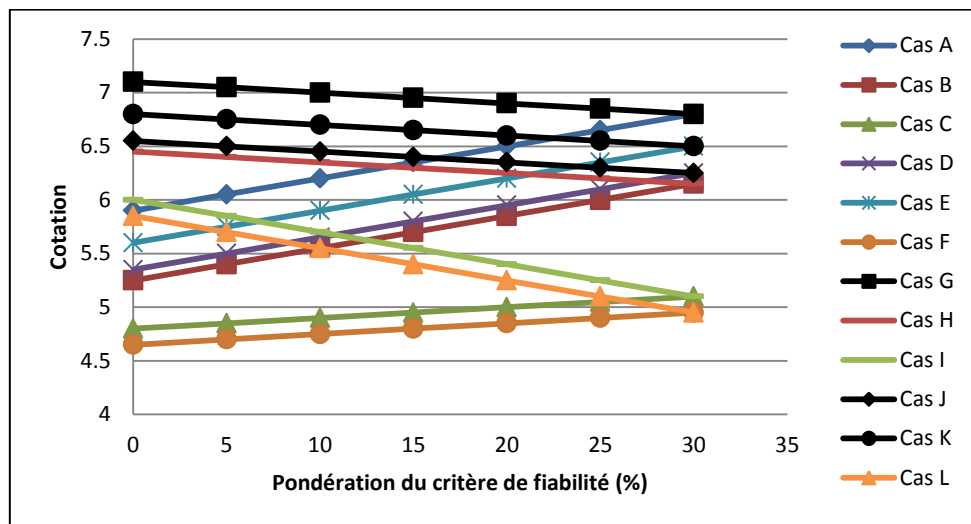


Figure 35 : Analyse de sensibilité du rapport entre les critères fiabilité et navigation

Les résultats de ces analyses sont présentés aux Figure 34 et Figure 35. Ces figures sont relativement chargées du fait des douze cas à considérer. C'est pourquoi nous avons indiqué en noir les trois cas ayant la meilleure cote. On peut constater que l'analyse multicritères réalisée est plutôt robuste car la meilleure solution est relativement insensible aux variations de pondération des critères. On peut cependant noter que, si le critère de navigation devient très peu important par rapport au critère de fiabilité, les cas liés à la deuxième disposition peuvent devenir intéressants.

En conclusion, le cas présentant les critères optimum en toutes circonstances est le cas G, composé de quatre vannes levantes placées selon la disposition 3.

4.4. Position et dimensions principales de l'écluse

L'écluse sera positionnée à côté de la passe navigable, sur la rive droite du Can Guioc. De cette manière, toutes les constructions navigables sont situées dans la partie centrale du cours d'eau et

nécessitent un travail d'excavation moins important. Qui plus est, cela permet de garder une trajectoire plus ou moins naturelle pour les navires.

Les dimensions de l'écluse ont été obtenues en accord avec les recommandations de l'AIPCN-INCOM, reprises dans le rapport intitulé *Innovation in navigation lock design* publié en 2009. Ces recommandations sont données par rapport à la classification des voies navigables CEMT. Or, le Can Guioc est classifié selon les normes *TCVN 5664 : 2009* (STAMEQ, 2009 (1)) et *22TCN-272-05* (STAMEQ, 2006). Afin de pouvoir utiliser le document publié par l'AIPCN-INCOM, nous avons comparé les classifications afin de déterminer à quelle classe du CEMT la classe 1 vietnamienne correspond. Les dimensions du bateau de projet ont été données au paragraphe 4.2.2. Celles-ci sont plus ou moins équivalentes à celles de la classe CEMT Va.

CEMT classes	Vessel size			Lock chamber dimensions (*)		
	length [m]	beam [m]	Draught [m]	length ¹ [m]	width ² [m]	sill depth ³ [m]
I	38.5	5.05	1.80-2.20	43	6.0	2.8
II	50-55	6.60	2.50	60	7.5	3.1
III	67-80	8.20	2.50	90	9.0	3.1
IV	80-85	9.50	2.50-2.80	95	10.5	3.5
Va	95-110	11.40	2.50-4.50	125	12.5	4.2
Vb	172-185	11.40	2.50-4.50	210	12.5	4.7

1. The length between the lock heads
2. The clear width between the lock chamber walls or protrusion from the wall
3. The sill depth takes into account the draught of the vessel, squat and keel clearance. However, no allowance has been included for translation waves

(*) The lock chamber dimensions do not take into account that the governing ship might be entering the lock chamber with tug assistance.

Tableau 25 : Dimensions de la chambre de sasement en fonction de la classification CEMT

Les dimensions d'écluse données dans le Tableau 25 ne prennent pas en compte la possibilité qu'un bateau soit assisté par un remorqueur pour entrer dans celle-ci. Cela ne pose pas de problème dans le cas qui nous occupe car il n'existe pas de convois tirés par des remorqueurs au Vietnam.

Les dimensions de la chambre de sasement seront donc les suivantes :

Longueur (m)	Largeur (m)	Profondeur (m)
125	12.5	4.2

Tableau 26 : Dimensions de la chambre de sasement

Pour ce qui est de la profondeur du sas, nous devons nous assurer que, même en période sèche (c'est-à-dire quand le niveau d'eau est minimal) on a bien au moins 4.2m d'eau dans le sas. Comme l'écluse fonctionne uniquement lorsque les portes de la barrière sont fermées, la hauteur d'eau minimale à considérer est de 0.6m. Le fond du sas sera situé à une profondeur de $0.6 - 4.2 = -3.6$ m. Pour faire simple, nous allons considérer que le fond de l'écluse sera situé au niveau -4m.

Les dimensions de la zone d'approche sont également reprises dans le document de l'AIPCN-INCOM. La Figure 36 ci-dessous représente la zone d'approche. Les valeurs des différents paramètres sont reprises dans le Tableau 27. Pour ce qui est de l'inclinaison du mur guide dans les avant-ports, nous avons choisi de les prendre à 1:6 afin d'être le plus sécuritaire possible. Et la zone de stationnement, a été prise égale à la longueur de la chambre de sasement multipliée par 1.2.

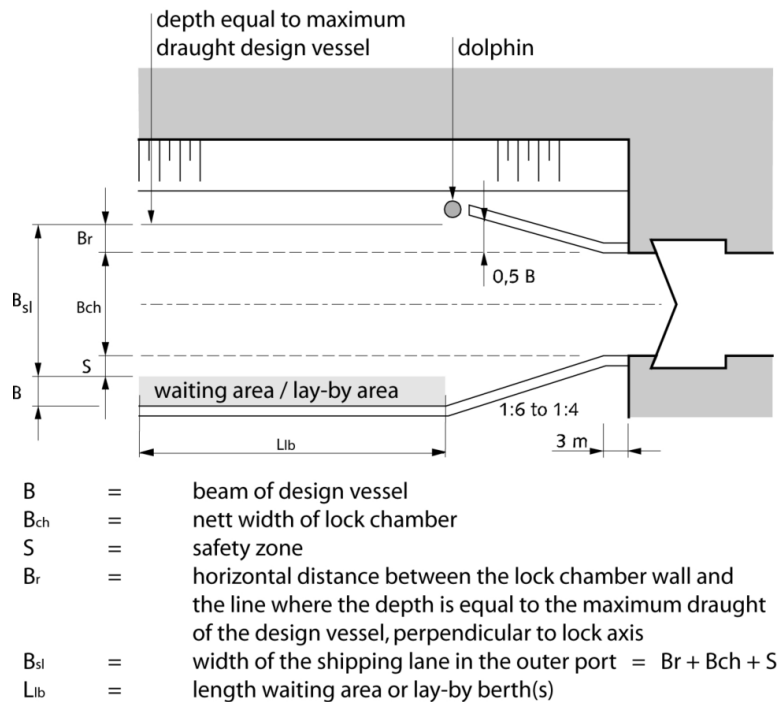


Figure 36 : Dimensions des zones d'approche

CEMT Class	B [m]	B_{ch} [m]	S [m]	B_r [m]	L_{lb}/L_{ch} [m]
I	5.1	6.0	3.0	5.0	1.0 – 1.2
II	6.6	7.5	3.5	6.0	1.0 – 1.2
III	8.2	9.0	4.5	7.5	1.0 – 1.2
IV	9.5	10.5	5.0	8.5	1.0 – 1.2
Va	11.4	12.5	6.0	10.5	1.0 – 1.2
Vb	11.4	12.5	7.0	11.5	1.0 – 1.2

Notes: - see Fig. 4.3 for meaning of the symbols
 - L_{ch} is the length of the lock chamber

Tableau 27 : Dimensions des zones d'approche

On a les dimensions suivantes :

B_r	10.5 m
B_{ch}	12.5 m
S	6 m
B	11.4 m
$B_{sl} = B_r + B_{ch} + S$	$10.5 + 12.5 + 6 = 29 \text{ m}$
L_{lb}	$1.2 \cdot 125 = 150 \text{ m}$
$L_{mur \text{ guide incliné avant ports}}$	$(6 + 11.4) \cdot 6 = 104.4 \text{ m}$

Tableau 28 : Dimension des avant-ports

Les dimensions totales de l'écluse (c'est-à-dire comprenant les avant-ports amont et aval et la chambre de sasement) sont reprises dans le Tableau 29 ci-dessous.

Longueur	$125 + 2 \cdot (3 + 104.4 + 150) = 639.8 \text{ m} \approx 640 \text{ m}$
Largeur	$B_{sl} + B = 29 + 11.4 = 40.4 \text{ m}$
Profondeur	-4 m

Tableau 29 : Dimensions du complexe éclusier

4.5. Méthodes de construction

Dans le cadre du projet de Thu Bo, plusieurs options sont envisageables. La construction peut être réalisée dans le lit de la rivière, à l'aide de batardeaux, ou alors on peut envisager l'utilisation d'éléments préfabriqués. Avant de nous prononcer sur le choix final, nous allons brièvement décrire ces deux options.

4.5.1. Description des méthodes de construction

4.5.1.1. Construction dans le lit de la rivière

Une construction dans le lit de la rivière ou "in the wet" implique l'utilisation de batardeaux. Ceux-ci peuvent par exemple être réalisés à base de palplanches. Le phasage d'une construction "in the wet" est le suivant :

- Fonçage des palplanches et création du batardeau
- Pompage de l'eau hors du caisson ainsi créé
- Construction dans l'enceinte du caisson (avec pompage continu de l'eau)
- Fin de la construction
- Retrait des palplanches

Lors de ce processus, il faut également veiller à toujours laisser une section suffisante pour évacuer le débit d'eau, sauf si le cours d'eau peut être dévié (ce qui n'est pas le cas pour Thu Bo).

Ce mode de construction est très économique mais peu pratique car l'espace au sein du caisson est assez exigu. Qui plus est, l'aspect de la sécurité est non-négligeable. En effet, le niveau d'eau maximal à considérer pour la période de construction est le niveau d'eau ayant une période de retour de 10 ans, c'est-à-dire 2.10 m (cf. Annexe 1). La partie supérieure du radier se trouvant à une élévation de -7 m, les palplanches devront être dimensionnées pour résister à la pression hydrostatique exercée sur plus de 9 m de hauteur. Ce sont des efforts non-négligeables qui impliquent une grande prudence lors de la conception du batardeau. Il faudra également tenir compte des risques d'affouillements.

4.5.1.2. Construction à l'aide d'éléments préfabriqués

Dans ce cas de figure, les éléments sont préfabriqués sur un site "au sec" puis sont acheminés jusqu'à la zone de chantier par voie routière ou fluviale. Au vu des infrastructures routières disponibles (Figure 37), le transport par voie fluviale est vivement recommandé. Il peut être effectué par flottaison ou par l'utilisation de barges flottantes. Le phasage d'une construction à base d'éléments préfabriqués peut être décrit comme suit :

- Fabrication et assemblage des différents éléments constitutifs en atelier
- Transport jusqu'au chantier par voie fluviale ou routière ou par flottaison
 - Si transport par voie fluviale ou routière : mise en place des éléments préfabriqués à l'aide de grues
 - Si transport par flottaison : mise en place des éléments préfabriqués par remplissage de ceux-ci (béton, graviers,...)

L'un dans l'autre, ce mode de construction n'est pas nécessairement plus rapide que la construction dans le lit de la rivière. Mais la durée de l'obstruction du lit de la rivière est beaucoup moins importante (quelques mois vs quelques années pour une construction dans le lit de la rivière). Cependant, la construction par éléments préfabriqués s'avère beaucoup plus coûteuse qu'une construction traditionnelle dans le lit de la rivière.



Figure 37 : Infrastructures routières

4.5.2. Choix de la méthode de construction

Un aspect essentiel ici est que la voie doit rester navigable durant toute la période de construction. Il est impératif de veiller à minimiser l'impact de la construction sur la navigation. L'utilisation d'éléments préfabriqués permettrait de réduire la période de construction, et donc l'impact de celle-ci sur la navigation. Mais, comme cela a été spécifié au paragraphe 4.5.1.2, la construction par éléments préfabriqués est très coûteuse. C'est pourquoi la solution décrite dans les lignes qui suivent est une solution panachée.

Les fondations nécessitant la construction de pieux de grande longueur (rappelons que le sol est d'extrêmement mauvaise qualité) il n'est pas économiquement raisonnable de battre des pieux préfabriqués. Dès lors, une construction "in the wet" doit être envisagée. Comme cela sera décrit par la suite, les pieux seront placés uniquement sous les piles. Les pieux de fondation et les piles de l'ouvrage seront donc réalisés dans le lit de la rivière, à l'intérieur de batardeaux en palplanches. Les palplanches pourront soit être utilisées comme éléments de parafoilles pour les piles après la construction de ces dernières, soit être réutilisées pour les piles suivantes. Si les palplanches sont utilisées comme éléments de parafoilles, il faudra étudier leur position afin de les placer judicieusement pour qu'elles puissent remplir leur fonction de parafoilles au mieux. N'oublions pas que les éléments de parafoilles ont pour but d'empêcher un flux d'eau sous la structure. Il ne faut donc pas perdre de vue qu'ils doivent être placés sur toute la longueur de l'ouvrage, c'est-à-dire aussi sous le radier.

Afin de limiter l'impact sur la navigation, les piles seront réalisées tour à tour avec cependant une période de chevauchement pour ne pas mettre le chantier des bétonneurs ou des ferrailleurs à l'arrêt. En bref, quelle que soit la période de construction, seuls deux batardeaux obstrueront le lit de la rivière. Notons que pour les piles situées au centre de la rivière, il faudra prévoir d'amener le béton par barge car elles sont trop éloignées des rives.

Une fois les piles et les fondations terminées, les radiers seront posés. Afin de ne pas obstruer le lit de la rivière de façon trop importante, ceux-ci seront préfabriqués et amenés par flottaison. Ils seront ensuite immergés à leur position définitive. De même, bajoyers, avant et arrière ports de l'écluse seront constitués d'éléments préfabriqués.

Dès que tous les éléments préfabriqués seront mis en place, la phase de remblais pourra commencer. En effet, il faut placer des remblais autour des murs de l'écluse et construire un barrage fixe en enrochement entre la rive droite et l'écluse.

La mise en place des portes se fera une fois l'écluse terminée. Les portes étant des éléments préfabriqués amenés par barges, leur mise en place sera assez rapide.

Enfin, une fois tous ces gros travaux terminés, il ne restera plus qu'à mettre en place la protection des berges et du lit de la rivière.

4.6. Méthodes de maintenance

Afin de maintenir l'ouvrage en état, il faut procéder à des inspections et des maintenances. Il existe plusieurs types d'inspection:

- L'inspection journalière ou hebdomadaire
- L'inspection régulière
- L'inspection exceptionnelle

L'inspection journalière ou hebdomadaire consiste en une visite des organes principaux de l'ouvrage (pistons, portes, piles) accompagnée d'une évaluation de l'état général de celui-ci à l'aide d'une fiche à critères. La visite peut être réalisée par un ouvrier travaillant sur le site. Si une anomalie était constatée, elle doit être signalée aux autorités supérieures qui auraient alors à effectuer une inspection exceptionnelle pouvant déboucher sur une maintenance non planifiée.

L'inspection régulière a lieu tous les ans ou tous les deux ans. Elle est effectuée par une personne accréditée qui va inspecter la structure de manière plus approfondie et qui va, de la même manière que pour l'inspection journalière ou hebdomadaire, compléter une fiche à critères. Cette inspection peut avoir lieu en même temps qu'une maintenance, afin de vérifier l'état des parties habituellement immergées.

Enfin, l'inspection exceptionnelle fait suite à un évènement exceptionnel susceptible d'avoir affecté la structure (une marée exceptionnelle, un séisme, un accident impliquant l'impact d'un bateau,...). Elle peut également faire suite à un rapport d'inspection journalière ou hebdomadaire faisant lieu d'anomalies dans le comportement de l'ouvrage.

De la même manière que pour les inspections régulières, il faut régulièrement procéder à des maintenances afin de garantir le bon comportement de tous les éléments de la structure. Pour ce faire, la structure doit être intégralement mise à sec, ce qui peut être réalisé au moyen de batardeaux. Il existe différents types de batardeaux :

- Batardeaux à aiguilles
- Batardeaux à poutres ou panneaux

- Batardeaux plaques
- Batardeaux à poutrelles ou panneaux avec poteaux intermédiaires
- Batardeaux flottants
- Batardeaux gonflables
- Batardeaux composés d'une structure à remplir d'eau ou d'agréats
- Batardeaux composés d'une structure à membrane étanche
- Batardeaux composés d'une structure auto-étanche
- Batardeaux intégrés (escamotables)
- Batardeaux ventouse

Au vu des portées à couvrir et des hauteurs d'eau à retenir, seuls les batardeaux plaques, les batardeaux à poutrelles ou planchettes avec poteaux intermédiaires, les batardeaux flottants, les batardeaux gonflables et les batardeaux intégrés peuvent être envisagés. Les autres types de batardeaux ont soit une portée d'action soit une hauteur de retenue trop faible et ne seront pas présentés dans ce travail. Si le lecteur est intéressé par ces types de batardeaux, il peut se référer au *Catalogue des batardeaux* publié par la VNF en 2007.

Il ne faut pas perdre de vue que la barrière marée-tempête de Thu Bo fait partie d'un vaste projet comportant, entre autre, la construction de onze autres barrières. L'aspect de la standardisation prend ici toute son importance. Nous allons donc nous concentrer sur les batardeaux qui ne sont pas spécifiques à un seul site, voire une seule passe, ce qui est le cas pour les batardeaux plaques et les batardeaux intégrés. C'est pourquoi, au paragraphe 4.6.1, seuls batardeaux à poutrelles ou panneaux avec poteaux intermédiaires, les batardeaux flottants et les batardeaux gonflables seront décrits.

4.6.1. Types de batardeaux envisageables

4.6.1.1. Batardeaux à poutrelles ou panneaux avec poteaux intermédiaires

Ce type de batardeaux est très ancien et couramment utilisé. Des colonnes, le plus souvent en H, sont logées dans le radier (dans des réservations prévues à cet effet) et des poutrelles ou des panneaux sont glissés entre ces poteaux. Ce type de batardeau n'a pas ou peu de limitations en portée. Les poutrelles ou les panneaux utilisés peuvent être en bois, en acier ou encore en aluminium. Il est également possible d'ajouter une béquille de soutien aux colonnes afin d'augmenter la robustesse et la résistance de la structure (Figure 38).

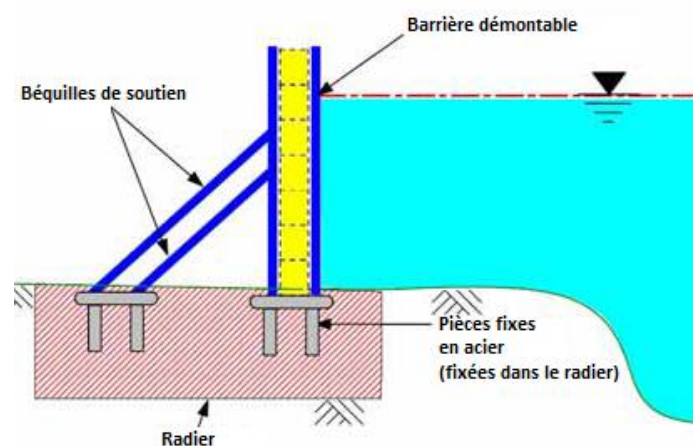


Figure 38 : Batardeau à poutrelle avec poteaux intermédiaire et béquille de soutien (modifié d'après VNF, 2007)

L'espacement à prévoir entre les poteaux est généralement de 2m. C'est un système qui a fait ses preuves depuis de longues années et dont le comportement est connu. Il est peu coûteux et, si les éléments sont de taille raisonnable, la mise en place de ces batardeaux ne nécessite pas de moyens lourds. Ce n'est pas contre plus le cas si les éléments sont importants (ce qui serait le cas pour Thu Bo). Il ne faut pas oublier de prévoir des réservations dans le radier pour y glisser les poteaux. Celles-ci peuvent être protégées par une grille. Il faut prêter attention au fait qu'elles peuvent être emportées par le courant. De même, lors d'une opération de maintenance, un plongeur doit aller nettoyer ces réservations avant qu'on ne puisse y placer les poteaux. Si une béquille est nécessaire (ce qui serait le cas pour Thu Bo), il faut prévoir un temps de mise en place plus long. Enfin, le stockage de ce type de batardeau nécessite un espace assez important.

Dans le cas qui nous occupe, où la hauteur de retenue est importante, ce type de batardeau n'est pas directement utilisable. En effet, de simples poutres ou panneaux n'offrent pas une résistance suffisante. Si ce type de batardeau était utilisé, il faudrait en étudier la résistance minutieusement. Il est plus que probable qu'il faille concevoir des panneaux raidis et qu'il faille placer plusieurs béquilles sur la hauteur de la colonne afin d'assurer le bon comportement de l'ensemble.

4.6.1.2. *Batardeaux flottants*

Les batardeaux flottants (Figure 39) sont de deux types : les caissons flottants et les bateaux-portes. Tous deux sont très fiables, aisément transportables d'un site à un autre (par flottaison) et sont utilisés pour de grandes portées (supérieures à 20m, ce qui est le cas ici). Le caisson flottant a cet avantage sur le bateau-porte qu'il peut éventuellement être composé d'éléments modulaires afin de pouvoir servir sur des sites ayant des passes de dimensions différentes. Mais, dans l'esprit de standardisation, cet avantage n'a pas de poids. Ce type de batardeaux n'exige pas la présence de plongeurs pour sa mise en place. Il faut simplement, lors de la conception de la barrière, prévoir des réservations dans les piles pour y glisser le caisson ou le bateau-porte.

Les caissons flottants sont composés de plusieurs caissons étanches, dont le niveau de remplissage peut être réglé avec précision, et d'un bordé assurant la bouchure de la passe. Le ballastage des caissons pour la mise en place de la bouchure s'accompagne ou non d'une rotation du bordé.

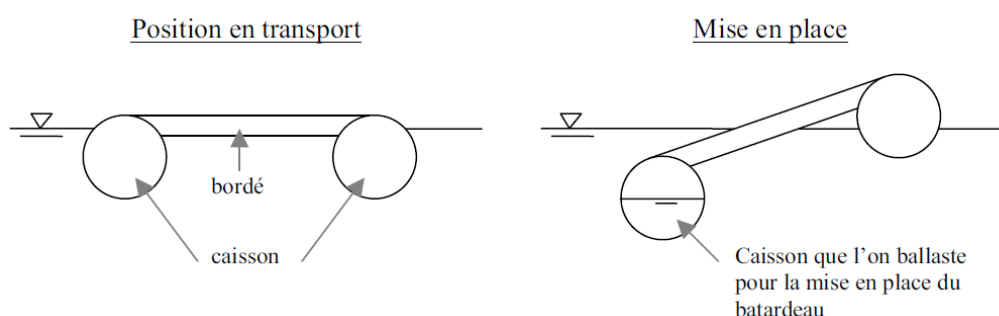


Figure 39 : Schématisation d'un batardeau flottant (VNF, 2007)

L'inconvénient majeur de ce type de batardeaux est qu'ils sont très coûteux, aussi bien à la construction qu'à l'entretien. Il faut prévoir un endroit pour les stocker et ils nécessitent l'emploi de moyens lourds (tels des remorqueurs ou des vérins) pour leur mise en place. Ce type de batardeaux n'est donc envisageable que s'ils peuvent être utilisés sur différents sites (ce qui est le cas pour le projet de Thu Bo).

Notons que pour des portées telles celles envisagées pour Thu Bo, il est très difficile de gérer la rotation du caisson lors de sa mise en place. Il faudra alors préférer un batardeau de type bateau porte, amené par flottaison en position verticale, à un batardeau de type caisson, amené par flottaison en position horizontale.



Figure 40 : Bateau porte (<http://jld59140.free.fr/spip.php?article90>)

4.6.1.3. Batardeaux gonflables

Ces batardeaux sont constitués d'un tube en géo-membrane, fixé temporairement au radier, qui est rempli d'air ou d'eau pour obstruer un cours d'eau (Figure 41). Pour des grandes portées ils sont peu coûteux, faciles de transport, de stockage et d'installation. Ils peuvent être utilisés sur des sites dont les dimensions diffèrent de quelques dizaines de centimètres et ne requièrent pas de dispositions constructives particulières, si ce n'est quelques ancrages dans le radier. La mise en place de ces batardeaux ne nécessite pas l'emploi de moyens de manutention lourde tels que des grues, seuls quelques hommes et une ou deux pompe(s) suffisent.

Pour ce qui est des inconvénients de ce type de batardeaux, on peut souligner le possible manque de robustesse, essentiellement au contact avec les piles, le problème des joints qui sont délicats à réaliser, le fait que la réparation doit se faire par vulcanisation dans un atelier spécialisé et que nécessité de recourir à des plongeurs pour ancrer le tube au radier.

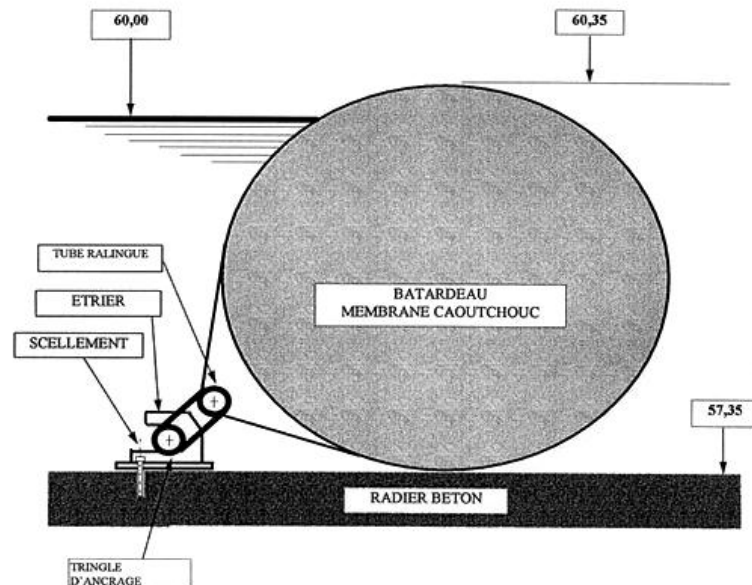


Figure 41 : Batardeau gonflable (VNF, 2007)

4.6.2. Type de batardeaux choisis pour la maintenance

À la lumière de ce qui précède, il est possible de faire un choix quant au type de batardeau à utiliser pour la maintenance. Rappelons que le site de Thu Bo est situé au Vietnam, pays en voie de développement aux faibles moyens. Idéalement, il faudrait opter pour la solution la moins coûteuse. Mais ce ne sont pas seulement les moyens financiers qui sont faibles, les moyens techniques sont également très pauvres. Dès lors, l'utilisation de batardeaux gonflables pourrait s'avérer un problème dans la mesure où il n'est pas certain qu'il existe des ateliers capables de réparer la géo-membrane en cas de perforation de celle-ci.

Un batardeau de poutrelles ou panneaux à poteaux intermédiaire pourrait s'avérer intéressant d'un point de vue économique, et ce d'autant plus que la main d'œuvre au Vietnam est bon marché. Cependant, comme la construction est prévue pour une durée de vie de 100 ans et que le Vietnam est un pays qui se développe très vite, il serait dangereux de baser le choix du batardeau sur un tel argument.

De plus, le batardeau ne servira pas uniquement à la maintenance de Thu Bo, mais aussi à celle des autres barrières (Kinh Lo, Muong Choi, Kinh Hang, Ben Luc, Ranh Tra,...). Un bateau porte peut être envisagé sans craindre pour l'amortissement de cet investissement car celui-ci sera utilisé à temps plein ou presque. Les périodes de non-utilisation du bateau porte pourront servir à la maintenance de celui-ci. Notons qu'il faut prévoir une paire de batardeaux, un en amont et un en aval de la vanne afin de pouvoir mettre celle-ci à sec.

Pour ce qui est de la hauteur des batardeaux, on va considérer une hauteur d'eau avec une période de retour de 10 ans (comme pour la construction). Par conséquent, comme pour les palplanches en période de construction, les batardeaux auront une hauteur minimale de 9.1m. La hauteur des batardeaux doit être déterminée en fonction de la plus profonde des barrières à concevoir, qui n'est peut-être pas la barrière de Thu Bo. Cependant, pour la suite de ce travail, nous allons négliger cet aspect et considérer des bateaux portes de 10 m de haut sur 40 m de large. La hauteur a été majorée

d'un mètre afin de s'assurer une marge de sécurité et de ne pas risquer la surverse du batardeau, par exemple par des remous provoqués par le trafic fluvial.

La mise en place de caissons flottants ou d'un bateau porte se fait selon la même procédure qui est expliquée ci-dessous :

- Le batardeau est amené sur le site par flottaison horizontale (Figure 39) ou verticale (Figure 40)
- Le batardeau est positionné dans les rainures prévues à cet effet à l'aide d'une grue ou de vérins
- Si le batardeau est amené par flottaison horizontale : il est mis en place par pivotement en remplissant successivement le caisson inférieur puis les caissons supérieurs (Figure 43 et Figure 44)
- Si le batardeau est amené par flottaison verticale : il est guidé dans sa descente par une grue alors que le caisson inférieur se remplit
- Le batardeau en place, les caissons sont bloqués dans les rainures et sont remplis complètement (Figure 45)
- L'eau contenue dans la passe entre le caisson amont et le caisson aval est pompée et la maintenance peut avoir lieu
- Lorsque la maintenance est terminée, de l'air est insufflé dans les caissons afin de les vider et de permettre au batardeau de reprendre sa position de flottaison

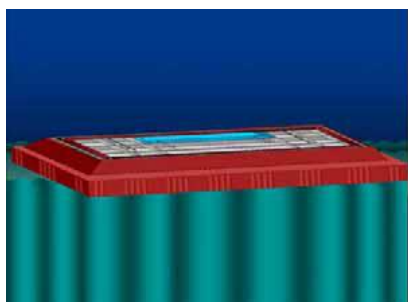


Figure 42 : Mise en place d'un caisson flottant (1) (VNF, 2007)

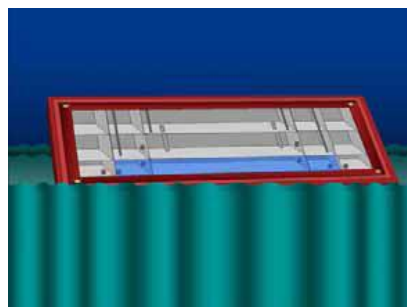


Figure 43 : Mise en place d'un caisson flottant (2) (VNF, 2007)

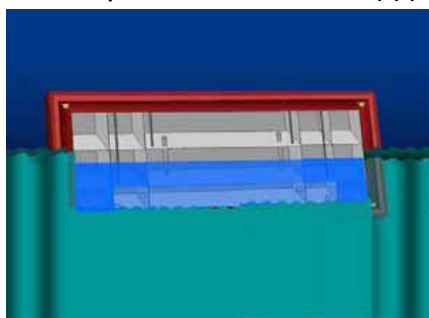


Figure 44 : Mise en place d'un caisson flottant (3) (VNF, 2007)

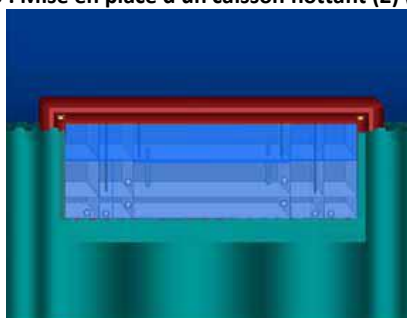


Figure 45 : Mise en place d'un caisson flottant (4) (VNF, 2007)

5. Conception détaillée

5.1. Définition des actions

Les actions à considérer sont de différentes natures. Elles vont être présentées dans les paragraphes qui suivent. Au vu de la durée limitée réservée à la réalisation de ce travail et au degré de détail requis pour cette pré-étude, tous les effets ne pourront être étudiés. Les effets qui ne seront pas étudiés seront néanmoins définis et expliqués.

5.1.1. Poids propre

Le poids propre des différents éléments constitutifs de la barrière seront déterminés dans les sections suivantes (5.2 à 5.6) en fonction des dimensions qui leur auront été conférées. Notons que nous avons utilisé les poids volumiques suivants pour les différents matériaux :

- Eau : 10 kN/m^3
- Béton armé : 25 kN/m^3
- Acier : 78 kN/m^3

5.1.2. Pression hydrostatique

Les niveaux d'eau à considérer pour les différentes phases sont fonction des saisons (pluvieuse ou sèche) et des marées (de vive eau ou de morte eau). Les quatre cas de figure sont décrits ci-dessous:

- Saison sèche
 - Marée de vive-eau : les vannes sont fermées lorsque le niveau d'eau amont atteint $+1.00\text{m}$ et sont ré-ouvertes lorsque le niveau d'eau aval redevient inférieur au niveau d'eau amont ; pendant la période de fermeture des vannes, toute la navigation doit passer par l'écluse
 - Marée de morte-eau : les vannes sont ouvertes et la navigation se fait au travers des passes navigables
- Saison des pluies
 - Marée de vive-eau : les vannes sont fermées lorsque le niveau d'eau amont atteint $+0.60\text{m}$ et sont ré-ouvertes lorsque le niveau d'eau aval redevient inférieur au niveau d'eau amont ; pendant la période de fermeture des vannes, toute la navigation doit passer par l'écluse
 - Marée de morte-eau : les vannes sont ouvertes et la navigation se fait au travers des passes navigables

L'ouvrage ayant une fonction de protection et non pas de régulation, il ne sera pas utilisé pour assurer un niveau d'eau minimum en période d'étiage. Notons que le niveau d'eau minimum permettant la navigation est -2.82m .

La pression hydrostatique est la force horizontale exercée par l'eau sur une paroi immergée. On distingue trois cas associés à des hauteurs d'eau différentes :

- Lorsque la porte est fermée
- Lorsque la porte est ouverte
- En phase de construction et/ou maintenance

Lorsque la porte est fermée (Figure 46 et Figure 47), le cas le plus critique est obtenu quand le niveau d'eau est maximal à l'aval et minimal à l'amont. Le niveau d'eau amont à considérer dans ce cas n'est pas le niveau -2.82m mais bien le niveau +0.6m car, comme expliqué précédemment, l'utilité première de cette barrière est d'empêcher que la région amont ne soit inondée. Dès lors, la barrière est fermée quand le niveau d'eau atteint +1m durant la saison sèche ou +0.6m durant la saison des pluies. Le niveau d'eau aval à considérer est de +2.46 m.

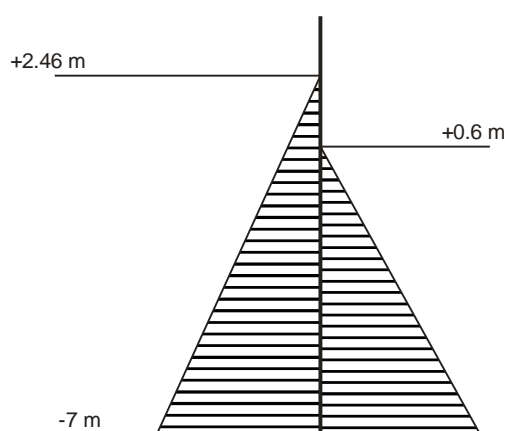


Figure 46 : Pressions hydrostatiques - porte fermée, cas extrême

Il ne faut pas perdre de vue que le cas présenté à la Figure 47 peut se produire s'il y a un dysfonctionnement des vérins. On a alors un cas de sollicitations extrême avec une très faible probabilité d'occurrence.

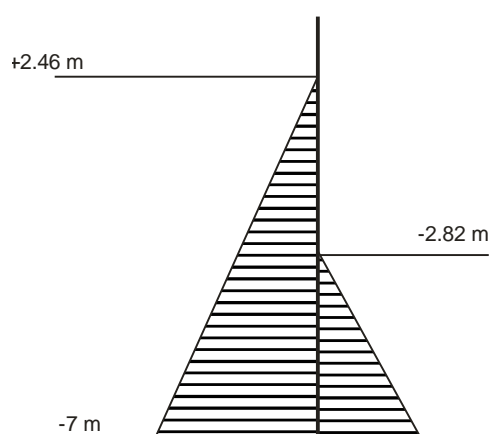


Figure 47 : Pressions hydrostatiques – porte fermée, conditions accidentelles

Lorsque la vanne est en position ouverte, aucune pression d'eau ne s'applique sur celle-ci. Seules les piles sont sollicitées par des pressions hydrostatiques amont et aval d'intensité presque identique (la différence est due à la variation du niveau d'eau provoquée par la contraction de l'écoulement entre

les piles) et de direction opposée dont les effets s'annulent, et par des sous-pressions. L'effet sur les piles étant moins critique que dans le cas où la vanne est en position fermée, ce cas ne sera pas étudié.

En phase de construction ou de maintenance (Figure 48), les vannes ne sont pas sollicitées et les piles sont à nouveau sollicitées de façon moins importante que dans le cas présenté à la Figure 46. Cependant, ce n'est pas le cas pour les rideaux de palplanche (en période de construction) ou les bateaux portes (en période de maintenance). Ceux-ci sont soumis à une pression d'eau associée au niveau +2.10m d'un côté et à aucun effort de l'autre côté. Ces cas doivent donc être étudiés avec précaution.

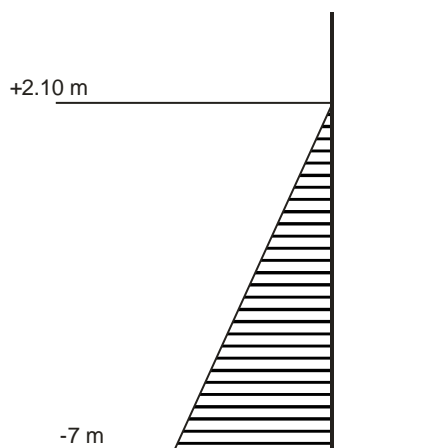


Figure 48 : Pressions hydrostatiques - phase de construction ou maintenance

Les efforts appliqués sur les différents éléments dans les différents cas sont repris dans le Tableau 30 ci-dessous. Notons que la résultante de sous-pressions sous la pile dépend des dimensions de la pile, et plus particulièrement de la longueur de celle-ci. En effet, les sous-pressions sont calculées par $Sous - pression = (Pression_{amont} + Pression_{aval}) \cdot L_{pile}/2$.

Porte fermée – sollicitations maximales	
Pression amont	288.8 kN/m _{courant}
Pression aval	447.5 kN/m _{courant}
Résultante des pressions	158.7 kN/m _{courant}
Sous-pression sous la pile	2559.0 kN/m _{courant}
Porte fermée – sollicitations extrêmes	
Pression amont	87.4 kN/m _{courant}
Pression aval	447.5 kN/m _{courant}
Résultante des pressions	360.1 kN/m _{courant}
Sous-pression sous la pile	2046.0 kN/m _{courant}
Période de construction ou maintenance	
Pression	414.1 kN/m _{courant}

Tableau 30 : Pressions hydrostatiques

5.1.3. Vent

Les efforts liés à l'action du vent ont été définis en utilisant les Eurocodes (Eurocode 1 traitant des actions liées au vent; CEN, 2005). Il existe une norme vietnamienne relative au vent mais certains passages de cette norme sont désuets, c'est pourquoi nous ne nous y sommes pas fiés pour le calcul

des efforts de vent. Notons cependant que la norme (vietnamienne) *TCVN 2737-1995* (STAMEQ, 1995) spécifie les valeurs des vitesses de référence pour les différentes zone de construction. Pour une construction située en zone de vent 2 (ce qui est le cas ici, cf. Tableau 5, section 3.5.2), la vitesse de référence V_b est de 45m/s en phase d'utilisation et de $0.85V_b$, c'est-à-dire 38.25 m/s, en phase de construction.

En fonction de la vitesse de référence, on définit un vent moyen :

$$V_m(z) = C_r(z) C_0(z) V_b$$

Où :

- $C_r(z)$ est un coefficient de rugosité
- $C_0(z)$ est un coefficient orographique et peut être pris égal à 1
- V_b est la vitesse de référence

Le coefficient de rugosité est défini de la sorte :

$$C_r(z) = \begin{cases} k_r \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) & z_{min} \leq z \leq z_{max} \\ C_r(z_{min}) & z \leq z_{min} \end{cases}$$

Où :

- $k_r = 0.19 \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0.07}$ est un facteur de terrain ; il permet de définir les conditions du terrain.
- z_0 est la longueur de rugosité. z_0 et z_{min} sont fonction de la catégorie de terrain, ici nous sommes en catégorie I : "Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tous obstacles" (CEN, 2005). Dans ce cas, $z_0 = 0.01m$ et $z_{min} = 1m$.
- z_{max} vaut, par définition, 200m
- $z_{0,II}$ est la longueur de rugosité pour un terrain de catégorie II et vaut 0.05m

On trouve $k_r = 0.112$ et on peut calculer la distribution des coefficients de rugosité sur la porte. Le cas le plus critique est l'action du vent sur une vanne navigable en position ouverte. Dans ce cas, le bas de la porte est situé à l'altitude +12.51m. En effet, le tirant d'air est de 11m et le niveau d'eau maximal à considérer pour déterminer l'élévation de la porte est de 1.51m (cf. § 3.1 et Annexe 1).

Une fois la distribution des coefficients de rugosité déterminée, on peut calculer la distribution des vitesses moyennes de vent. Ces courbes sont reprises dans la figure suivante.

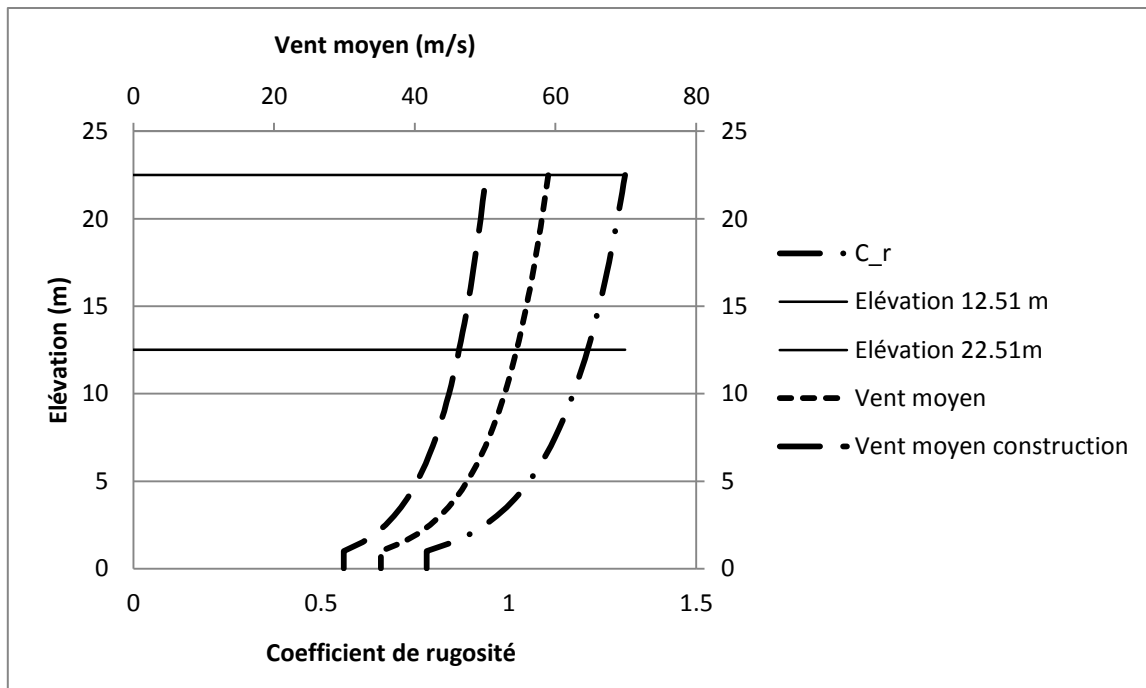


Figure 49 : Distribution du coefficient de rugosité et du vent moyen

On définit ensuite l'intensité de la turbulence comme étant le ratio entre l'écart-type de la turbulence et la vitesse moyenne du vent. L'écart-type de la turbulence est défini par l'expression suivante : $\sigma_v = k_r \cdot V_b \cdot k_l$, où k_l est un coefficient de turbulence et il est recommandé de le prendre égal à 1.

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{V_{m(z)}} = \frac{k_r \cdot v_b \cdot k_l}{V_{m(z)}}$$

On peut définir la pression dynamique de pointe $q_p(z)$ par l'expression suivante :

$$q_p(z) = \frac{1}{2} [1 + 7 \cdot I_v(z)] \rho_{air} \cdot V_m(z)^2$$

Où ρ_{air} est la masse volumique de l'air et est prise égale à 1.25 kg/m³.

On peut ensuite déterminer la force appliquée par le vent en appliquant la formule

$$F_w = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref}$$

Où :

- $c_s c_d$ est un coefficient structural, combinaison du coefficient de forme et du coefficient dynamique et peut être pris égal à 1
- c_f est le coefficient de force de la structure et est obtenu par la formule $c_f = c_{f,0} \cdot \psi_r \cdot \psi_\lambda$ où:
 - $c_{f,0}$ est le coefficient de force pour une section rectangulaire à arêtes vives et sans écoulement de contournement aux extrémités, il est obtenu à partir de la Figure 50. Dans le cas qui nous occupe, on a $d/b = 4$, on trouve donc $c_{f,0} = 1.2$

- ψ_r est le facteur de réduction applicable aux sections carrées à angles arrondis. La valeur de ψ_r dépend du nombre de Reynolds. Afin d'être sécuritaire, nous allons prendre $\psi_r = 1$
- ψ_λ est le facteur d'effet d'extrémités pour les éléments dont les extrémités peuvent être contournées par le vent. Ce facteur est déterminé en fonction de l'élancement effectif de la structure. Pour la barrière de Thu Bo, nous sommes dans le cas 1 présenté à la Figure 51. On prendra $\lambda = \min(1,5 \cdot l/b ; 70) = 1,5 \cdot l/b = 6$. On peut trouver la valeur de ψ_λ sur la Figure 52, sachant que le taux de remplissage, ϕ , vaut 1 pour notre structure. On trouve $\psi_\lambda = 0.65$
- $q_p(z_e)$ est le facteur de pointe à la hauteur de référence où la hauteur de référence z_e est égale à la hauteur maximale au-dessus du sol de la section considérée, c'est-à-dire 22.51m. On a donc $q_p(z_e) = q_p(22.51 \text{ m})$
- A_{ref} est la section de référence et vaut ici 400m²

Connaissant les distributions des coefficients de pression de pointe, on peut déterminer la force appliquée par le vent :

- $F_{w,opération} = 1 \cdot 1.2 \cdot 1 \cdot 0.65 \cdot 4143.9 \cdot 400 = 1292.89 \text{ kN}$
- $F_{w,construction} = 1 \cdot 1.2 \cdot 1 \cdot 0.65 \cdot 2994.0 \cdot 400 = 934.11 \text{ kN}$

Afin de pouvoir comparer ces charges aux charges hydrostatiques (Tableau 30, p.61), nous allons aussi les donner par mètre de longueur de porte :

- $f_{w,opération} = 1292.89/40 = 32.32 \text{ kN/m}_{courant}$
- $f_{w,construction} = 934.11/40 = 23.35 \text{ kN/m}_{courant}$

Notons que ces efforts ayant été calculés selon l'Eurocode, ils prennent en compte la composante dynamique du vent.

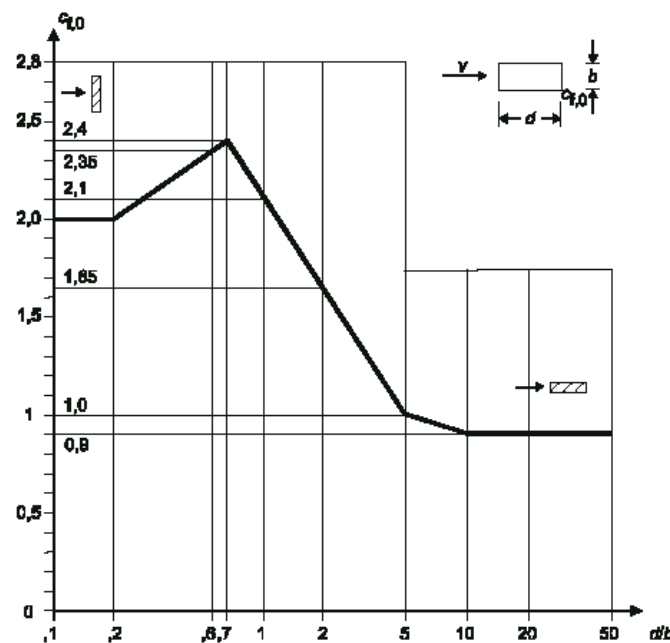


Figure 50 : Coefficient de force (CEN, 2005)

N°	Position de la structure, vent perpendiculaire au plan de l'élément	Élancement effectif λ
1		<p>Pour les sections polygonales, rectangulaires et à arêtes vives et pour les structures en treillis :</p> <ul style="list-style-type: none"> - pour $\ell \geq 50$ m, la plus petite des deux valeurs : $\lambda = 1,4 \ell/b$ ou $\lambda = 70$; - pour $\ell < 15$ m, la plus petite des deux valeurs : $\lambda = 2 \ell/b$ ou $\lambda = 70$.
2		<p>Pour les cylindres à base circulaire :</p> <ul style="list-style-type: none"> - pour $\ell \geq 50$ m, la plus petite des deux valeurs : $\lambda = 0,7 \ell/b$ ou $\lambda = 70$; - pour $\ell < 15$ m, la plus petite des deux valeurs : $\lambda = \ell/b$ ou $\lambda = 70$.
3		<p>Pour les valeurs intermédiaires de ℓ, il convient d'utiliser l'interpolation linéaire.</p>
4		<p>Pour $\ell \geq 50$ m, la plus grande des deux valeurs : $\lambda = 0,7 \ell/b$ ou $\lambda = 70$, Pour $\ell < 15$ m, la plus grande des deux valeurs : $\lambda = \ell/b$ ou $\lambda = 70$. Pour les valeurs intermédiaires de ℓ, il convient d'utiliser l'interpolation linéaire.</p>

Figure 51 : Élancement effectif (CEN, 2005)

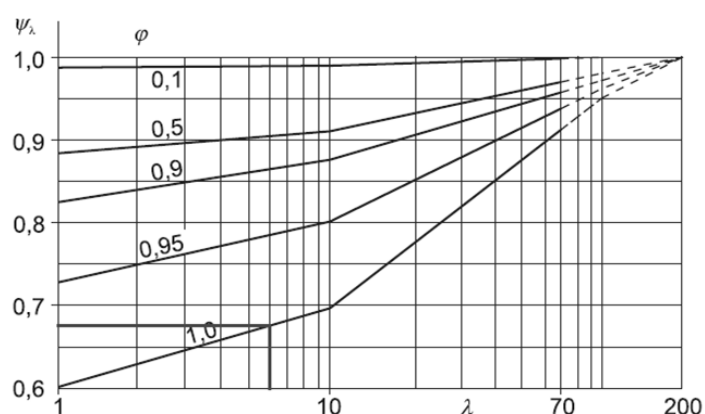


Figure 52 : Facteur d'effet d'extrémité en fonction de l'élancement et du taux de remplissage (modifié d'après CEN, 2005)

5.1.4. Action sismique

Une action sismique a pour effet de provoquer une accélération horizontale et donc une force supplémentaire horizontale. Comme cela a été défini au paragraphe 3.6, la région de Thu Bo est située dans une zone de faible activité sismique, nous allons donc négliger cet effet.

5.1.5. Surcharge due au pont routier

Comme signalé dans l'introduction, un pont routier est prévu au-dessus de la barrière mobile. Nous allons quantifier la surcharge appliquée par le pont sur les piles. Pour ce faire, nous pouvons utiliser le Tableau 31 qui donne, en T/m², une bonne approximation des charges à considérer pour respectivement la superstructure, les équipements et la surcharge mobile en fonction du type de pont (pont acier, pont mixte ou pont en béton).

Type de pont	Superstructure	Équipements	Surcharge mobile
Acier	0.2 - 0.7 T/m ²	0.3 T/m ²	0.4 T/m ²
Mixte	0.7 - 1.4 T/m ²	0.4 T/m ²	0.4 T/m ²
Béton	1 - 2.5 T/m ²	0.4 T/m ²	0.4 T/m ²

Tableau 31 : Charges à considérer pour un pont d'une portée de 100m (d'après Cremer, 2010)

Dans le cas qui nous occupe, la portée du pont ne sera pas de 100m, mais de 50m. On peut raisonnablement diviser les charges liées à la super structure par 2, d'autant plus que l'on sait que les efforts résultants de ce chargement sont proportionnels au carré de la portée.

Le pont prévu est un pont en béton à deux voies. On peut déterminer sa largeur de la sorte :

$$L_{pont} = 2 \cdot L_{1\text{ voie}} + 2 \cdot L_{trottoir} = 2 \cdot 3 + 2 \cdot 1.5 = 9m$$

Nous n'avons pas prévu de berne centrale ni de bande d'arrêt d'urgence car ce n'est pas une voie de très grandes dimensions. On peut maintenant déterminer la charge par mètre de portée :

- Superstructure : $9 \cdot 2.5/2 = 11.25 \text{ T/m}_{crt}$
- Équipements : $9 \cdot 0.4 = 3.6 \text{ T/m}_{crt}$
- Surcharge mobile : $9 \cdot 0.4 = 3.6 \text{ T/m}_{crt}$
- TOTAL : 18.45 T/m_{crt}

Comme le pont a une portée de 50m, chaque pile (ou culée) doit reprendre une charge de

$$18.45 \cdot 50 = 922.5 \text{ T}$$

5.1.6. Impact d'un navire

L'impact d'un navire est susceptible de se produire sur les vannes de la barrière marée-tempête lorsque celles-ci sont baissées ou sur les portes d'écluses lorsque celles-ci sont fermées. L'étude réalisée par la suite ne concerne que les vannes de la barrière et non les portes de l'écluse. La masse à considérer est celle du bateau de projet en charge, à savoir 2000T. La vitesse maximale du bateau est de 5 m/s. Par conséquent, l'énergie à dissiper est l'énergie cinétique du bateau, à savoir

$$E_{C, \text{ bateau}} = \frac{mV^2}{2} = 25\,000 \text{ kJ}$$

Il faut noter que ce cas de figure est extrêmement peu probable. En effet, lorsque les vannes sont baissées, toute la circulation fluviale est redirigée vers les écluses. Il est non seulement fort peu probable qu'un bateau se trouve à cet endroit, mais également qu'il ait une telle vitesse, la vitesse maximale à l'approche d'une écluse étant généralement limitée à 1.5 m/s. Cette sollicitation est considérée comme accidentelle et peu probable. Par conséquent, le coefficient de pondération des charges à appliquer est de 1.0.

Il existe différents dispositifs de protection contre l'impact par les bateaux supposés absorber la majeure partie voir l'entièreté de l'impact. Ils vont être décrits ci-dessous, en mettant l'accent sur leurs caractéristiques principales. Après cela, une brève analyse sera effectuée afin de déterminer lequel est le mieux adapté au projet de Thu Bo. La documentation consultée pour élaborer cette liste est le *Rapport final de la commission internationale pour l'étude des écluses* rédigé par l'AIPCN en 1986.

1) Le dispositif de protection fixé sur les portes

Ce dispositif n'est plus utilisé que sur les voies navigables de seconde classe en Europe, mais est utilisé sur des voies navigables principales aux Etats-Unis. L'énergie pouvant être absorbée est de l'ordre de 100 kJ, ce qui très faible par rapport à l'énergie à reprendre. Ceci dit, comme le rapport date de 1986, il est plus que probable qu'il y ait eu des évolutions dans ce domaine. Ce dispositif est généralement utilisé pour des applications mineures².

2) Poutre d'amortissement

Ce dispositif consiste en une poutre rigide fixée élastiquement en ses deux extrémités qui peut, si besoin en est, être déplacée au moyen d'un dispositif de levage ou de rotation. Dans le cas d'une vanne levante, cette poutre peut être déplacée en même temps que la vanne (et laisser le tirant d'air requis), utilisant des dispositifs de levage distincts. Ce dispositif est généralement utilisé pour des applications mineures.

3) Poutre pare-choc tournante

C'est le même système que précédemment, sauf que le faisceau est cette fois fixé sur le mur de masque. L'énergie y est absorbée au moyen de vérins hydrauliques ou d'un amortisseur (rempli d'élastomère par exemple). Le dispositif peut absorber un impact dont l'énergie va de 500 à 1000 kJ. Ce dispositif est généralement utilisé pour des applications mineures.

4) Grilles pare-choc

Ce système est composé de deux poutres horizontales superposées et reliées par de nombreuses poutrelles verticales. Les poutres horizontales sont le dispositif d'absorption des chocs et sont fixées

² Notons que par "application mineure", on entend l'impact d'un bateau de faible tonnage (type bateau de plaisance) ou de débris flottants (troncs d'arbres par exemple).

sur des amortisseurs à élastomères qui agissent simultanément en cas de collision. Ce dispositif a été utilisé sur le Rhône et est théoriquement en mesure d'absorber 3750 kJ d'énergie.

5) Réseau de câbles

Ce dispositif est constitué d'un cadre supportant des câbles de freinage verticaux. Les câbles sont croisés par une poutre pare-choc horizontale sur appuis élastiques ou par un réseau de câbles parallèles. L'élasticité des câbles permet au système de résister à l'impact du navire. Le cadre est mis en place seulement en cas de danger. Il peut résister à un impact à 12400 KJ.

6) Les dispositifs munis d'un câble de freinage

Ce dispositif est principalement utilisé pour les écluses. Le câble doit être ancré dans les murs de l'écluse et est tendu lors de l'entrée des bateaux dans le sas afin d'éviter qu'ils ne s'avancent trop loin. Il a également été utilisé pour le barrage mobile d'Ivoz-Ramey où un câble a été tendu entre les berges afin d'éviter l'impact de débris ou bateau sur l'ouvrage. Ce dispositif n'est pas utilisable dans le cadre d'une barrière marée-tempête avec passes navigables.

7) Panneau freinant

Ce système est uniquement disponible pour les écluses et ne sera pas décrit ici.

8) Filet de protection

Un ensemble de câbles parallèles soutenus par une barrière flottante sur laquelle prennent appui une série de poteaux est positionné dans le canal. Ce dispositif est extrêmement résistant (il peut absorber jusqu'à 17 000 kJ), mais il nécessite un ancrage dans les rives du fleuve. En outre, il nécessite une longueur de freinage considérable.

Plus d'informations sur les différents dispositifs de protection peuvent être trouvées dans le rapport de l'INCOM-AIPCN de 1986; pp. 257-267.

Au vu des conditions du site de Thu Bo, plusieurs dispositifs peuvent immédiatement être écartés :

- Poutre pare-choc tournante : car il doit être fixé aux piles et n'est donc pas pratique pour une vanne levante
- Grilles pare-choc : c'est une structure très massive, nous avons préféré l'écarter
- Les dispositifs munis d'un câble de freinage : n'est pas utilisable dans le cadre des barrières marée-tempête avec passes navigables
- Panneau freinant: n'est efficace que pour les écluses
- Filet de protection : n'est pas réalisable à Thu Bo car le canal est très large et ce dispositif nécessite une grande longueur de freinage

Les solutions restantes sont:

- Le dispositif de protection fixé sur les portes
- Poutre d'amortissement
- Réseau de câbles

On constate qu'un dispositif de protection fixé à la porte n'offre qu'une protection très faible il en va de même pour la poutre d'amortissement, utilisée dans le cadre d'applications mineures. Nous allons donc brièvement étudier le système en réseau de câbles et le dimensionner pour reprendre l'énergie cinétique du bateau. Ce système est représenté à la Figure 53.

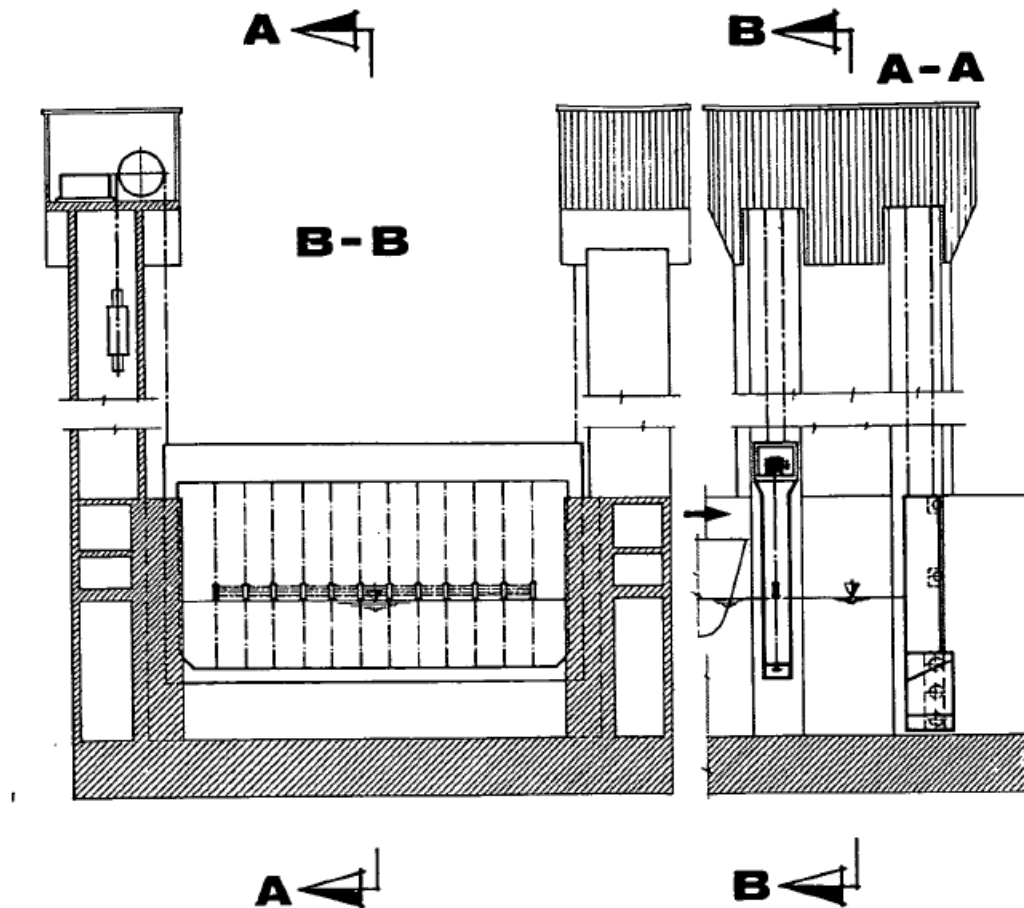


Figure 53 : Dispositif de protection en réseau de câbles (AIPCN-INCOM, 1986)

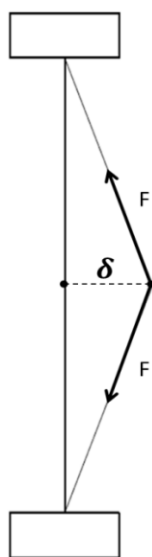


Figure 54 : Modélisation du système en réseau de câbles, vue en élévation

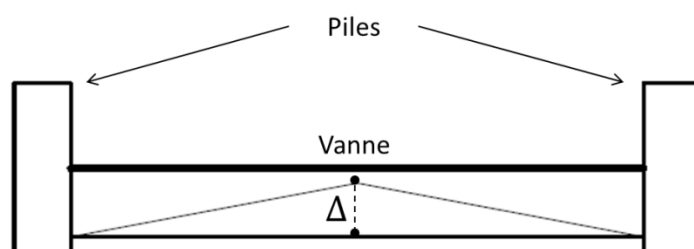


Figure 55 : Modélisation du système en réseau, vue en plan

Pour la modélisation, on va considérer le cadre comme rigide. Par conséquent, cela revient à considérer un câble ancré sur deux poutres rigides. On peut voir à la Figure 53 que l'étrave vient heurter le dispositif de protection sur une troisième poutre placée entre les extrémités du câble. Pour notre calcul, nous allons la supposer non-rigide et placée à la mi-hauteur des câbles.

La Figure 54 schématise le réseau de câbles selon une vue en élévation ; les rectangles représentent les poutres rigides du cadre, δ est l'allongement maximal de ce câble et est limité à 25% de la longueur du câble. À la Figure 55, on a une vue en plan de ce système, où Δ est la déviation maximale que peut avoir le système de protection. À mi portée, on a donc $\delta = \Delta$.

Soit N le nombre de câble, A leur section et σ_y leur contrainte admissible, l'énergie qui peut être reprise par ces câbles est

$$E = 2 \cdot \sum_{i=1}^N A \cdot \frac{\sigma_y}{1.15} \cdot \delta_i \geq E_{c, \text{bateau}} \cdot 1.0$$

Où δ_i est l'élongation des câbles et vaut Δ à mi portée. Après calculs, on trouve que 100 câbles en acier S240 de 5 cm de diamètre peuvent assurer la reprise de la totalité de l'énergie d'impact du bateau. Pour la suite des calculs, nous allons considérer que ce système est mis en place, par conséquent il n'y a pas lieu de considérer un chargement supplémentaire pour tenir compte de l'impact d'un bateau.

Notons que ce résultat a été obtenu dans l'hypothèse où l'impact se faisait à mi-hauteur du dispositif de protection, de façon à éviter le glissement des câbles sous une charge décentrée. Cette hypothèse est réaliste car ce système est suspendu et n'est descendu qu'en cas de nécessité; sa hauteur peut être ajustée en fonction du niveau de façon telle que l'impact soit toujours centré.

Enfin, ce dispositif est un dispositif coûteux car il nécessite entre autre la construction de tours (pour y suspendre le dispositif quand les vannes sont levées), l'utilisation de vérins (pour actionner le système), un allongement supplémentaire des piles aussi bien en amont qu'en aval (afin de pouvoir y placer les tours de support),... Dans la suite du présent travail, les accroissements de dimensions et le surplus de poids liés à la présence du dispositif de protection ne seront pas pris en compte.

5.1.7. Effets dynamiques

Les effets dynamiques sont de différentes natures. Il y a tout d'abord lieu de distinguer les effets dynamiques dus au vent des effets dynamiques dus au courant d'eau. Comme précisé à la section 5.1.3, les effets dynamiques liés au vent ont été pris en compte dans le calcul du coefficient de pointe et ne doivent dès lors plus être considérés.

Pour ce qui est des effets dynamiques dus à l'eau, ils sont multiples. On peut citer les cas suivants

- Effets de turbulence lors de l'opération des portes
- Effets de turbulence liés à la constriction de l'écoulement entre les piles (cf. section 5.5.1.1)
- Effets de turbulence lors de la fermeture non-synchronisée des vannes (cf. section 5.1.8)
- Effet dynamique des vagues (cf. section 5.1.9)

Les trois premiers effets sont très complexes et nécessitent l'implémentation d'un modèle mathématique afin de déterminer avec précision leur action sur la structure. Par manque de temps et de moyens, ils ne seront pas considérés dans le cadre de cette étude. Deux de ces effets (les effets de turbulence liés à la fermeture non-synchronisée des vannes et à la constriction de l'écoulement entre les piles) seront expliqués avec plus de précision dans les sections suivantes.

Pour ce qui est de l'effet dynamique des vagues, il est quantifiable et peut être assimilé à une force horizontale supplémentaire. Cet effet est décrit dans la section 5.1.9.

De façon générale, les effets dynamiques sont très complexes et nécessitent l'utilisation de logiciels adaptés. La norme américaine traitant des structures hydrauliques en acier, *EM 1110-2-2105* (U.S. Army Corps of Engineers, 1993), suggère, lorsque de telles charges existent mais ne sont pas quantifiées, de les prendre en compte en utilisant des coefficients de majoration des charges maximum (à savoir 1.5) afin de s'assurer du bon comportement de la structure sous chargement hydrodynamique ; c'est ce qui a été fait ici. Elle suggère en outre de prêter une attention toute particulière aux détails de conception afin de minimiser les risques de cavitations et de vibrations.

5.1.8. Fermeture non-synchronisée des vannes

Ce cas de charge se produit dans deux cas de figure :

- 1) Pour des raisons techniques, une des vannes ne peut être actionnée. Par conséquent une passe reste ouverte alors que les autres vannes sont fermées et tout le débit de la rivière traverse cette passe
- 2) Lors de l'ouverture ou la fermeture, les deux vérins permettant de manœuvrer la vanne ne sont pas synchronisés et la vanne est alors bloquée dans une position intermédiaire entre "tout à fait ouverte" et "tout à fait fermée"

Dans le premier cas, l'effet d'une fermeture non-synchronisée des vannes va produire une augmentation de la vitesse du courant, la formation de tourbillons et de turbulences. Tout cela peut entraîner une érosion conséquent des berges et du lit de la rivière et va augmenter les effets dynamiques sur les vannes qui sont closes.

Le second cas se produit lorsque le décalage entre les vérins est supérieur à 3mm et ce afin de ne pas endommager la porte et/ou les vérins. Comme la vanne est dans une position intermédiaire, les efforts hydrostatiques sont moindres. Par contre, les efforts hydrodynamiques dus au passage du flux d'eau sous la porte sont bien plus importants.

Dans un cas comme dans l'autre, le principal effet d'une fermeture non-synchronisée des portes est d'augmenter les phénomènes dynamiques. Des études numériques doivent être menées pour quantifier ces phénomènes et étudier leur répercussion sur la stabilité de la structure. Ces phénomènes ne seront pas étudiés dans le cadre de ce travail car le but ici n'est pas de faire une étude dynamique détaillée mais bien une préconception de l'ensemble de l'ouvrage.

5.1.9. Suppression due à l'action des vagues

Jusqu'à ce point, les vagues n'ont pas été considérées dans ce travail. Cependant, comme cela sera démontré par la suite, cet effet est loin d'être négligeable. Les vagues résultent d'une action du vent.

Plus le vent souffle fort, plus la hauteur des vagues est importante. La hauteur significative (H_s) des vagues induites par le vent peuvent être obtenues par les équations simplifiées de Sverdrup-Munk-Bretschneider (SMB) (Escameia, 1998):

$$H_s = 0.00354 \cdot \left(\frac{U_{10}^2}{g} \right)^{0.58} \cdot F^{0.42}$$

Où

- U_{10} est la vitesse de référence du vent à une altitude de 10 m et vaut 45 m/s (cf. paragraphe 5.1.3)
- g est l'accélération de la pesanteur et vaut 9.81 m/s²
- F est la longueur de fetch et dépend de la direction des vents. Dans notre cas, $F \cong 1250 \text{ m}$

On trouve alors une hauteur significative de vagues $H_s = 1.56 \text{ m}$. La hauteur de vague à utiliser pour la conception est donnée par $H_D = 1.5 \cdot H_s = 2.34 \text{ m}$.

À ce stade, une première remarque s'impose. À la section 4.2, lors de la détermination des dimensions de la vanne levante, nous avons défini la hauteur de la porte comme étant de 10m, ce qui nous laissait une sur-hauteur de sécurité de 54cm. Il paraît maintenant évident que celle-ci est insuffisante que pour contenir les vagues. Deux options s'offrent à nous, la première est de prévoir une sur-hauteur afin que la porte contienne les vagues, la seconde est de considérer la possibilité d'une surverse (que les vagues puissent passer par-dessus la porte). En cas de surverse, d'importants effets de vibration peuvent apparaître. C'est pourquoi nous avons préféré la première option qui est de prévoir une sur-hauteur.

La hauteur de la porte doit être de minimum $h_{porte} = h_{eau,max} + h_{vagues} = 9.46 + 2.34 = 11.8 \text{ m}$. Il faut également prévoir une sur-hauteur de sécurité. Nous la prendrons égale à 70cm ; de cette façon, la hauteur de la vanne levante doit être de 12.5m. C'est cette dimension qui sera utilisée pour la suite des calculs.

La charge supplémentaire due à l'action des vagues peut être déterminée selon deux approches différentes :

- Une approche simplifiée qui consiste à considérer une hauteur d'eau supplémentaire de la hauteur des vagues, ce qui provoque des actions hydrostatiques plus importantes
- Une approche empirique utilisant par exemple les formules simplifiées de Sainflou qui détermine de façon plus exacte les surpressions dues à l'action des vagues

Cette deuxième approche ne sera pas explicitée dans le présent travail. Néanmoins, afin de vérifier la validité de l'approche simplifiée, les surpressions ont été calculées par le biais des formules de Sainflou. Les résultats sont exposés à la Figure 56. On remarque que la résultante de pression calculée selon l'approche empirique a un profil beaucoup plus complexe au niveau du point d'application des vagues.

La différence de pression semble importante. Pourtant, elle n'est que d'environ 5 %. Bien que conséquente, cette différence a été jugée admissible. Dans la suite des calculs, c'est donc le profil résultant de la méthode simplifiée qui sera utilisé comme profil de pressions à appliquer sur la porte.

En conclusion, l'effet des vagues sera modélisé par une sur-hauteur de 2.34m d'eau à l'aval, ce qui, sous des conditions extrêmes (c'est-à-dire avec un niveau d'eau aval à +2.46m) et sur la hauteur de la vanne produit un effort supplémentaire de 248.7 kN/m_{courant}.

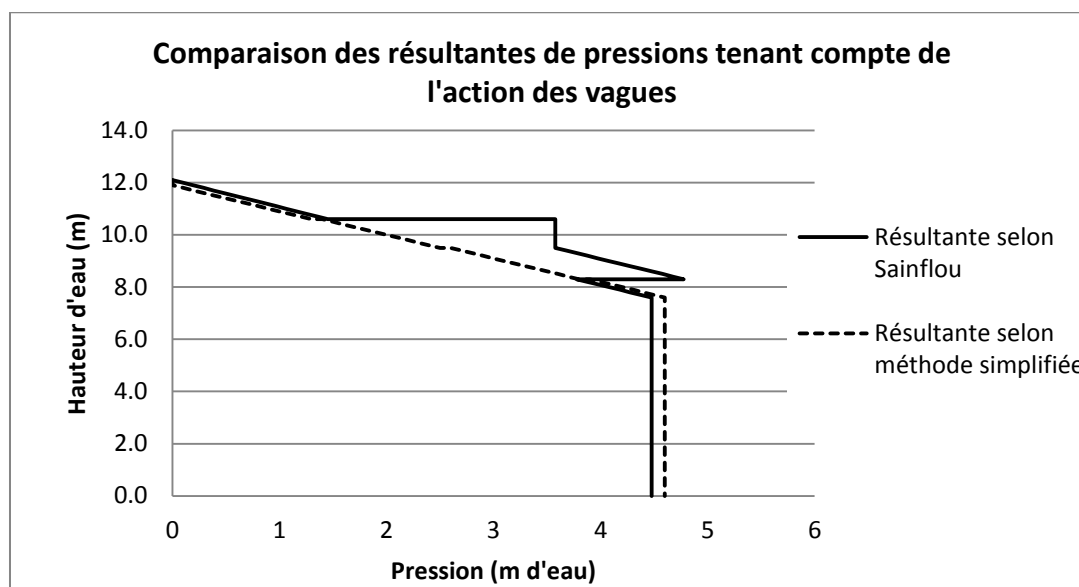


Figure 56 : Résultantes de pressions d'eau prenant en compte l'action des vagues

5.1.10. Sédiments

Au vu de la faible quantité de données disponibles quant à la charge sédimentaire dans le Can Guioc au niveau de la barrière de Thu Bo, nous ne sommes pas en mesure de déterminer les efforts liés aux sédiments. Cependant, sachant que la barrière sera manœuvrée régulièrement, les sédiments n'auront vraisemblablement pas le temps de se déposer et se consolider. Dans un premier temps, on peut admettre qu'ils ne provoqueront pas de charge supplémentaire conséquente et seront facilement emportés lors de la réouverture des vannes. Néanmoins, nous recommandons vivement, dans le cadre d'études complémentaires, de procéder à une analyse complète des sédiments dans le fleuve en vue de la réalisation d'une modélisation hydrodynamique complète.

5.2. Combinaisons de cas de charges

La structure est soumise à différentes sollicitations, celles-ci ont été exposées dans la section précédente. Pour l'analyse de la structure, différents cas de charges sont envisagés et combinés entre eux au moyen de coefficients de pondération des charges et ce afin de déterminer les cas de chargements à l'état limite ultime. Pour les états limites de service, tous les coefficients de pondération seront pris égaux à 1. Les coefficients de pondération des charges sont exposés en fonction des cas de charges dans le Tableau 32 ci-dessous.

Le cas de charge extrême correspond à la situation exposée à la Figure 46 (p.60) alors que le cas accidentel correspond à la Figure 47 (p.60). On constate, au vu des résultantes des charges (deuxième colonne) et des coefficients multiplicateurs de charges (3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} colonne) que

- l'action du vent est non-dimensionnante par rapport à l'action hydrostatique
- le cas dit "extrême" est plus défavorable que le cas accidentel

	Charge (kN/m _{courant})	Cas extrême	Cas accidentel	Cas Vent
Poids propre	Non-quantifié	1.35	1.35	1.35
Eau extrême	158.7	1.5	-	-
Eau accidentel	360.1	-	1.0	-
Vent	32.32	-	-	1.5
Vagues	248.7	1.5	-	-

Tableau 32 : Combinaisons des cas de charges

5.3. Conception de la vanne levante

La vanne levante est un élément essentiel de la barrière en ce sens qu'en position fermée elle obstrue le lit de la rivière et permet ainsi la retenue des eaux. Si ces éléments s'avéraient défectueux, la fonction de l'ouvrage ne serait plus remplie. C'est pourquoi les vannes doivent être conçues avec soin. Avant de procéder à la conception de la vanne levante, il est bon d'en rappeler l'usage et les dimensions essentielles.

Les vannes levantes seront, pour la barrière marée-tempête de Thu Bo, au nombre de quatre. Deux d'entre elles sont navigables et doivent avoir un tirant d'air minimum de 11m et les deux autres sont non-navigables. Elles ont une longueur de 40m et une hauteur de 12.5m. La barrière de Thu Bo assure à la fois un rôle de protection (qui est le rôle principal) mais également un rôle de régulation (qui vise à limiter le niveau d'eau en amont de l'ouvrage au niveau +1.00m). De ce fait, la fréquence d'ouverture et de fermeture de la porte est importante.

Les vannes, ou portes, sont actionnées par des vérins hydrauliques placés sur les piles. Lors de la manœuvre des portes, celles-ci glissent sur des patins dans des encoches réservées à cet effet dans les piles. Les dimensions et caractéristiques des vérins seront discutées au paragraphe 5.3.2. Divers aspects, tels des aspects d'étanchéité, sont discutés dans les paragraphes suivants avant d'en venir à la conception de la vanne à proprement parlé.

5.3.1. Système d'étanchéité

L'étanchéité est un aspect majeur dans la conception de la porte et ce du fait de sa fonction première. Il est très complexe de réaliser une étanchéité parfaite entre la partie inférieure de la porte et le radier. Comme la barrière sera en position fermée pour des périodes brèves (moins de 12h), il n'est pas essentiel de réaliser une étanchéité parfaite. On peut admettre un certain écoulement d'aval en amont entre la porte et le radier.

5.3.1.1. *Étanchéité en partie inférieure de la porte*

La porte ne reposera donc pas sur le radier ; ces deux éléments étant séparés d'un espace de 15cm à 20cm. Il faut prêter une attention toute particulière à la conception des détails de la porte afin d'éviter la formation de turbulences trop importantes sous la porte car celles-ci pourraient provoquer des sollicitations dynamiques non-négligeables. Lors de leurs activités de consultance réalisée en 2009, messieurs Daniel et Pechtold avaient déjà soulevé ce problème et suggéraient de donner une forme pointue au joint inférieur de la porte de façon à minimiser les phénomènes de turbulence (Figure 57).

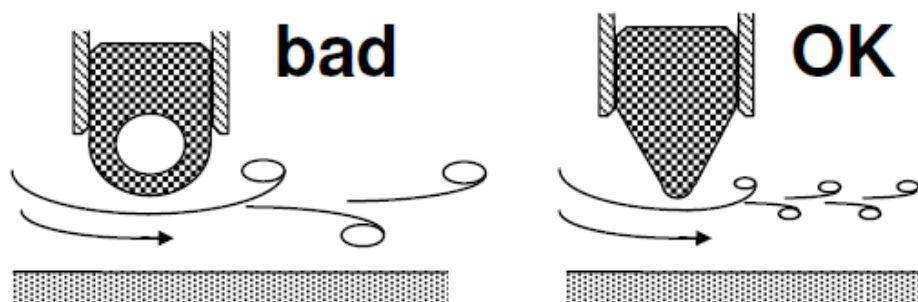


Figure 57 : Détail pour le joint inférieur de la porte (Daniel et Pechtold, 2009)

5.3.1.2. *Étanchéité entre la porte et les piles*

Il n'est pas nécessaire de prévoir un système d'étanchéisation particulier. En effet, sous l'action du différentiel de pressions entre l'amont et l'aval de la porte, celle-ci va se voir "poussée" contre la partie amont de l'encoche, ce qui sera suffisant pour assurer l'étanchéité. Il faudra cependant veiller à dimensionner le patin de glissement (en UHMWPE) afin que les contraintes dans celui-ci n'excèdent pas les contraintes limites ou ne provoquent de déformations trop importantes.

5.3.2. **Patins de glissement**

Le choix des patins de glissement s'est porté sur des patins en UHMWPE (Ultra High Molecular Weight PolyEthylene), dont l'utilisation s'est couramment répandue en Europe. Ces patins servent à la fois d'élément d'étanchéité et de glissement. Ils présentent les avantages suivants :

- faible coefficient de frottement ($< 0,2$)
- faible coefficient d'usure, ce qui permet une installation ne nécessitant pas de maintenance significative (usure < 4 mm sur 35 ans - durée de vie de l'aluminisation)
- contrainte maximale $= 2 \text{ N/mm}^2 < 6 \text{ N/mm}^2$
- le matériau évacue l'énergie par chaleur, mais dans les zones de tolérances ($\Delta T < 60^\circ\text{C}$)

Ce matériau a notamment été utilisé sur les portes levantes des écluses de Panama (Figure 58) et est couramment utilisé aux Pays-Bas. Le groupe POLY HI SOLIDUR est le leader mondial dans ce domaine.

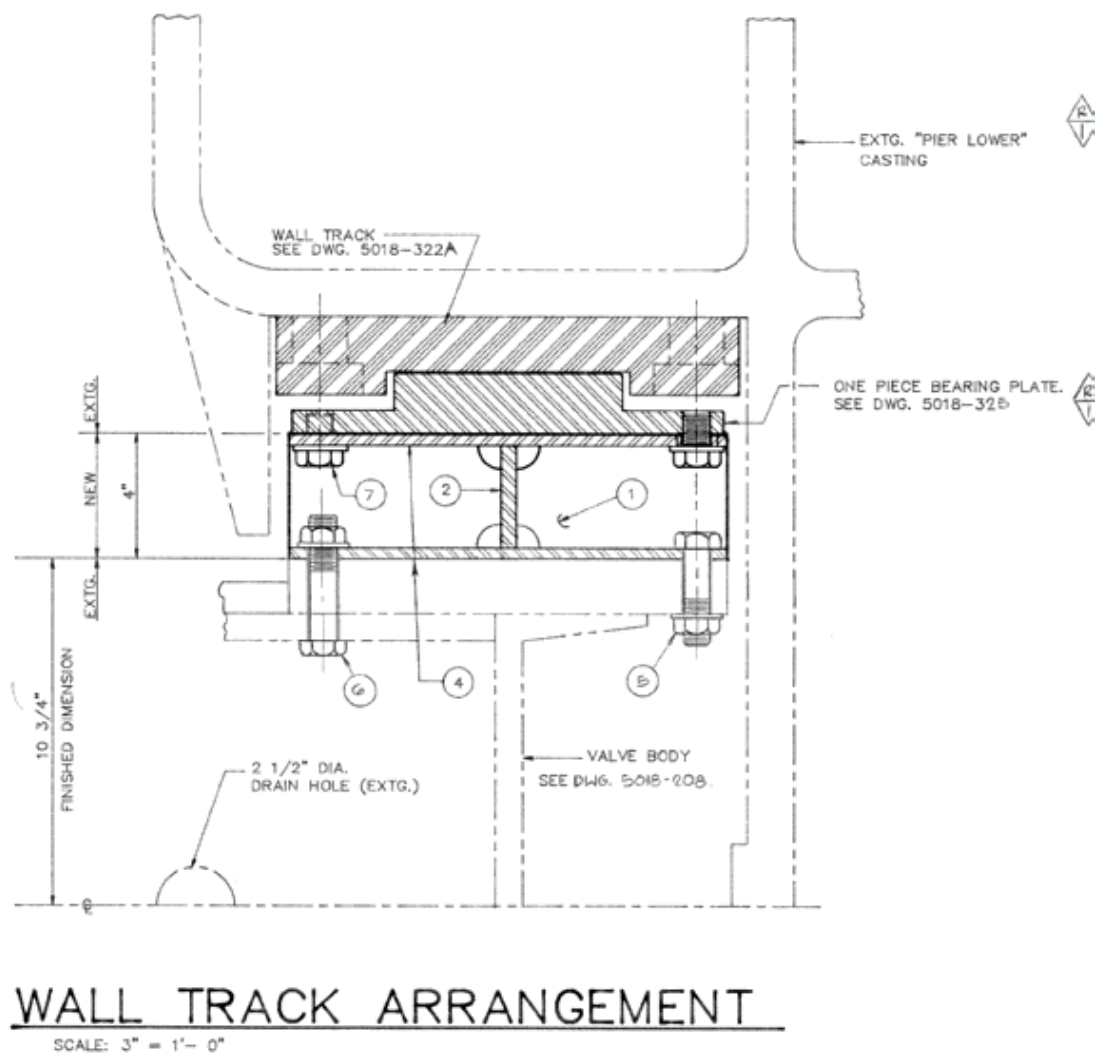


Figure 58 : Guides en UHMWPE utilisé pour les écluses de Panama (AIPCN-INCOM, 2009)

5.3.3. Systèmes de levage

Comme cela a déjà été souligné, la vanne sera actionnée à l'aide de vérins hydrauliques, chaque vérin devant supporter la moitié du poids de la porte. À l'heure actuelle, c'est ce qui se fait le plus couramment. On distinguera deux types de vérins en fonction de l'élongation requise: ceux destinés à lever les vannes dans les passes navigables et ceux destinés à lever les vannes dans les passes non-navigables.

5.3.3.1. Rappel sur le fonctionnement d'un vérin hydraulique

Selon les termes de la mécanique³, un vérin hydraulique travaille soit en traction, soit en compression. Dans notre cas, les corps des vérins seront placés au sommet des tours⁴. Par conséquent, le vérin travaillera

- en compression lors de sa sortie, c'est-à-dire lors de la fermeture des portes, par application d'une pression sur la surface d'alésage
- en traction lors de sa rentrée, c'est-à-dire lors de l'ouverture des portes, par application d'une pression sur la surface annulaire

La vitesse de sortie d'un vérin est directement influencée par le débit hydraulique. Par contre, la puissance à fournir par la pompe dépend à la fois du débit hydraulique et de la pression à exercer. Pour monter la porte, la pression à exercer sera plus grande car il faut vaincre la pesanteur alors que pour descendre la porte, il n'y a à priori pas besoin d'appliquer une pression (si ce n'est pour générer une pression de pilotage afin de contrôler la vitesse de descente).

À débit hydraulique identique, un système hydraulique travaille mieux en compression qu'en traction. En effet, le débit hydraulique n'influence que la vitesse du vérin et le travail est le résultat combiné de la vitesse et de la résistance du système. Par conséquent, dans le cas présent où, pour ouvrir la porte (levée du tablier) il faut vaincre le poids du système alors que ce n'est pas nécessaire pour fermer la porte (descente du tablier), le travail à produire sera plus important lors de l'ouverture que lors de la fermeture.

5.3.3.2. Elongation des vérins

Cela est représenté à la Figure 59. Le cadre en gras représente la vanne en position fermée alors que le cadre hachuré représente la vanne en position ouverte. Le niveau d'eau +1.00m est le niveau d'eau maximal admissible lorsque la porte est ouverte, c'est lui qui conditionne l'élongation des vérins. On constate que l'élongation d'un vérin⁵ pour une passe navigable doit être de 19m alors que pour les passes non-navigables, seuls 8m d'élongation sont nécessaires.

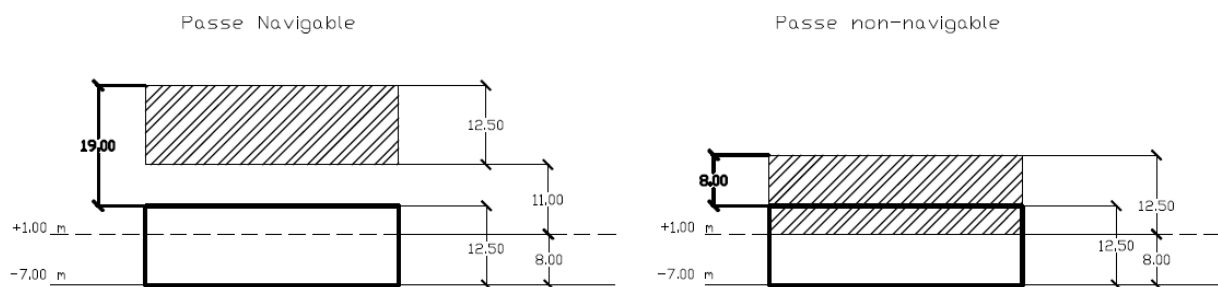


Figure 59 : Elongation du vérin en fonction du type de passe

³ On parle ici de "termes de la mécanique" car cela s'oppose à la compréhension usuelle de génie civil. En effet, les corps des vérins étant placés au sommet des tours, ils sont, d'un point de vue génie civil, toujours en traction.

⁴ Les tours sont les éléments placés sur les piles qui supportent la machinerie et permettent de surélever celle-ci afin d'obtenir le tirant d'air nécessaire.

⁵ Sur la Figure 59, on a fait l'hypothèse que la porte est fixée au vérin à son extrémité supérieure.

5.3.3.3. Caractéristiques des vérins

Les caractéristiques des vérins ont été calculées selon les critères de dimensionnement proposé par la société ATOS, société spécialisée dans la production de composants et systèmes hydroélectriques. Cette société ne propose que des vérins dont la course est inférieure à 5m. Mais la méthode de calcul proposée permet de pré-dimensionner des vérins de toutes tailles. La feuille de calcul est reprise dans l'Annexe 3.

Le Tableau 33 reprend les caractéristiques de conception des vérins.

Mode de fonctionnement des vérins	Traction
Charge non-pondérée	169 T
Coefficient de pondération	1.35
Charge pondérée	228.15 T
Course passes navigables	19 m
Course passes non-navigables	8 m

Tableau 33 : Caractéristiques de conception des vérins

En fonction de la charge à reprendre, on a déterminé le diamètre de la tige et celui du piston, la pression à appliquer, les surfaces du piston et annulaire et les charge maximales admissibles par ce piston en traction et en compression :

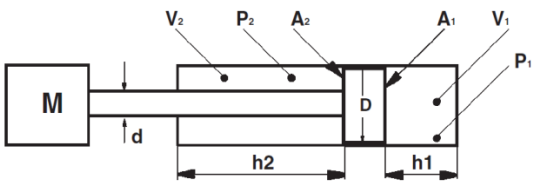
Diamètre tige (d)	220 mm	
Diamètre piston (D)	400 mm	
Pression (p)	250 bars	
Surface piston/ alésage (A_1)	1256.6 cm ²	
Surface annulaire (A_2)	876.5 cm ²	
Charge maximale en traction	2191.3 kN	
Charge maximale en compression	3141.6 kN	

Figure 60 : Caractéristiques des cylindres (ATOS, 2011)

La feuille de calcul suggère de déterminer le nombre de cycles de charge et de décharge auxquels le vérin peut être soumis sans risquer de rupture par fatigue. Dans notre cas, il s'avère que le vérin ne peut reprendre que 200 000 cycles. Il est alors suggéré de demander une analyse plus poussée par le staff technique de la firme ATOS, car cette valeur est assez peu sécuritaire.

On peut ensuite déterminer les temps d'accélération/décélération minimum, la vitesse maximale et l'espace minimal d'accélération/décélération afin de s'assurer du bon comportement dynamique du vérin. Ces paramètres ont été calculés en conformité avec les indications donnés à la quatrième page de la feuille de calcul de la firme ATOS (Annexe 3). Nous avons pris l'hypothèse que le temps à disposition pour la manœuvre des vannes dans les passes navigables est de maximum 10 minutes, l'idée étant de manoeuvrer les vannes dans toutes les passes à la même vitesse afin de limiter les effets dynamiques liés à une ouverture ou fermeture non-synchronisée des vannes. Les résultats donnés dans le Tableau 34 confirment la validité de cette hypothèse; les valeurs d'accélération maximale étant convenables.

	Passes navigables	Passes non-navigables
Temps de manœuvre (s)	600	253
Temps minimum d'accélération/décélération (s)	2.5	1.6
Vitesse maximale du piston (mm/s)	31.8	31.8
Espace minimal d'accélération/décélération (mm)	40.3	26.1
Accélération maximale (m/s ²)	0.081	0.052

Tableau 34 : Limites dynamiques pour les vérins

Nous allons déterminer le débit hydraulique nécessaire au fonctionnement du vérin. On peut déduire ce débit à partir de la formule suivante, donnée à la première page de la feuille de calcul :

$$V_1 = \frac{10 \cdot Q}{A_1 \cdot 60}$$

Avec

- V_1 la vitesse de sortie du cylindre en m/s
- Q le débit hydraulique en l/min
- A_1 l'alésage en cm²

Si on prend $V_1 = V_{\text{max, passe navigable}}$, on trouve $Q = 239.8 \approx 240$ l/min. Comme nous avons imposé un temps de manœuvre maximum à 10 minutes, nous avons déterminé le débit hydraulique sur base de la vitesse de sortie du piston car c'est la vitesse minimale du vérin. De cette manière, le temps d'ouverture ou de fermeture de la vanne ne dépassera pas la limite de 10 minutes.

Enfin, on peut, connaissant le débit hydraulique, obtenir la vitesse de rentrée du par la formule suivante :

$$V_2 = \frac{10 \cdot Q}{A_2 \cdot 60} = 45.6 \text{ mm/s}$$

5.3.3.4. Conclusions

Le Tableau 35 ci-dessous reprend les caractéristiques principales des différents vérins utilisés.

	Passes navigables	Passes non-navigables
Nombre	4	4
Course	19 m	8 m
Diamètre tige	220 mm	
Diamètre piston	400 mm	
Pression	250 bars	
Surface piston/alésage	1256.6 cm ²	
Surface annulaire	876.5 cm ²	
Temps de manœuvre maximum	600 sec = 10 min	253 sec ≈ 4 min
Vitesse de sortie	31.8 mm/s	
Vitesse de rentrée	45.6 mm/s	
Débit hydraulique	240 l/min	

Tableau 35 : Caractéristiques principales vérins

Ces dimensions ont été obtenues par calculs simplifiés. Dans une étude plus poussée, il serait judicieux de procéder à une analyse plus aigüe de ces vérins et vérifier, entre autre, leur comportement à la fatigue qui a été jugé critique.

Notons également qu'il faudra prévoir un système de verrou afin de ne pas avoir à maintenir les vérins sous pression lorsque les vannes seront en position ouverte.

Enfin, il faut savoir que des vérins de telles dimensions sont fabriqués dans des ateliers très spécialisés car ils nécessitent des tours d'usinage extrêmement précises et de grande dimension ($L_{\text{vérin}}$). La fabrication de tels vérins nécessite aussi des outils de levage adéquats et une longueur minimale d'atelier de façon à pouvoir introduire le piston dans le cylindre. Une grande précision est requise car le moindre défaut pourrait entraîner des concentrations de contraintes ou tout autre effet indésirable risquant de provoquer la rupture prématurée de l'ouvrage.

5.3.4. Effets thermiques

Les effets thermiques provoquent des dilatations/contractions du matériau qui, si empêchées, peuvent provoquer des contraintes additionnelles non-négligeables. C'est pourquoi ces effets doivent être quantifiés.

Le Tableau 36 ci-dessous est issu de la norme *AASHTO-cauA-03* et reprend des gammes de variation de températures pour différentes configurations de ponts en fonction de l'emplacement de celui-ci. La région de Thu Bo est située au sud de la latitude 16° N. La vanne levante peut être assimilée à un tablier de pont métallique et nous allons supposer que l'eau a une température qui ne dépasse pas ces deux extrêmes, ce qui est raisonnable. La gamme de variation des températures est donc de +2°C à +63°C, ce qui représente un gradient de température de 61°C.

Climate Zone	Concrete superstructure	Concrete deck on steel girders or box	Steel deck on steel girders or box
North of Latitude 16° N (Hai Van Pass)	+5°C to +47°C	+1°C to +55°C	-3°C to +63°C
South of Latitude 16° N (Hai Van Pass)	+10°C to +47°C	+6°C to +55°C	+2°C to +63°C

Tableau 36 : Variation thermiques (AASHTO-cauA-03, 2002)

Nous allons déterminer l'intensité des contraintes provoquées par les effets thermiques si tout mouvement était empêché. Nous allons d'abord calculer la variation de longueur de la porte liée à ce gradient de température. Celle-ci est obtenue par la formule suivante où α est le coefficient de dilatation thermique du matériau et vaut $1,2 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ pour de l'acier. On trouve:

$$\Delta L_{\text{thermique}} = \alpha \cdot L \cdot \Delta T = 1,2 \cdot 10^{-5} \cdot 40 \cdot 61 = 0,02928 \text{ m} \approx 3 \text{ cm}$$

On peut alors calculer la déformation associée à cette élongation et, par la loi de Hooke, déterminer la contrainte associée à cette élongation si celle-ci se trouve empêchée. On trouve alors :

$$\varepsilon_{\text{thermique}} = \frac{\Delta L}{L} = \alpha \cdot \Delta T = 7,32 \cdot 10^{-4}$$

$$\sigma_{\text{thermique}} = \varepsilon_{\text{thermique}} \cdot E = 7,32 \cdot 10^{-4} \cdot 210000 = 153,72 \text{ MPa}$$

Cette contrainte additionnelle est non-négligeable. Deux possibilités s'offrent à nous :

- 1) On considère que toute élongation de la vanne est empêchée et on tient compte de cette contrainte supplémentaire dans le calcul de résistance de la vanne

- 2) On utilise des dispositions constructives particulières afin de permettre cette élongation et il n'y a alors plus lieu de tenir compte de la contrainte supplémentaire

Au vu de l'importance de la contrainte additionnelle liée aux déformations thermiques, la seconde solution est de loin la plus optimale. Il faudra donc prévoir un système permettant aux vannes de se dilater et contracter sans que cela ne mette en danger le bon fonctionnement du système. Ceci conforte le choix de patin de glissements par rapport à celui de galets pour le système de levage.

5.3.5. Limitations (ELS, ELU)

La vanne sera modélisée pour reprendre les charges maximales. En fonction de l'état limite considéré, les limitations varient. C'est ce qui est explicité au Tableau 37.

	ELU	ELS
Charges	Pondérées	Non-pondérées
Contrainte maximale admissible	210 MPa	210 MPa
Déplacement maximal admissible	Non-spécifié	100 mm

Tableau 37 : Etats limites

La condition sur le déplacement maximum aux états limites de service correspond à accepter une flèche maximale de $L/400$. De cette manière, la rotation aux extrémités de la porte est de maximum $5 \cdot 10^{-3}$ rad, ce qui correspond à un angle de rotation maximum de 0.286° .

Cet angle de rotation très faible permet d'assurer un bon fonctionnement des mécanismes de levage. En effet, si l'angle était trop important, on pourrait voir les patins de glissement en UHMWPE se coincer dans leurs glissières du fait de la rotation.

Pour ce qui est de l'étanchéité aux états limites de service, la déflexion de la porte n'affectera pas l'étanchéité sur ces parois verticales pour les raisons évoquées à la section 5.3.1. De même, l'étanchéité au niveau du bord inférieur de la porte ne sera pas affectée car, comme cela a été signalé à la section 5.3.1.1, un espace de 15 à 20 cm est prévu entre le bord inférieur de la porte et le radier. Notons également que, pour cette même raison, la déflexion de la porte n'engendrera pas d'effort sur le radier.

5.3.6. Modélisation par LBR-5

Le logiciel LBR-5 a été utilisé dans un premier temps afin de modéliser et optimiser la structure et dans un second temps afin de modéliser son comportement sous l'action des charges. Le logiciel LBR-5 est un logiciel développé pour étudier principalement le comportement de bordages raidis. C'est pourquoi la vanne est entièrement modélisée à l'aide de plaques. Il faut également savoir que ce logiciel permet un rendu dit 2.5D, à la limite entre le bidimensionnel et le tridimensionnel. C'est pourquoi la vanne étudiée a une largeur continue sur toute sa longueur, ce qui n'est généralement pas le cas pour une vanne levante destinée à une telle portée. Nous avons admis que, pour une phase de conception, il était acceptable de procéder de la sorte.

5.3.6.1. Modélisation de la porte

La porte a été modélisée à l'aide de 8 éléments plaques. Les appuis sont libres car la porte n'a aucune restriction par rapport à son mouvement en base ou au sommet. Par défaut, les appuis aux

La porte a été modélisée comme un caisson en acier, un peu à la manière d'un caisson de pont. La partie caisson de la porte est décentrée vers le bas afin d'assurer un comportement optimum des plaques. En effet, les résultantes des charges ne sont pas appliquées à mi-hauteur ; en plaçant le caisson plus bas, on abaisse le centre de gravité de la porte ce qui permet de limiter les effets de torsion.

Figure 64 : Section de la porte – numérotation des plaques

Notons d'ores et déjà que la porte a été équipée de raidisseurs longitudinaux (repris sous l'appellation "raidisseurs" par la suite) et transversaux (repris sous l'appellation "cadres" par la suite).

Les dimensions données initialement (c'est-à-dire avant optimisation) aux différents éléments de plaques sont reprises en millimètres dans le Tableau 38 sous les abréviations suivantes :

- PT Épaisseur plaque
- FWH Hauteur âme cadres
- FWT Épaisseur âme cadres
- FFB Largeur semelle cadres
- FFT Épaisseur semelle cadres
- FS Espacement cadres
- SWH Hauteur âme raidisseurs
- SWT Épaisseur âme raidisseurs
- SFB Largeur semelle raidisseurs
- SFT Épaisseur semelle raidisseurs
- SS Espacement raidisseurs

N° Plaque	Plaque	Raidisseur					Cadre				
	PT	SWH	SWT	SFB	SFT	SS	FWH	FWT	FFB	FFT	FS
1	22	100	12	150	32	400	300	12	200	17	1500
2	22	100	12	150	32	400	300	12	200	17	1500
3	22	100	12	150	32	400	300	12	200	17	1500
4	32	100	12	150	32	400	350	17	200	17	1500
5	32	100	12	150	32	400	350	17	200	17	1500
6	32	100	12	150	32	400	350	17	200	17	1500
7	32	100	12	150	32	400	350	22	200	17	1500
8	32	100	12	150	32	400	350	22	200	17	1500

Tableau 38 : Dimensions initiales de la porte (mm)

Ces dimensions comprennent une surépaisseur de 2 mm de protection contre la corrosion. Ces 2 mm ne seront pas pris en compte dans le calcul de résistance, ils ne participent pas à la reprise d'efforts. Ils seront par contre considérés dans le calcul du poids de la structure ; pour l'entièreté de la structure, cela représente une augmentation du poids de 21T, ce qui est non-négligeable.

Si le constructeur estimait cette augmentation de poids trop importante, d'autres mesures de protection contre la corrosion peuvent être mises en œuvre, telles des anodes sacrificielles ou encore un coating étanche.

5.3.6.2. Modélisation des actions

Dans LBR-5, les actions sont modélisées en mètre d'eau. La conversion d'une charge répartie donnée en N en une pression en mètre d'eau s'obtient en divisant cette charge par 9810.

Les charges réparties (telles les pressions d'eau et les charges de vent) sont modélisées en tant que *Lateral Uniform Distributed Pressure*. On définit la charge appliquée sur un panneau en introduisant la valeur de cette charge au premier nœud du panneau et la valeur de la charge au dernier nœud du panneau et on suppose une évolution linéaire entre ces extrémités.

Si des charges ponctuelles (telle la charge due à un possible impact) avaient dû être modélisées, elles l'auraient été en tant que *Lateral Stepwise Distributed Pressure*. Il faut savoir que l'application d'une charge ponctuelle introduit une discontinuité dans le schéma de chargement. Comme le modèle est construit en séries de Fourier, il faut utiliser un nombre suffisant de termes afin de représenter cette discontinuité de la façon la plus fidèle possible. Dans le mode d'emploi, il est précisé de prendre un minimum de 25 termes.

5.3.6.3. Contraintes structurelles, contraintes géométriques et restrictions d'égalité

Les contraintes structurelles permettent d'appliquer des restrictions sur, par exemple, les valeurs de déplacements ou de contraintes. Ces restrictions sont repérées par un code. Pour la modélisation de la porte, nous avons utilisé les restrictions suivantes :

- 2 : limitation des déplacements selon OY
- 3 : limitation des déplacements selon OZ
- 4 : épaisseur minimale de la plaque, permet de prendre en compte les contraintes locales dans la plaque
- 11 : limitation des contraintes de Von-Mises dans les plaques
- 22 : limitation des contraintes de Von-Mises dans les cadres à la jonction âme-semelle
- 24 : limitation des contraintes de Von-Mises dans les cadres à la jonction âme-plaque
- 25 : limitation des contraintes de Von-Mises dans la semelle des cadres
- 34 : limitation des contraintes de Von-Mises dans la semelle des raidisseurs
- 35 : limitation des contraintes de Von-Mises dans les raidisseurs à la jonction âme-plaque
- 36 : limitation des contraintes de Von-Mises dans les raidisseurs à la jonction âme-semelle
- 37 : afin d'empêcher le déversement des raidisseurs

Les contraintes géométriques consistent en des limitations sur les rapports de longueur – hauteur – épaisseur entre les différents éléments constituant la structure (les plaques, les cadres et les raidisseurs) afin de correspondre à ce qui est généralement fourni sur le marché. Cela permet, par exemple, de ne pas avoir à souder des éléments de 5mm d'épais sur des éléments de 30mm d'épais. Nous avons apposé les contraintes géométriques du *Set de Hughes étendu*. Ce set consiste en une compilation de 15 contraintes géométriques et est détaillé en page 74 du *Guide d'utilisation de LBR-5* (ANAST, 2004).

Les restrictions d'égalité permettent d'imposer la même caractéristique à plusieurs plaques. Comme cela a été signalé à la section 5.3.6.1, l'existence de certaines plaques est conditionnée uniquement par la nécessité d'avoir un nœud où appliquer les efforts. Ce fait a été souligné pour les plaques 2 et 3 et pour les plaques 7 et 8. Il est important de donner à ces groupes de plaques certaines dimensions communes afin d'obtenir une structure cohérente dont les dimensions ne varient pas de plaque en plaque. Trois groupes de plaques ont ainsi été considérés sur base de cette réflexion et de la manufacture de la porte. Nous leurs avons imposé les restrictions suivantes :

Restrictions	Plaques concernées
Espacement des cadres	Toutes
Épaisseur plaque	1-2-3 ; 4-5-6 ; 7-8
Épaisseur de l'âme des cadres	1-2-3 ; 4-5-6 ; 7-8
Hauteur de l'âme des cadres	1-2-3 ; 4-5-6 ; 7-8

Tableau 39 : Restrictions d'égalité

5.3.6.4. Optimisation et résultats

L'optimisation a été réalisée en 10 itérations avec pour but un poids minimum de la porte.

Les dimensions de la structure optimisée sont données dans le Tableau 40. Les abréviations utilisées sont les mêmes que celles utilisées pour le Tableau 38. Ces dimensions comprennent la surépaisseur de corrosion.

On peut constater que les conditions d'égalité sont bien respectées. Les restrictions des contraintes géométriques ont également été vérifiées et étaient pratiquement toutes respectées. Les quelques restrictions non-respectées étaient dues à des variations de l'ordre du dixième de millimètre. Cette erreur étant minime, il a été considéré que toutes les restrictions géométriques avaient été respectées.

Notons toutes fois que les plaques 4, 5, et 6 ont une épaisseur très importante (36mm). En général, on tente d'éviter autant que possible d'arriver à des plaques d'une telle épaisseur ; l'épaisseur est limitée à 30mm. Mais dans le cas présent, il n'était pas possible d'obtenir un bon comportement de la structure avec une limitation de l'épaisseur des plaques à 30mm, d'où une épaisseur de 36mm.

N° Plaque	Plaque	Raidisseur					Cadre				
	PT	SWH	SWT	SFB	SFT	SS	FWH	FWT	FFB	FFT	FS
1	14.2	62	22	99.1	32	350	220.7	9	199.8	17	1619.3
2	14.2	86.7	7.1	34.7	32	500	220.7	9	88.4	17	1619.3
3	14.2	43.1	7.1	17.3	32	500	220.7	9	88.3	17	1619.3
4	36	108.2	18	43.3	32	500	220.4	18	92.2	17	1619.3
5	36	189.9	22	150	32	350	220.4	18	88.8	17	1619.3
6	36	108.2	18	43.3	32	500	220.4	18	119.4	17	1619.3
7	19.5	63.9	9.8	25.5	32	500	400	20.2	160	17	1619.3
8	19.5	65.9	9.8	26.3	32	457.3	400	20.2	200	17	1619.3

Tableau 40: Dimensions de la structure optimisée

Objective - Minimum Weight

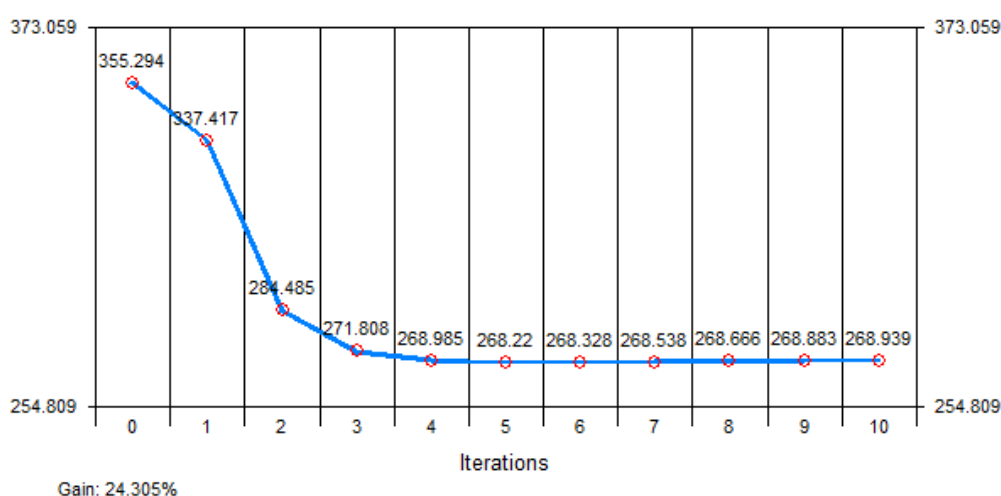


Figure 65 : Courbe d'optimisation

La Figure 65 ci-dessus montre l'évolution du poids de la structure au cours de l'optimisation. Cette courbe a une bonne allure car on n'y observe aucun soubresaut. Le poids final de la structure, après optimisation, est de 269 T. Le gain par rapport à la configuration initial est conséquent car de près de 25%.

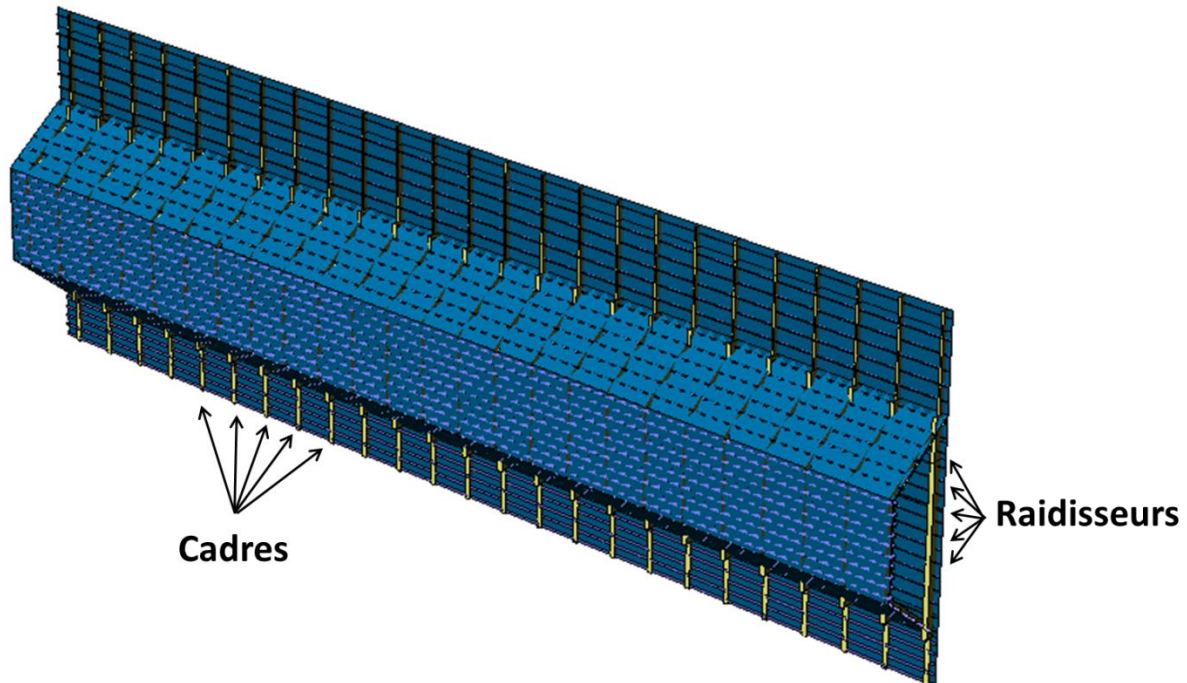


Figure 66 : Vue 3D de la vanne

La vue 3D permet de visualiser la structure dans son ensemble. On peut y reconnaître les cadres (en jaune) et les raidisseurs (lignes horizontales foncées). On constate sur cette figure son profil rectiligne.

La Figure 67 représente les distributions de contraintes à mi travée dans les plaques sous cas de charge dimensionnant, c'est-à-dire sous sollicitations hydrauliques extrêmes. Sous ce cas de charge, les contraintes maximales sont bien limitées à 210 N/mm^2 comme cela était imposé.

Les Figure 68 et Figure 69 représentent la distribution des contraintes dans le cadre sous sollicitations hydrauliques extrêmes à mi travée. On constate que la zone la plus critique est la jonction entre l'âme et la semelle où on obtient des contraintes légèrement supérieures à la valeur limite de 210 N/mm^2 . Cependant, ces contraintes restent inférieures à la limite de plasticité de l'acier, elles ne provoquent donc en aucun point la plastification de la structure. On peut raisonnablement accepter ces valeurs, d'autant plus qu'elles sont obtenues sous charges pondérées.

Des trois distributions de contraintes analysées ci-dessus, on peut, au regard des distributions obtenues formuler deux remarques :

- 1) La structure dimensionnée et optimisée est acceptable et a un comportement sécuritaire aux états limites ultimes vis-à-vis des charges appliquées
- 2) Les jonctions entre plaques sont des zones particulièrement sensibles où l'on voit généralement apparaître de fortes contraintes, elles requerront une attention toute

particulière lors de l'assemblage des différentes plaques afin de ne pas induire de concentration de contraintes en ces endroits

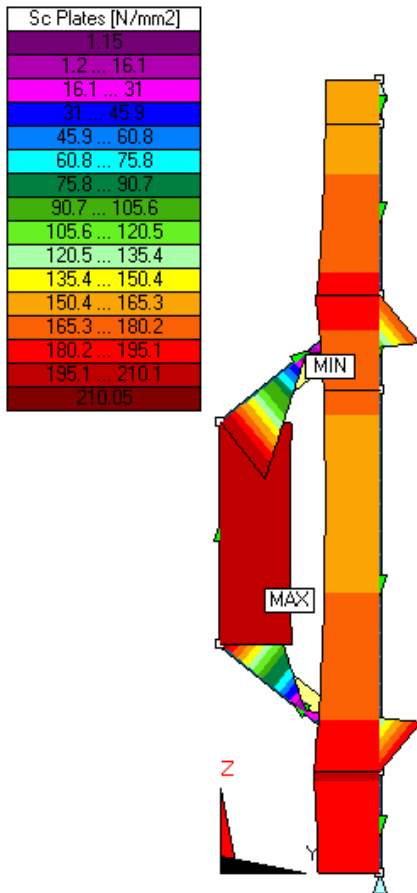


Figure 67 : Contraintes dans les plaques sous sollicitation hydraulique extrême ($S_{C, \text{Max}} = 210.05 \text{ MPa}$)

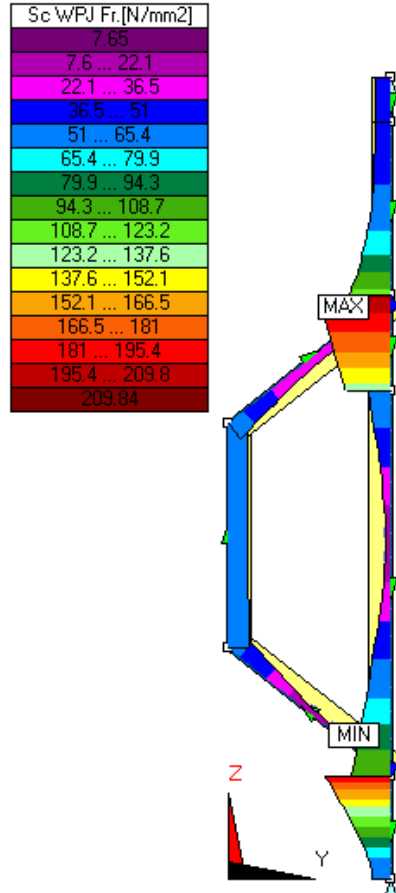


Figure 68 : Contraintes dans les cadres à la jonction âme-plaque sous sollicitation hydraulique extrême ($S_{C, \text{Max}} = 209.84 \text{ MPa}$)

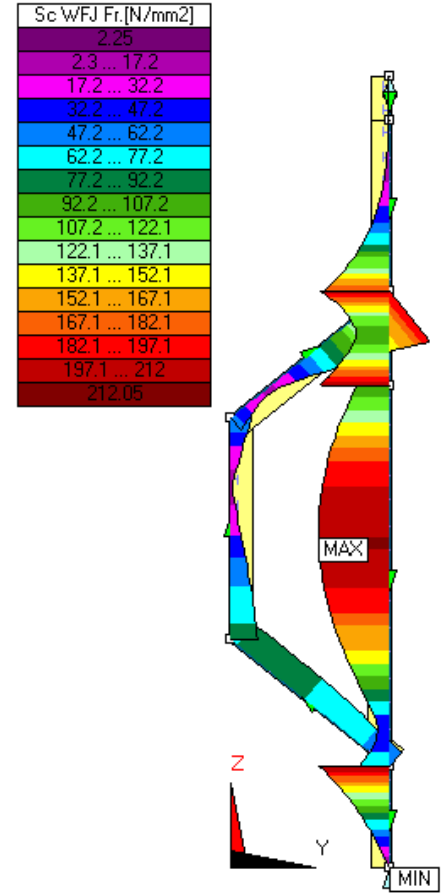


Figure 69 : Contraintes dans les cadres à la jonction âme-semelle sous sollicitation hydraulique extrême ($S_{C, \text{Max}} = 212.05 \text{ MPa}$)

La Figure 70 et la Figure 71 donnent les valeurs de déplacements sous sollicitations hydrauliques extrêmes (qui sont, rappelons-le, les sollicitations les plus défavorables) à mi travée. Les déformations sont données par rapport au repère local de la plaque, c'est pourquoi certaines valeurs sont positives et d'autre négatives. Cela explique aussi pourquoi les déplacements des membrures verticales sont nuls à la Figure 71.

En tous points de la structure, la déformée reste sous la limite donnée. On peut remarquer que l'état limite de service est un critère dimensionnant car le déplacement maximal est atteint.

Le centre de gravité de la structure se trouve en $(y ; z) = (1.32 ; 5.13)$. L'inertie flexionnelle autour de l'axe horizontal est de 5.49 m^4 et autour de l'axe vertical de 1.21 m^4 . On peut calculer la rotation aux appuis selon la théorie des poutres élastiques par

$$|\omega| = \frac{qL^3}{24EI} = \frac{407.4 \cdot 40000^3}{24 \cdot 210000 \cdot 1.21 \cdot 10^{12}} = 4.29 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$$

Cette valeur est légèrement inférieure à celle obtenue en première approximation qui était de $5 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$, ce qui confirme un bon comportement de la porte soumise aux charges maximales, et plus particulièrement un bon comportement des zones d'appuis en UHMWPE qui ne sont soumises qu'à de faibles rotations.

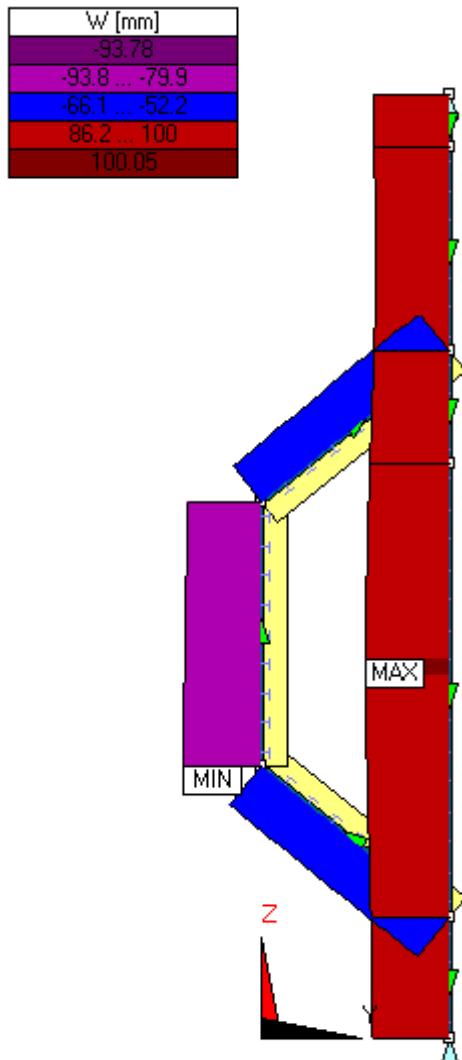


Figure 70 : Déplacements selon l'axe OY local sous sollicitations hydrauliques extrêmes

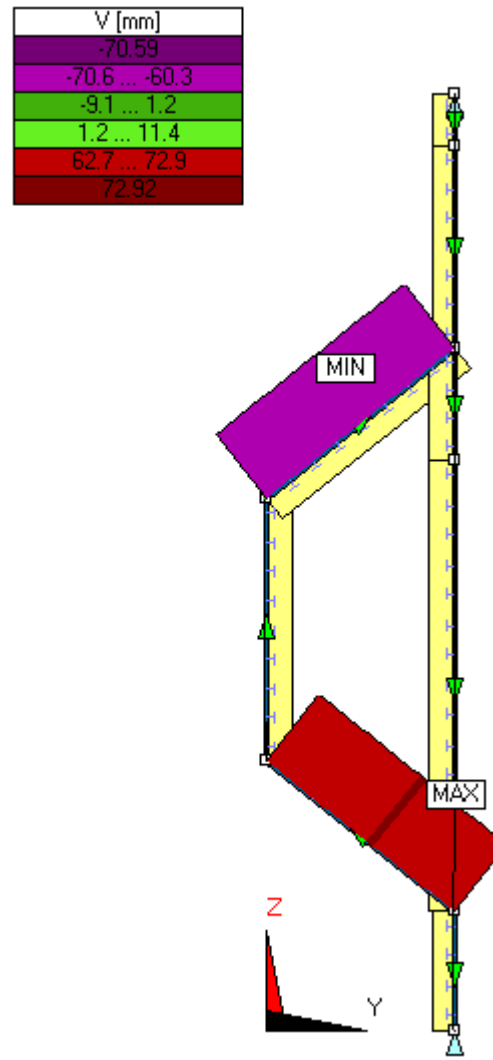


Figure 71 : Déplacements selon l'axe OZ local sous sollicitations hydrauliques extrêmes

5.3.7. Conclusion

Les dimensions obtenues par le dimensionnement des vannes de la barrière marée tempête de Thu Bo ont été comparées à celle de la vanne levante Nord du Hartel Kanaal en Hollande, les caractéristiques de cette vanne étant sensiblement similaires à celles des vannes de la barrière marée-tempête de Thu Bo. Il est sorti de cette comparaison qu'aussi bien le poids de la vanne que la dimension des vérins sont semblables, ce qui semble confirmer la validité des calculs effectués.

5.4. Conception du radier

Le radier remplit une triple fonction ; il assure la dissipation de l'énergie de la lame d'eau évacuée par les vannes, constitue la fondation de l'ouvrage et assure l'étanchéité au niveau du sol de la fondation (Rigo, 2010).

Différentes dispositions piles-radier sont envisageables. Dans le cas présent, nous avons opté pour un radier indépendant reposant sur les piles et culées (Figure 72) et non pas pour un radier général. En effet, le sol de fondation est de très mauvaise qualité et sera sujet à tassements différentiels. Il est préférable d'utiliser un radier indépendant de façon à y limiter les contraintes dues aux tassements. Le phénomène de tassement devra néanmoins être soigneusement étudié car, si les tassements différentiels devenaient trop importants, ils pourraient mener à un blocage de la porte levante.

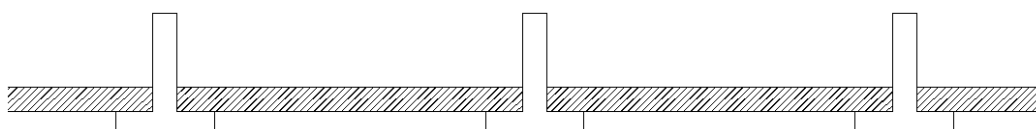


Figure 72 : Radier indépendant

Un radier de ce type est modélisé comme une poutre sur appuis élastiques (pour la partie qui repose sur le sol) avec deux appuis rigides (les appuis sur les piles). Cependant, il sera ici modélisé comme une poutre bi-appuyée car, le sol étant de mauvaise qualité, on peut négliger la contribution élastique de ce dernier.

La fonction principale du radier sera la protection du lit de la rivière contre l'érosion. En effet, la porte ne reposant pas sur le radier (cf. section 5.3.1), il ne sera soumis qu'à son poids-propre, aux pressions hydrostatiques et aux sous-pressions.

Comme il repose sur les piles et culées, la longueur du radier a été prise égale à celle des piles et culées, à savoir 30m et la largeur du radier est de 40m (entre distance entre les piles). Son épaisseur est déterminée par le critère de non-soulèvement.

En plus du critère de non-soulèvement, il faudra vérifier que le radier est stable par rapport au phénomène d'affouillement. Cela sera vérifié par la règle de Bligh, en prenant un coefficient multiplicateur de 3 pour les trajets verticaux afin de tenir compte de la différence entre la perméabilité verticale et horizontale.

Enfin, une fois ces vérifications effectuées, un rapide calcul permettra de définir approximativement la quantité d'acier nécessaire dans le radier.

5.4.1. Calcul de l'épaisseur du radier

Deux cas sont à étudier :

- Cas 1 : conditions extrême – porte fermée, $h_{\text{amont}} = 7.6\text{m}$ et $h_{\text{aval}} = 9.46\text{m}$ (Figure 73)
- Cas 2 : période de maintenance – porte ouverte et mise à sec de l'espace compris entre les extrémités de la pile (et donc du radier), $h_{\text{amont}} = h_{\text{aval}} = 9.01\text{ m}$ (Figure 74)

Le cas le plus critique pour le soulèvement est bien entendu le cas 2 car on ne bénéficie pas de contribution positive de la charge d'eau située au-dessus du radier.

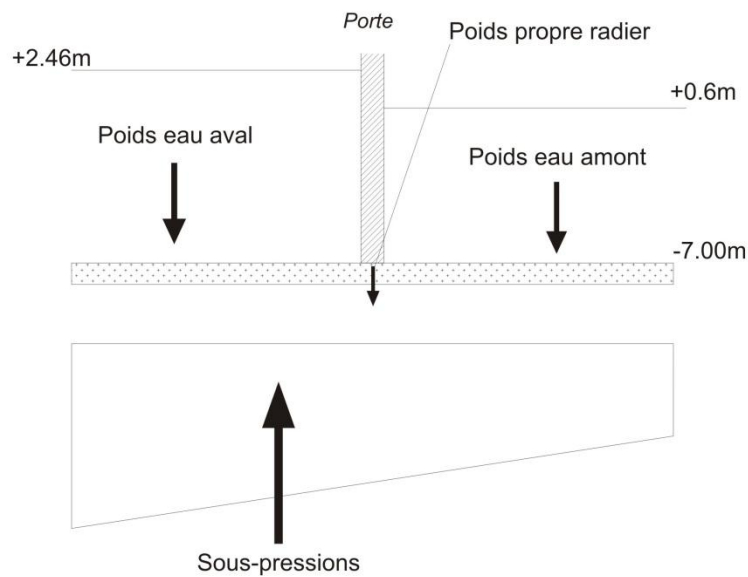


Figure 73 : Charge sur le radier en conditions extrêmes

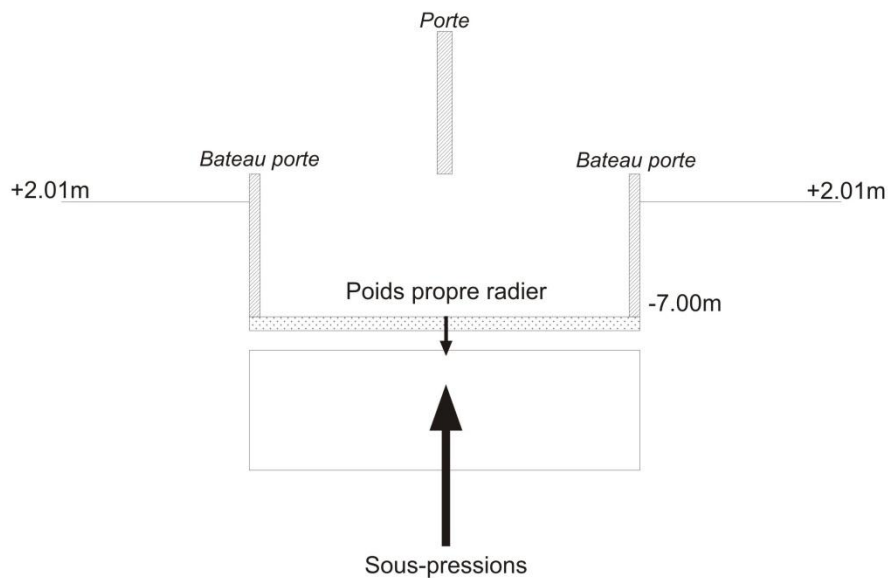


Figure 74 : Charges sur le radier en période de maintenance

Le critère de non soulèvement peut être exprimé par l'équation suivante où les charges ayant un effet bénéfique ont été pondérées d'un coefficient 0.9 et les charges ayant un effet négatif d'un coefficient de 1.5.

$$0.9 \cdot Charges_{effet\ bénéfique} = 1.5 \cdot Charges_{effet\ négatif}$$

$$\Leftrightarrow 0.9 \cdot (Poids_{eau\ aval} + Poids_{eau\ amont} + Poids_{propre_{radier}} + 2 \cdot Poids_{propre_{bateau\ porte}}) = 1.5 \cdot Sous - pressions$$

La seule inconnue de cette équation est l'épaisseur du radier. En effet, les différentes charges sont définies par les équations ci-dessous :

- $Poids_{eau\ aval} = L_{radier} / 2 \cdot h_{aval} \cdot \gamma_{eau}$
- $Poids_{eau\ amont} = L_{radier} / 2 \cdot h_{amont} \cdot \gamma_{eau}$
- $Poids_{propre_{radier}} = L_{radier} \cdot épaisseur_{radier} \cdot \gamma_{béton\ armé}$
- $Sous - pressions = L_{radier} / 2 \cdot (P_{amont} + P_{aval})$

Où

- $L_{radier} = 30\ m$
- $\gamma_{eau} = 10\ kN/m^3$
- $\gamma_{béton\ armé} = 25\ kN/m^3$
- h_{amont} et h_{aval} dépendent du cas de charge considéré

P_{amont} et P_{aval} sont calculés selon la règle de Bligh (Annexe 4) et sont nommés respectivement P_2 et P_1 .

Les résultats correspondant aux deux cas de charge précités sont repris dans le Tableau 41 ci-dessous. Les charges sont données par mètre courant de largeur. On constate bien que le cas de charge le plus défavorable est le cas 2 car c'est celui qui requiert la plus grande épaisseur de béton armé. On constate également que la quantité de béton requise dans ce cas est énorme. Il n'est pas économiquement raisonnable de placer un radier d'une telle épaisseur uniquement pour en empêcher le soulèvement. Rappelons en effet que le radier n'a ici aucun rôle structurel, il ne sert que de protection pour le lit de la rivière sous barrière.

Cas 1 : conditions extrêmes			Cas 2 : période maintenance		
Hauteur eau aval	9.46	m	Hauteur eau aval et amont	9.1	m
Hauteur eau amont	7.6	m	Hauteur eau centre	0	m
Épaisseur	1.36	m	Épaisseur	3.64	m
Poids _{eau aval}	1419.00	kN/m _{crt}	Poids _{eau aval}	0.0	kN/m _{crt}
Poids _{eau amont}	1140.00	kN/m _{crt}	Poids _{eau amont}	0.0	kN/m _{crt}
Poids propre _{radier}	1023.6	kN/m _{crt}	Poids propre _{radier}	2730	kN/m _{crt}
Potentiel P1	9.26	m	Potentiel P1	9.1	m
Potentiel P2	7.8	m	Potentiel P2	9.1	m
Pression P1	78.96	kN/m ²	Pression P1	54.6	kN/m ²
Pression P2	64.35	kN/m ²	Pression P2	54.6	kN/m ²
Sous-pressions	2149.56	kN/m _{crt}	Sous – pressions	1638	kN/m _{crt}

Tableau 41: Résultats de calculs d'épaisseur du radier

Il est évidemment peu économique de concevoir un radier en béton armé de 3.64 m d'épais. C'est pourquoi des solutions doivent être trouvées.

- La première consisterait à lester le radier en période de maintenance. Mais quand bien même ce lestage serait réalisé à l'aide de feuilles d'acier, il faudrait une épaisseur d'environ 80 cm d'acier sur toute la surface du radier, ce qui est totalement inconcevable.
- On peut tenir compte du poids du bateau porte et supposer que celui-ci soit appuyé sur le radier en période de maintenance. Mais cela a deux inconvénients majeurs :
 - On ajoute une charge concentrée aux extrémités du radier sur toute la largeur de celui-ci, ce qui risque de poser des problèmes d'un point de vue structurel
 - Malgré le poids important du bateau porte (environs 800 tonnes⁶), il n'a pas une grande influence sur les résultats car il faut diviser la charge due à ce poids par 40 afin de le rapporter à une charge par mètre courant. Au final, la charge supplémentaire due à la présence des bateaux portes est de 200 kN/m_{crt} par bateau. Cette charge additionnelle n'est pas vraiment significative par rapport aux charges hydrauliques appliquées.
- Le radier peut être ancré aux piles et ainsi bénéficier du poids des piles. Mais c'est en contradiction avec le choix d'un radier indépendant, donc cette solution ne sera pas retenue
- Le radier peut être ancré dans le sol. Cela implique évidemment un coût supplémentaire non-négligeable.
- On peut concevoir un radier préfabriqué creux en béton qu'on viendrait par la suite remplir de sable ou d'enrochements afin d'obtenir une masse suffisante pour contrebalancer les sous-pressions en période de maintenance, l'intérêt se situant au niveau du coût des matériaux, le sable ou les enrochements étant bien moins coûteux que le béton armé. Il faut dans ce cas veiller à utiliser des matériaux dont le poids volumique est proche de celui du béton armé, sans quoi le système ne serait pas efficace.

Des propositions citées ci-dessus, la dernière est la plus réaliste. Il faudrait cependant, dans le cadre d'études plus poussées, comparer le surplus de coût lié à la préfabrication du radier creux avec le surplus de coût lié à la construction d'un radier en béton armé de 3.64 m d'épais. En fonction du résultat de cette étude, la solution la moins chère sera mise en œuvre.

Pour la suite du travail, nous allons considérer que le radier a une **épaisseur totale de 4m**, une longueur de 30m, une largeur de 40m et est constitué d'un caisson rectangulaire en béton rempli de sable. Le poids propre du radier est de 3000 kN/m_{crt} de largeur.

5.4.2. Vérification du radier à l'affouillement

Comme signalé précédemment, cette vérification sera effectuée par la deuxième règle de Bligh. Celle-ci admet une variation linéaire du potentiel entre l'extrémité amont et aval (comme dans la première règle) ce qui permet de définir un gradient moyen $\Delta H/L$ où ΔH est la variation de hauteur entre l'amont et l'aval et L le chemin parcouru par une particule se déplaçant de l'amont vers l'aval (Rigo, 2010). Le gradient ainsi calculé est ensuite comparé à un gradient dit critique dont la valeur

⁶ Cette valeur est une approximation obtenue sur base du poids d'un bateau porte de 42m de long et 16m de haut dont le poids est de 1200 T. Cette information a été obtenue sur le site internet suivant : <http://www.laprovence.com/article/la-ciotat/un-bateau-porte-de-1200-t-prend-corps-sur-les-chantiers>

dépend du type de sol de fondation. Dans ce cas-ci, on a à faire à des argiles molles pour lesquelles $i_{crit} = 1/9 = 0.111$.

Si le gradient calculé était supérieur au gradient critique, il faudrait prévoir la pose d'éléments de parafoilles. En effet, un mur de parafoilles va provoquer un allongement du chemin parcouru par une particule. Cet effet est d'autant plus important que les trajets verticaux sont multipliés par 3 afin de tenir compte de la différence de perméabilité verticale et horizontale du sol.

La variation maximale entre les hauteurs d'eau amont et aval est de $\Delta H = 9.46 - 7.6 = 1.86 \text{ m}$. Le chemin parcouru par une particule se déplaçant d'amont en aval est de

$$L = L_{radier} + 3 \cdot (2 \cdot e_{radier} + 2 \cdot L_{parafoille})$$

Dans un premier temps, nous allons calculer le gradient hydraulique sans éléments de parafoilles. Si nécessaire, la taille des éléments de parafoilles sera déterminée par la suite. On a donc $L = 30 + 6 \cdot 4 = 54 \text{ m}$. On trouve alors

$$i = 1.86/54 = 0.034 < i_{crit}$$

Dans ces conditions, il n'y a aucun risque d'affouillement à craindre.

En toute logique, avec un radier de 30m de long et de 4m d'épaisseur, il n'y a aucun risque d'affouillements à craindre pour la barrière marée-tempête de Thu Bo. Mais, imaginons le cas extrême d'un dysfonctionnement des vérins entraînant la fermeture de la vanne lors d'une période de sécheresse (avec un niveau d'eau amont à -2.82m donc) et qu'en même temps se présente une marée de forte importance (le niveau d'eau aval est alors de +2.46m). Dans ce cas, certes fort peu probable, la variation de niveau d'eau est de 5.28m. On a alors un gradient hydraulique de $i = \frac{5.28}{54} = 0.098 < i_{crit}$. Dans ce cas encore, le gradient critique n'est pas dépassé et on ne risque aucun phénomène d'affouillement.

Par contre, sous de telles conditions, les sous-pressions seraient telles qu'elles provoqueraient un soulèvement du radier. La longueur de parafoilles nécessaire pour éviter ce soulèvement est de 3.5m. Il serait judicieux, dans le cadre d'études complémentaires de quantifier la probabilité d'occurrence de ce cas de chargement extrême. Si celle-ci s'avérait importante, il serait opportun de placer des éléments de parafoilles de 3.5m de long. Par contre, si la probabilité d'occurrence de ce cas de chargement s'avérait raisonnablement faible, le placement de parafoilles ne serait pas nécessaire.

Cependant, si les fondations venaient à se tasser de quelques centimètres, l'eau pourrait passer sous le radier, entre le radier et les fondations. Il faut prévoir des éléments de parafoilles pour parer à cette éventualité. Au vu des dimensions du radier, les parafoilles devraient avoir une dimension de 5 à 6m.

5.4.3. Calcul de la quantité d'armature nécessaire

La quantité d'armature nécessaire a été calculée selon la méthode expliquée par M. Dotreppe dans son livre *Béton Armé* destiné aux élèves de 3^{ème} bachelier en ingénieurs des constructions. Nous avons assimilé le radier à une poutre bi-appuyée dont nous avons considéré une section d'un mètre de large. Comme le radier est en caisson, la section élémentaire du radier est composée de deux

sections rectangulaires de 50 cm de haut espacées de 3 m. Cette section est représentée à la ci-dessous. Les dimensions sont données en mètres.

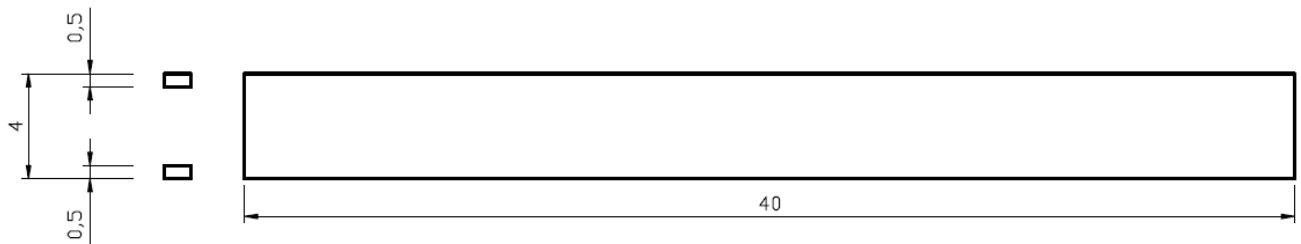


Figure 75 : Dimensions d'un élément de poutre de section de radier

Cette poutre est soumise à de la flexion pure due à son poids propre et aux actions hydrostatiques. Dans un premier temps, nous allons négliger les actions hydrostatiques sur les parois verticales du radier. Le moment de flexion maximum est donné par

$$M_{max} = \frac{p_{max} \cdot L^2}{8}$$

Où p_{max} est la résultante des charges pondérées. Les charges variables sont pondérées par 1.5 alors que les charges permanentes sont pondérées par 1.35. Dans notre cas, on a

$$p_{max} = 1.35 \cdot p_{poids\ propre} + 1.5 \cdot (p_{eau} + p_{sous-pressions})$$

Notons que quelle que soit la charge d'eau appliquée, $p_{eau} + p_{sous-pressions} = -4\text{ m d'eau}$. En effet, la pression p_{eau} exercée par l'eau est une force verticale vers le bas appliquée sur la partie supérieure du radier alors que les sous-pressions sont appliquées verticalement vers le haut sur la partie inférieure du radier, soit 4m plus bas. Par conséquent, la somme de ces deux efforts, qui n'est autre que la différence de pressions entre la partie inférieure et la partie supérieure du radier est une force verticale vers le haut correspondant à une pression de 4m d'eau.

Dès lors, on a $p_{max} = 1.35 \cdot 25 \cdot 4 - 1.5 \cdot 10 \cdot 4 = 75\text{ kN/m}$ et on trouve le moment sollicitant maximum

$$M_{sd,max} = \frac{75 \cdot 40^2}{8} = 15000\text{ kNm}$$

On peut également déterminer l'inertie de la section qui est dans ce cas donnée par $I = 2 \cdot A \cdot y^2$ (cf. Figure 76). On a donc $I = 2 \cdot (1 \cdot 0.5) \cdot 1.75^2 = 3.0625\text{ m}^4$. Connaissant le moment maximum et l'inertie de la section, on peut trouver les contraintes maximales :

$$\sigma_{max} = \pm \frac{M y_{max}}{I} = \pm \frac{M h}{2I} = \pm 9796\text{ kPa} = \pm 9.8\text{ MPa}$$

Le signe \pm indique que les contraintes maximales apparaissent en traction dans la partie inférieure de la poutre et en compression dans la partie supérieure de la poutre. L'élément de poutre étant auto-équilibré, la résultante de compression et la résultante de traction sont de même valeur.

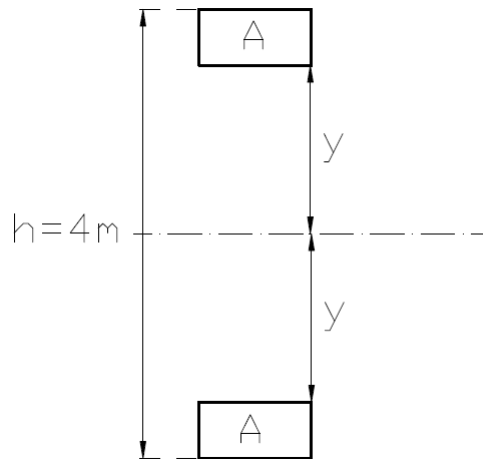


Figure 76 : Section du radier

Si on suppose que tout le béton de la section comprimée travaille en compression, qu'on néglige la composante de traction dans le béton, que le béton utilisé est du béton C25/30 et que l'acier utilisé est de l'acier S500 ($f_{yd} = 435 \text{ MPa}$), on a:

$$\begin{aligned}
 N_{\text{traction}} &= N_{\text{compression}} \\
 \Leftrightarrow A_{\text{acier}} \cdot f_{yd} &= A_{\text{béton}} \cdot \sigma_{\text{max}} \\
 \Leftrightarrow A_{\text{acier}} &= A_{\text{béton}} \cdot \frac{\sigma_{\text{max}}}{f_{yd}} = 1000 \cdot 500 \cdot \frac{9.8}{435} = 11264 \text{ mm}^2 = 112.6 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

Cette quantité d'acier correspond à placer 9 barres de 40mm de diamètre (ϕ_{40}), qui sont les plus grosses barres d'armature disponibles sur le marché, ou 19 barres de 28mm de diamètre (ϕ_{28}) sur un mètre de longueur de radier. Si on veut placer les barres en une seule nappe, il faut préférer l'usage de ϕ_{40} à celui de ϕ_{28} et ce pour des questions d'encombrement mais il ne faut pas perdre de vue que plus le diamètre des barres est important, plus il est difficile de les manipuler.

On peut maintenant déterminer le volume d'acier que cela représente sur toute la section du radier. En considérant qu'on ait placé des ϕ_{40} , on a

$$\begin{aligned}
 V_{\text{acier total}} &= n_{\text{barres pour 1m de large}} \cdot \text{Longueur}_{\text{radier}} \cdot \text{Section}_{1 \text{ barre}} \cdot \text{Largeur}_{\text{radier}} \\
 &= 9 \cdot 30 \cdot \pi \cdot \left(\frac{40 \cdot 10^{-3}}{2} \right)^2 \cdot 40 = 13.57 \text{ m}^3 \text{ d'acier}
 \end{aligned}$$

Plusieurs remarques s'imposent

- Les armatures à l'effort tranchant (étriers) n'ont pas été calculées ici
- Les zones d'appuis sont particulièrement sollicitées et sont donc très sensibles, elles devront être calculées avec soin dans le cadre d'études plus poussées
- Le calcul a été réalisé en assimilant le radier à une série de poutres juxtaposées bi-appuyées, ce qui signifie que l'effet plaque, qui est un effet bénéfique, a été négligé
- Les pressions hydrostatiques appliquées sur les parois verticales ont été négligées ; vérifions si cette hypothèse est réaliste :

- Lorsque la vanne est ouverte : les pressions agissant de part et d'autre du radier sont de même intensité et de direction opposée, elles induisent une compression du béton et un moment de flexion vers le haut. Cet effet est bénéfique car il tend à diminuer le moment maximum appliqué au radier
- Lorsque la vanne est fermée : les pressions agissant de part et d'autre du radier n'ont pas la même intensité et sont de direction opposée. Il en résulte une force horizontale (dont la valeur maximale est 43kN/m) dirigée vers l'amont. On peut calculer le coefficient de frottement minimum sous lequel se produirait le glissement du radier :

$$\mu_{min} = \left(\frac{P_{vert}}{P_{horizontal}} \right)^{-1} = \left(\frac{p_{max} \cdot Long_{radier} \cdot Larg_{radier}}{1.5 \cdot 43 \cdot Larg_{radier}} \right)^{-1} = \left(\frac{75 \cdot 30}{1.5 \cdot 43} \right)^{-1}$$

$$\mu_{min} = 0.029$$

Ce qui correspond plus ou moins au coefficient de frottement entre l'acier et le téflon, autant dire que c'est négligeable. Par conséquent, les efforts horizontaux peuvent être repris par frottement du radier sur le sol.

- En conclusion : l'hypothèse est réaliste

5.4.4. Récapitulatif

Les dimensions du radier sont les suivantes :

- Longueur : 30m
- Largeur : 40m
- Épaisseur : 4m
- Volume minimum d'acier d'armature 13.57 m³

5.5. Conception des piles et culées

Les piles et culées ont pour fonction de transférer les efforts horizontaux et verticaux appliqués sur les portes, le pont et le radier aux fondations. Elles ont également pour fonction de supporter la porte, les équipements mécaniques, les systèmes de levage, etc. Ces éléments ont pour inconvénients de réduire la section disponible pour l'écoulement et de provoquer des remous qui peuvent abimer les berges.

5.5.1. Forme des piles

5.5.1.1. Choix du profil

Jusqu'à présent, nous avons considéré que les piles étaient rectangulaires, d'une longueur de 30m, d'une largeur de 10m et la hauteur n'avait pas été définie clairement. Dans cette section, nous allons définir les dimensions manquantes et étudier la forme des piles afin qu'elles puissent remplir leur rôle en perturbant l'écoulement le moins possible.

En effet, les piles obstruent la section de la rivière et provoquent des décollements de la lame fluide, ce qui a pour effet de diminuer la section effective pour l'écoulement du débit. Il est possible de quantifier ce décollement, et donc de déterminer une largeur efficace, en fonction de la forme de la pile, la forme idéale ne provoquant aucun décollement étant la forme de Kutta-Joukowski. Cette

forme est difficilement réalisable en pratique et est très difficile à maintenir en bonne forme. C'est pourquoi on se contente de profils approchant cette forme. La largeur efficace est donnée par $B_e = B - 2 \cdot K_p \cdot H$ (cf. Figure 77) où H est la hauteur d'eau et K_p est un coefficient de contraction qui dépend de la forme de la pile, comme indiqué à la Figure 78.

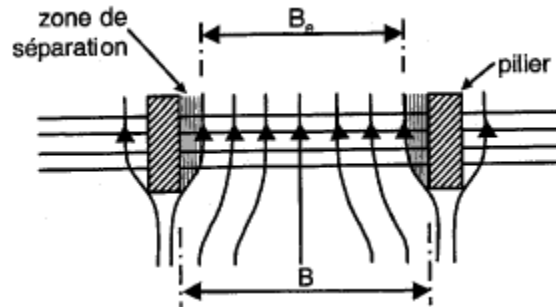


Figure 77 : Zone de séparation (Rigo, 2010)

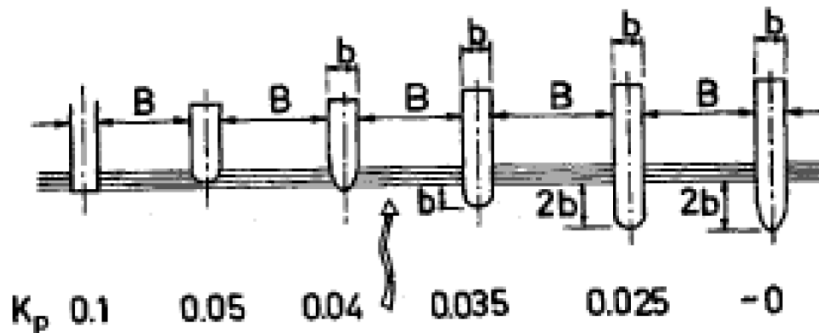


Figure 78 : Valeur du coefficient K_p en fonction de la forme des piles (Rigo, 2010)

On peut constater que plus la pile est longue et a une forme élancée, plus le coefficient de contraction est faible. D'un point de vue économique, cela représente un surplus de coûts non-négligeable car plus la forme est élancée, plus les coffrages sont complexes et plus la pile est longue, plus la quantité de béton nécessaire est importante. Dans le cas qui nous occupe, où l'écoulement de l'eau se fait dans les deux sens du fait des marées, il faut donc profiler les deux extrémités de la pile, ce qui augmente les coûts de coffrage.

Afin de parvenir à un compromis entre efficacité et coût, nous avons opté pour la quatrième option ($K_p = 0.035$) qui nous semblait être la plus raisonnable. Certes, ce profil requiert une plus grande longueur, mais comme la pile doit, en plus des équipements de levage, recevoir les appuis du pont, le choix de ce profil est réaliste. De plus, dans la publication de l'AIPCN de 2006, il est stipulé que "En pratique, la conception la plus courante et souvent la plus satisfaisante est une forme semi-circulaire du nez de la pile.", ce qui ne fait que nous conforter dans notre choix.

5.5.1.2. Dimensions principales en plan

Des réservations doivent être réalisées dans les côtés des piles afin de recevoir la vanne en position fermée et les bateaux-portes en période de maintenance. Afin d'avoir suffisamment d'espace pour placer les patins de glissement et l'étanchéité, nous avons prévu des encoches de 50 cm de profond pour les bateaux-portes et de 90 cm de profond pour la vanne levante. Leur largeur est respectivement déterminée par la largeur de la vanne ou des rainures du bateau-porte. La largeur de

la vanne est connue (cf. section 5.3) et est d'environ 25 cm (si on considère l'épaisseur de la tôle et la hauteur des cadres). L'encoche destinée à recevoir la vanne aura donc une largeur de 75cm, afin d'avoir suffisamment d'espace pour les patins de glissement. Par contre, les dimensions du bateau-porte ne seront pas calculées dans le présent rapport. Nous allons considérer qu'une encoche de 40cm de large suffit.

Notons que l'emplacement réservé pour la porte n'est pas centré par rapport à la longueur de la pile afin d'avoir une distance suffisante entre l'extrémité du pont et les tours soutenant la porte et les vérins.

La pile est représentée en plan à la Figure 80. Les zones hachurées y représentent les tours qui vont supporter les vérins et les quatre ronds représentent les appuis du pont sur la pile. Les dimensions y sont données en millimètres.

La représentation des appuis du pont est hypothétique et ne sera pas étudiée plus en détail dans ce travail. Le diamètre des piles de pont a été déterminé de façon à ne pas excéder la contrainte admissible du béton par compression :

- La charge due au pont est connue et vaut 922.5 T. Comme les piles de pont sont dédoublées, cela fait $F_{sd} = 461.25 \text{ T/appui}$. Cependant, comme nous avons choisi de placer deux piles de pont par appui, la charge transmise à chaque pile de pont est de $F_{sd} = 230.625 \text{ T/pile de pont}$
- La contrainte admissible de compression d'un béton C25/30 vaut $\sigma_{adm} = 16.67 \text{ MPa}$
- La contrainte dans le béton est calculée par $\sigma_{compression} = \frac{F_{sd} \cdot 1.5}{A_{pile \text{ pont}}} \leq \sigma_{adm}$
- On peut dès lors trouver la section de la pile de pont minimale, A:

$$A_{pile \text{ pont}} \geq \frac{2306.25 \cdot 10^3 \cdot 1.5}{16.67} = 207520 \text{ mm}^2$$
- Si on choisit de placer des piles cylindriques, le rayon minimum de la pile vaut 25.7 cm

Comme nous n'avons considéré que les efforts de compression dans le béton, que nous n'avons pas pris en compte le poids propre de la pile de pont et le risque de flambement de celle-ci, nous avons opté pour un diamètre de pile de pont de 1m, ce qui est beaucoup plus sécuritaire. Pour ce qui est de l'espacement des piles de pont, elles sont espacées de 4m (de centre à centre) selon des directions perpendiculaires et sont placées à 3m du bord.

Cela n'est pas le fruit d'un calcul mais le résultat d'une réflexion. En effet, il serait peu opportun de placer des appuis de pont de fort petite taille car il en résulterait des charges concentrées qui pourraient provoquer un écrasement local du béton, voire, si les appuis étaient placés à proximité du bord, provoquer un éclatement du béton. Le nombre d'appuis choisi n'est pas anodin non plus. Ils sont au nombre de quatre. De cette manière, le pont peut être construit à la manière d'un pont poutre isostatique. Les deux appuis alloués à chaque travée assurent un meilleur comportement en cas de sollicitations transversales (telles les effets sismiques par exemple) et permet d'appliquer la charge du pont de façon moins concentrée.

La Figure 79 représente les contours généraux de la pile et la partie grisée représente la zone prévue pour l'appui du radier, les dimensions sont données en millimètres. En effet, les charges provenant du radier sont transmises aux piles qui transmettent ensuite ces charges aux pieux de fondation. La

largeur de cette zone d'appui, appelons-la l' , a été déterminée de façon similaire à la section des piles de pont : sur base de la limitation des contraintes admissibles. Sachant que la charge maximale pondérée transmise par le radier est de 75 kN/m^2 (cf. section 5.4.3), ce qui correspond à une réaction au niveau de l'appui sur la pile de $3000 \text{ kN/m}_{\text{crit}}$, on trouve facilement

$$\sigma_{adm} \geq \frac{F_{Sd}}{l'} \Leftrightarrow l' \geq \frac{3000}{16.67} = 180.0 \text{ mm} = 18 \text{ cm}$$

La valeur minimale pour l' est faible. Pour des raisons constructives, on va prendre $l' = 50 \text{ cm}$. Il faut également déterminer l'épaisseur e' de cette zone d'appui. Pour ne pas risquer d'avoir des contraintes localisées trop importantes et pour des raisons constructives (principalement pour la disposition des armatures) nous avons choisi de prendre $e' = 50 \text{ cm}$.

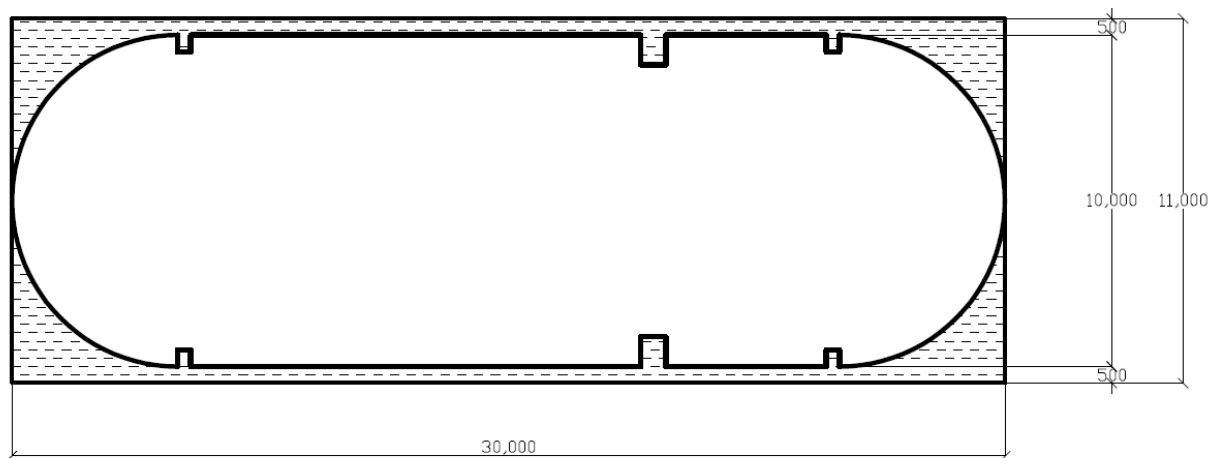
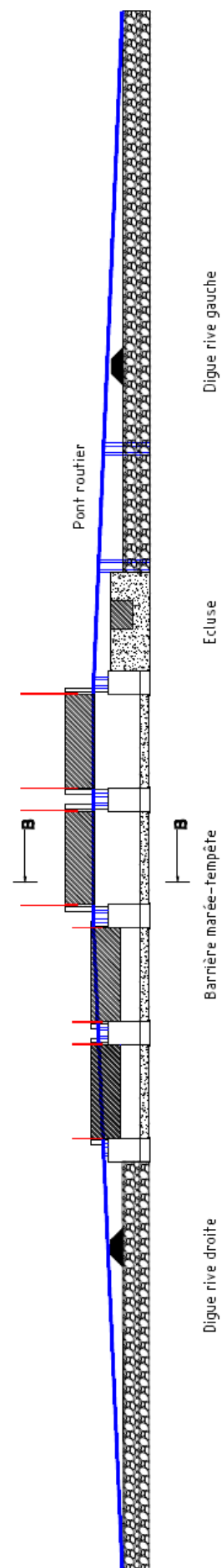
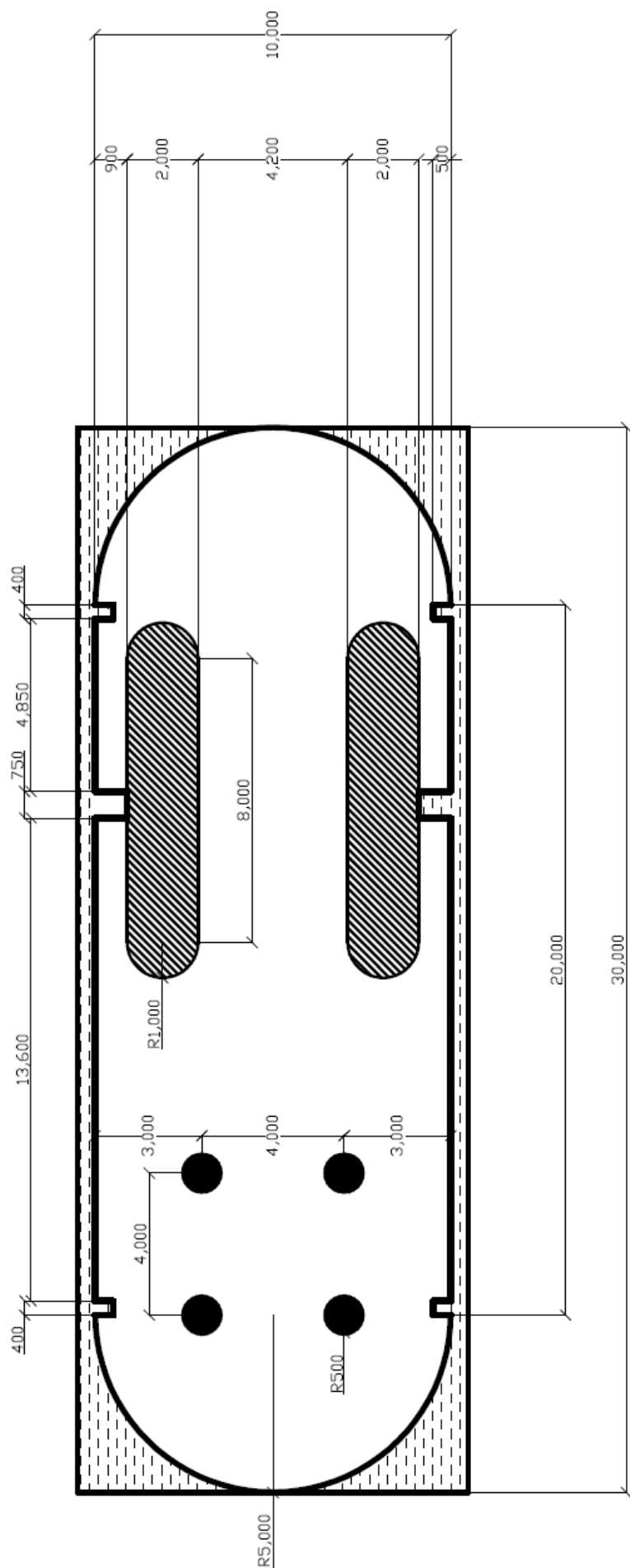


Figure 79 : Vue en plan de la pile et du support du radier

5.5.1.1. Dimensions principales en élévation et profil du pont

Les élévations sont représentées aux Figure 82 et Figure 83. Elles donnent les hauteurs des différents éléments constitutifs de la pile.

Notons que deux piles sont représentées sur la Figure 82 ; celle de droite est située entre les deux passes navigables et a donc deux tours identiques alors que celle de gauche est située entre une passe navigable et une passe non-navigable et a donc des tours de hauteur différente. La hauteur de la tour est conditionnée par le tirant d'air nécessaire aux navires, dans les passes navigables il est de 11 m alors qu'il est nul pour les passes non-navigables.



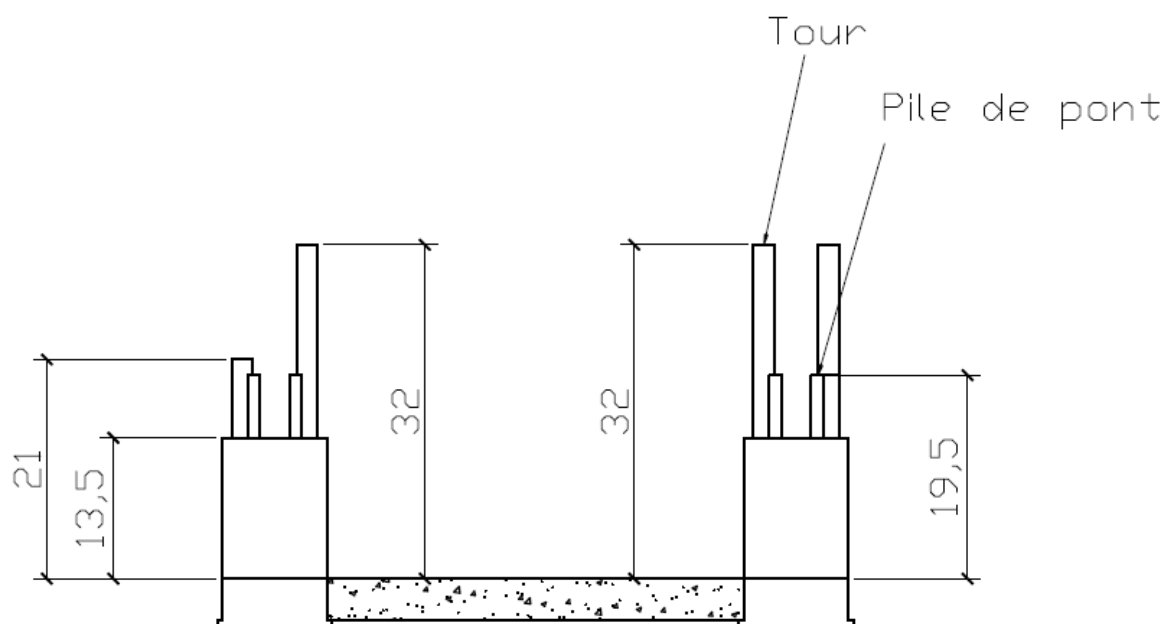


Figure 82 : Pile, vue en élévation

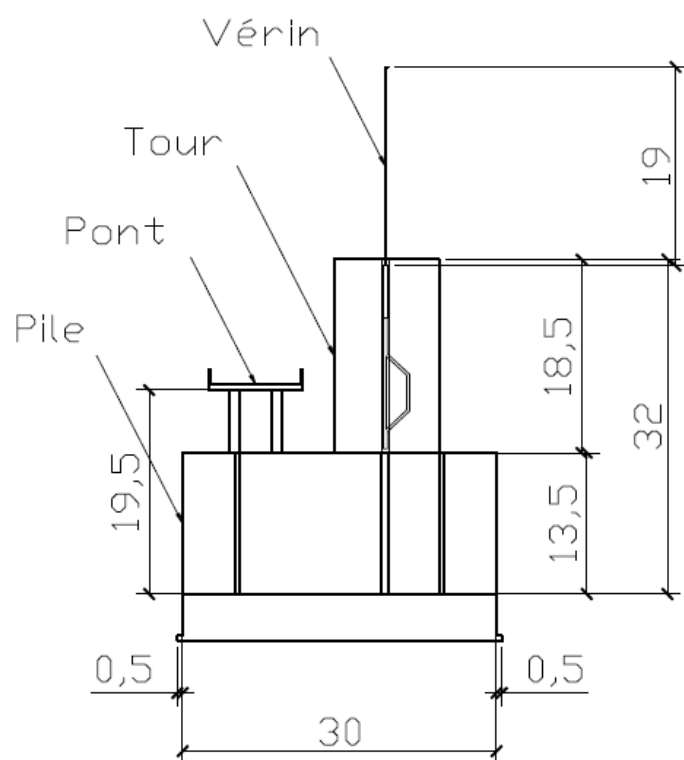


Figure 83 : Pile : deuxième vue en élévation

La hauteur des piles de pont varie. En effet, le pont a une inclinaison de 5% de part et d'autre des passes navigables. Le profil du pont est repris en bleu sur la Figure 81 (p.100).

5.5.2. Vérification de la stabilité de la pile

Les vérifications à effectuer sont de trois types :

- Vérification de la capacité portante du sol
- Vérification au glissement
- Vérification au décollement

La vérification de la capacité portante du sol ne sera pas réalisée ici car la pile est montée sur des pieux qui assurent la retransmission des efforts au sol.

La vérification au glissement peut se faire selon deux critères:

- 1) Glissement 1 : $S_f = \frac{\sum F_v}{\sum F_h} > 1$
- 2) Glissement 2 : $S_f = \frac{\tan \Phi \cdot \sum F_v + c \cdot B}{\sum F_h} > 3$

La vérification au décollement se fait en vérifiant que l'excentricité de la charge totale résultante par rapport au centre de la structure est inférieure au sixième de la longueur de la semelle, de façon à éviter tout décollement :

- 3) Décollement : $e = \frac{\Delta M}{\sum F_v} < \frac{B}{6}$

Avec $\sum F_v$ la résultante des efforts verticaux, $\sum F_h$ la résultante des efforts horizontaux, Φ l'angle de frottement interne, c la cohésion, B la longueur de la fondation, e l'excentricité et ΔM la résultante totale des moments ($\Delta M = \sum M_{stab} - \sum M_{déstab}$).

Les efforts appliqués sont repris sur la Figure 84 ci-dessous et leurs valeurs sont reprises dans le Tableau 42 ci-dessous. Les bras de levier et moments ont été calculés par rapport à l'extrémité amont de la pile (point A). Les efforts verticaux sont pris positifs vers le bas et les efforts horizontaux positifs vers l'amont. Les forces sont données en kN, les bras de levier en mètre et les moments en kNm.

Nom de la charge	F _v	F _h	Bras de levier	M _{stab}	M _{déstab}
P _{pont}	9225.00	-	22.80	210330.00	-
P _{porte}	2700.00	-	7.23	19507.50	-
P _{pile}	112391.75	-	15.00	1685876.18	-
P _{radier}	90000.00	-	15.00	1350000.00	-
P _{aval}	-	6962.00	3.93	-	27383.87
P _{amont}	-	-2888.00	2.53	7316.27	-
Sous – pressions ₁	-22800.00	-	15.00	-	342000.00
Sous – pressions ₂	-6300.00	-	20.00	-	126000.00
Somme	185216.75	4074.00	-	3273029.95	495383.87

Tableau 42 : Efforts sur les piles

La pile repose sur la couche géologique n°2 où la cohésion vaut 30.01 kPa et l'angle de frottement interne 16°55'. Comme les moments sont calculés par rapport au point A, l'excentricité des efforts

obtenue dans la vérification au décollement est une excentricité par rapport à A. Pour avoir l'excentricité par rapport au centre de la pile, il faut retrancher la valeur obtenue à la demi-longueur de la pile, c'est-à-dire à 15.

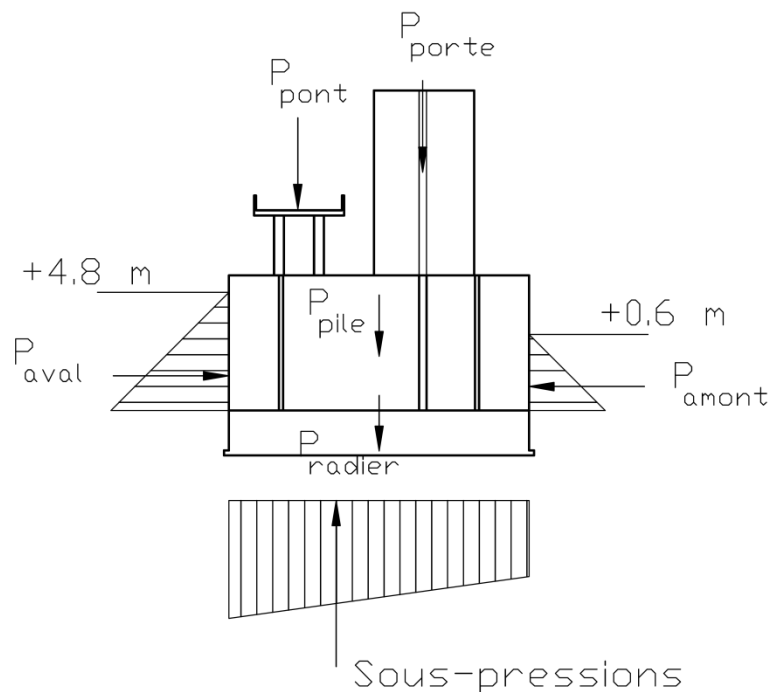


Figure 84 : Charges appliquées à la pile

Le Tableau 43 reprend les valeurs de coefficient de sécurité obtenues pour les différentes vérifications effectuées, les conditions à respecter et la dernière case conclue quant à la vérification ou non du critère. On peut en conclure que les piles ont un comportement stable vis-à-vis des actions qui leurs sont imposées. Notons que l'excentricité de la charge est très faible, cela est principalement dû au fait que les charges les plus importantes (le poids propre de la pile, le poids propre du radier et la partie rectangulaire des sous-pressions) sont appliquée au centre de la structure.

Vérification	Valeur	Condition	Conclusion
Glissement 1	45.46	>1	Ok
Glissement 2	14.05	>3	Ok
Décollement	$15-15.003 = 0.003\text{m}$	$>B/6 = 5\text{m}$	Ok

Tableau 43 : Vérification de la stabilité des piles

5.6. Conception des fondations

Les fondations sont des éléments essentiels dans une structure. Ce sont elles qui transfèrent les charges appliquées sur l'ouvrage au sol. Dans le cas de Thu Bo, le sol est de mauvaise qualité, il est donc nécessaire d'utiliser des fondations profondes. Celles-ci sont dimensionnées selon les règles exposées dans le cours de *Géotechnique* dispensé aux étudiants de 3^{ème} bachelier ingénieur des constructions et dans le cours d'*Ouvrages géotechniques* dispensé aux étudiants de 2^{ème} master ingénieur des constructions à l'ULg par le professeur Charlier.

Il a été choisi d'utiliser 12 pieux (deux rangées de 6 pieux) dont l'entraxe est de 4m dans les directions verticales et horizontales. Les pieux seront positionnés de façon telle que les centres des quatre pieux placés en aval correspondent avec le centre des quatre piles de pont (afin d'assurer une reprise directe des efforts du pont). Les pieux sont placés verticalement. Les charges horizontales seront reprises par frottement entre les piles et le sol.

5.6.1. Définition des dimensions des pieux

Les dimensions des pieux, à savoir longueur et diamètre, ont été définies sur base de deux critères :

- Les pieux doivent transmettre la totalité des charges au sol
- Les pieux doivent avoir un bon comportement sous les charges qui leurs sont appliquées

Le premier critère conditionne principalement la profondeur des pieux alors que le deuxième conditionne le diamètre des pieux.

5.6.1.1. Mise en équation du problème

La résistance d'un pieu est composée d'un terme de résistance à la pointe du pieu et d'un terme de résistance par frottement latéral :

$$Q_l = A \cdot f_s + S \cdot q_l$$

Avec :

- Q_l : la charge limite d'un pieu
- A : la section latérale du pieu
- S : la section de la pointe du pieu
- f_s : le frottement latéral (dépend du type de sol)
- q_l : la pression maximale admissible (dépend du type de sol)

Le frottement latéral peut être exprimé par $f_s = q_c/a$ où q_c est la résistance à la pointe et est donné par $q_c = c \cdot N_c$ pour les argiles et a est un coefficient qui vaut 50 pour les argiles.

La pression maximale admissible peut être déterminée sur base des caractéristiques du sol par la formule

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

Pour les fondations profondes, on néglige généralement le troisième terme. Les termes S_c et S_q sont des coefficients de forme et valent respectivement, pour des pieux circulaires, 1.3 et 1.2. On a donc

$$q_l = 1.3 \cdot c \cdot N_c + 1.2 \cdot \gamma \cdot D \cdot N_q$$

Avec

- c : la cohésion du sol
- γ : le poids volumique du sol
- D : la profondeur

- N_c et N_q des coefficients qui dépendent de l'angle de frottement interne ϕ et sont repris à la page 6-45 du livre de géotechnique du professeur Charlier

Pour un groupe de pieux, si ceux-ci sont rapprochés, les zones de mobilisation se chevauchent et la charge limite de chacun des pieux est inférieure à la charge limite du pieu isolé. Le rapport de ces deux charges limites s'appelle le coefficient d'efficacité k_{eff} . (Charlier, 2007). Ce coefficient dépend du rapport en d/D (entraxe pieux/diamètre pieux) :

- Pour $d/D > 7 \rightarrow k_{eff} = 1$
- Pour $2 < d/D < 7 \rightarrow k_{eff} = 0.51 + 0.07 d/D$
- Pour $d/D < 2$, la force portante du groupe de pieux est obtenue en additionnant les résistance en pointe individuelles et en prenant comme frottement latéral le frottement s'exerçant sur la surface circonscrite au groupe de pieux

Dans le cas qui nous occupe, nous avons quatre couches de sol (nommées de haut en bas 2a, 3, 2b, 4) dont les caractéristiques sont reprises dans le Tableau 44 . Pour chacune de ces couches ont été calculés :

- A_i , le périmètre frottant : $A_i = \pi \cdot D \cdot h_i$
- $q_{c,i}$, la résistance à la pointe : $q_{c,i} = N_c(\phi_i) \cdot c_i$
- $q_{l,i}$, la capacité portante du sol : $q_{l,i} = 1.3 \cdot q_{c,i} + 1.2 \cdot N_{q,i} \cdot \sum_{k=1}^{k=i} \gamma_k D_k$

Enfin, la capacité portante d'un pieu est obtenue par $Q_l = \sum_i q_{c,i} \cdot A_i/a + S \cdot q_{l,4}$.

	Cohésion (kPa)	Angle frottement interne(°)	Poids volumique (kN/m³)	Epaisseur (m)
<i>Couche 2a</i>	30.10	16.55	19.03	6.00
<i>Couche 3</i>	5.40	28.09	19.90	18.50
<i>Couche 2b</i>	30.10	16.55	19.03	2.00
<i>Couche 4</i>	5.20	28.52	19.46	27.24

Tableau 44 : Caractéristiques des couches de sol

5.6.1.2. Méthodologie utilisée et résultats

Afin de déterminer les dimensions des pieux, une feuille de calcul Excel reprenant la procédure exposée ci-dessus a été créée. Le coefficient d'efficacité est déterminé en fonction du rapport d/D et la capacité portante du groupe de pieux est alors obtenue.

L'effort sollicitant Q_{sd} est déterminé sur base du cas de charge le plus défavorable avec des charges pondérées. Les valeurs des charges utilisées sont reprises dans le Tableau 45 ci-dessous. Les pondérations sont de 1.35 pour les charges permanentes (poids pile, radier, porte et pieux) et de 1.5 pour les charges variables (effort pont). Nous avons considéré un coefficient de sécurité de 3 :

$$S_f = \frac{Q_l(\text{groupe de pieux})}{Q_{sd}} = 3$$

Charges non-pondérées			Charges pondérées		
Poids pile	112391.75	kN	Poids pile	151728.86	kN
Poids radier	90000.00	kN	Poids radier	121500.00	kN
Effort pont	9225.00	kN	Effort pont	13837.50	kN
Poids porte	2700.00	kN	Poids porte	3645.00	kN
Poids pieux	75977.10	kN	Poids pieux	102569.09	kN
Total	290293.85	kN	Total	393280.44	kN

Tableau 45 : Charges à considérer pour le calcul des fondations

Le solveur Excel permet de prendre en compte des conditions restrictives (comme par exemple la limitation de la contrainte admissible dans les pieux à 5 MPa) tout en faisant varier à la fois le diamètre et la longueur des pieux de manière à trouver un optimum qui satisfasse l'équilibre entre les charges appliquées et la capacité portante du groupe de pieux.

Les résultats sont les suivants : si on utilise 12 pieux, ils doivent avoir un diamètre de 2.5m et une longueur de 53.74m. Pour des raisons de simplicité, nous allons considérer qu'il faut construire 12 pieux de 2.5m de diamètre et de 54m de long. Le Tableau 46 reprend les résultats principaux obtenus avec ces dimensions alors que la Figure 85 donne la position des pieux de fondation.

Nombre de pieux	12	
Diamètre	2.50	m
Longueur	54.00	m
Contrainte dans le béton	4.93	MPa
Capacité portante 1 pieu	99345.30	kN
Capacité portante groupe de pieux	1185401.93	kN
Coefficient de sécurité	3.01	

Tableau 46 : Résultats du calcul des fondations

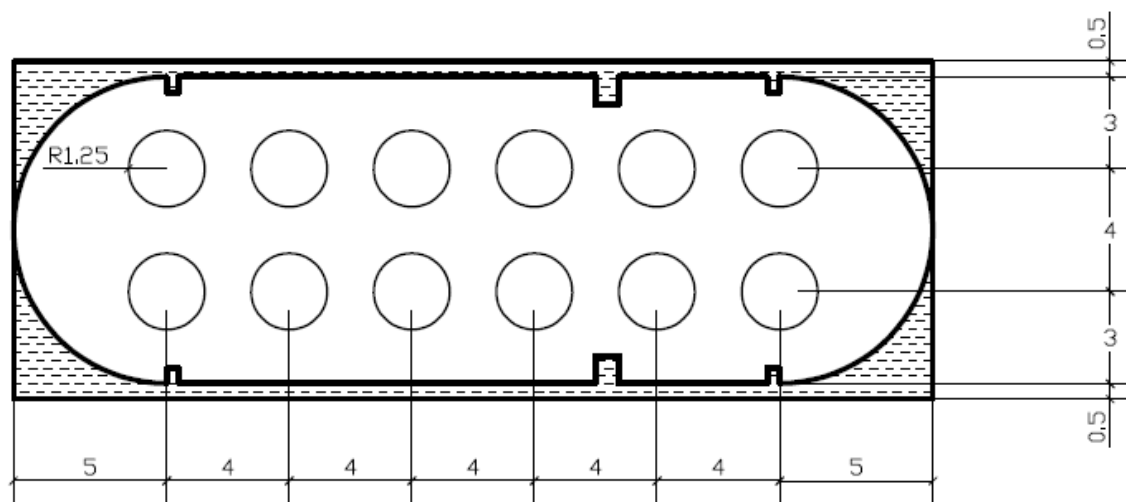


Figure 85 : Position des pieux de fondation

5.6.2. Tassements

Les tassements vont être déterminés sur base de la méthode itérative de transfert de charges exposée au chapitre 3 ("Tassement d'un pieu isolé") du cours d'*Ouvrages géotechniques* dispensé par le professeur Charlier à l'ULg.

5.6.2.1. Méthode utilisée

Le principe de la méthode consiste à rechercher la répartition des contraintes de frottement le long du fût du pieu en tenant compte d'un rapport de transmission de ces contraintes, fonction du déplacement relatif sol-pieu. Cette recherche se fait de manière itérative, en supposant des déplacements a priori et en les ajustant par approximations successives (Charlier, 2006).

Pour ce faire, on va supposer un modèle tri-linéaire de comportement de sol, comme présenté aux Figure 86 et Figure 87 ci-dessous.

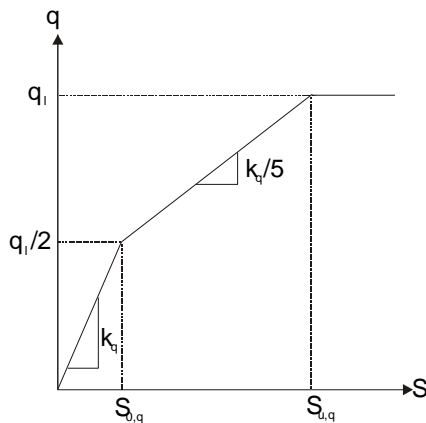


Figure 86 : Modèle tri-linéaire de comportement de la résistance limite à la pointe du sol

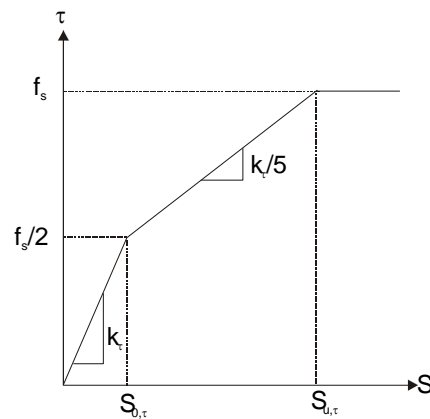


Figure 87 : Modèle tri-linéaire de comportement du frottement latéral du sol

Pour déduire la courbe chargement-tassement du pieu, nous allons subdiviser le pieu en tronçons et exprimer l'équilibre de chaque tronçon sous un tassement à la pointe donné. En procédant de la sorte pour chaque tronçon, on peut, sous un déplacement à la pointe donné, déterminer le tassement en tête et la charge correspondante.

Les coefficients k (pentes à l'origine) des Figure 86 et Figure 87 sont donnés par les expressions suivantes :

$$k_q = 11 \cdot \frac{E_M}{B} \quad \text{et} \quad k_\tau = 2 \cdot \frac{E_M}{B}$$

Où B est le diamètre du pieu et E_M est le module pressiométrique. f_s et q_l sont déterminés en accord avec les formules exposées au paragraphe 5.6.1.1.

5.6.2.2. Détermination des modules pressiométriques

Les valeurs des modules pressiométriques ne sont pas données dans les résultats des essais géotechniques (présentés à la section 3.3). Par contre, le nombre de coups des essais SPT est donné. Il existe une corrélation entre N et la résistance au cône q_c , entre q_c et la pression limite p_l , et entre p_l et E_M .

Le fait d'utiliser ces corrélations va introduire des erreurs. Les tassements ainsi obtenus ne seront donc que des approximations. Il serait opportun, dans le cadre d'études complémentaires, de déterminer de manière exacte les modules pressiométriques des différentes couches afin d'estimer les tassements avec plus de précision.

La première relation utilisée est donnée au *Table 6.2 Soil classification and ratio* dans Lunne *et al.* De 1997. Ce tableau donne une valeur au ratio $(q_c/p_a)/N$ en fonction du type de sol. p_a est la pression atmosphérique et vaut 100 kPa.

Le rapport q_c/p_l dépend du type de sol et vaut (Charlier, 2008) :

- Pour les argiles (couche 1) : 3
- Pour les limons (couche 2) : 6
- Pour les sables (couches 3 et 4) : 9

Le rapport E_M/p_l dépend du type de sol et de l'état de consolidation du sol. Pour un sol normalement serré ou consolidé, on a (Charlier, 2006) :

- Pour les argiles : 9 à 16
- Pour les limons : 8 à 14
- Pour les sables : 7 à 12

Les différents paramètres utilisés sont repris dans le Tableau 47 utilisés en fonction des différentes couches de sol à Thu Bo.

Couche	Ratio	N utilisé	q_c (kPa)	q_c/p_l	p_l (kPa)	E_M/p_l	E_M (kPa)
1	1	1	100	3	33.33	13	433.33
2	2	10	2000	6	333.33	13	4333.33
3	4	20	8000	9	888.89	11	9777.78
4	4	37	14800	9	1644.44	11	18088.89

Tableau 47 : Caractéristiques pressiométriques du sol

5.6.2.3. Résultats et conclusion

Les modules pressiométriques étant connus, on peut déterminer la courbe de chargement – tassement par la méthode itérative (Figure 88). Une fois cette courbe déterminée, connaissant la charge appliquée à un pieu, on peut déterminer le tassement de ce pieu.

Les charges appliquées aux pieux de fondations ont été définies dans le Tableau 45. Le tassement étant un état limite de service, il faut considérer les charges non-pondérées. De plus, les fondations étant composées de 12 pieux, il faut diviser la charge totale par 12. Par conséquent, la charge totale à reprendre par un pieu est de 24221.45 kN. De la courbe exposée à la Figure 88, on peut déduire que le tassement qui se produit sous une telle charge est d'environ $S = 7.5 \text{ cm}$, ce qui est acceptable au vu des dimensions des pieux.

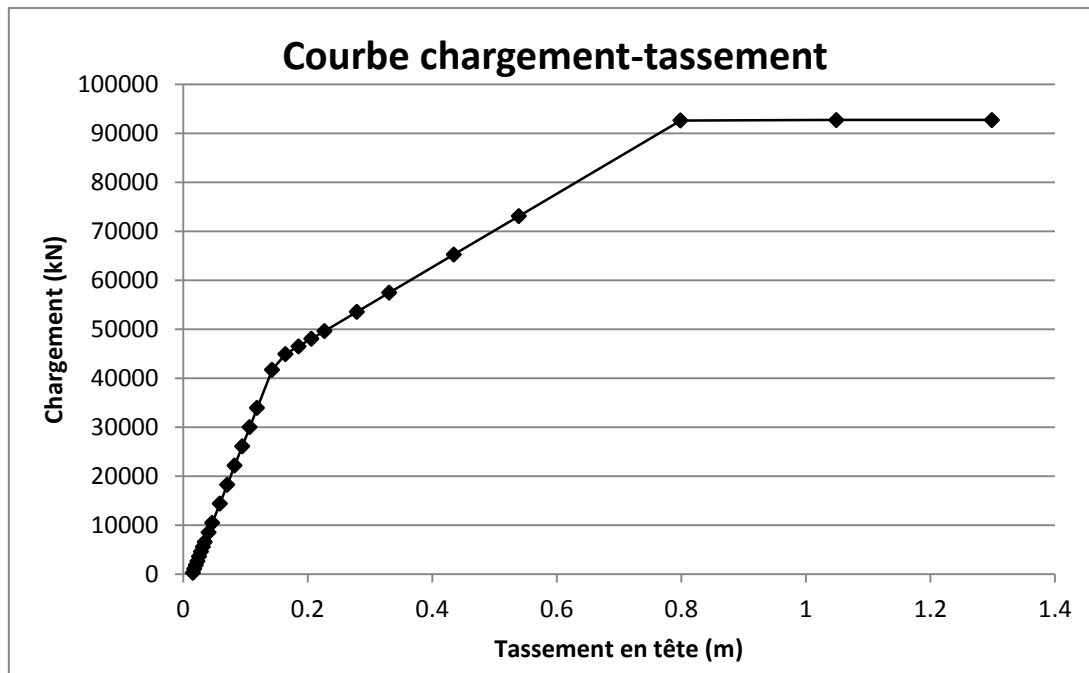


Figure 88 : Courbe de chargement - tassement

5.7. Protection des berges et du lit de la rivière

Les berges sont soumises à l'action des vagues (induites par le vent ou par le passage des bateaux) et du courant. De même, le lit de la rivière est sollicité par le courant et par les turbulences induites par la rotation des hélices des bateaux. Il faut prévoir un système de protection pour les berges et le lit de la rivière afin d'éviter qu'ils ne se trouvent érodés et affectent ainsi la stabilité de l'ouvrage.

Diverses mesures de protections existent :

- L'utilisation d'un enrochement
- Les gabions
- Les blocs de béton
- ...

Nous avons décidé d'opter pour un système de protection en enrochement, l'enrochement consistant en un épais tapis de pierres. Ce système est très économique, aisément mis en place et facile d'entretien.

Les berges et le lit de la rivière sont sollicités à la fois par des courants et par des vagues, ces sollicitations sont listées ci-dessous :

- Courants :
 - Naturel : limité à 2 m/s pour des raisons de navigation
 - Induits par les bateaux : fonction du type de bateaux, déterminé au paragraphe 5.7.1.1
 - Induits par le vent : 2 % à 3 % de la vitesse du vent, donc négligeable
- Vagues :

- Induites par le vent : déterminées au paragraphe 5.7.1.3
- Induites par les bateaux : déterminées au paragraphe 5.7.1.2

5.7.1. Détermination des sollicitations

5.7.1.1. Courant induit par les bateaux

Le bateau de projet a des dimensions correspondant aux bateaux de la classe CEMT Va. Ce type de bateau est équipé d'un propulseur dont les caractéristiques principales (issues de Federal Waterways Engineering and Research Institute, 2005) sont reprises ci-dessous :

- Puissance du propulseur : 1200 kW
- Diamètre de l'hélice : 1.7 m
- Nombre de rotations de l'hélice par minute : 310 à 400 min⁻¹

On peut déterminer le courant induit par ce type de bateau selon l'équation suivante (Escameia, 1998):

$$U_b = \alpha \cdot 1.15 \cdot \left(\frac{P_d}{D_0^2} \right)^{0.33} \cdot \frac{D_0}{Z_b}$$

Où :

- α est un coefficient dans la valeur varie entre 0.25 et 0.75 en fonction du type de bateau, nous prendrons $\alpha = 0.5$.
- P_d est la puissance du propulseur (en kW).
- D_0 est donné en fonction du diamètre de l'hélice et de la présence ou non de tuyère. Nous avons supposé que le bateau de projet n'est pas équipé d'une tuyère, par conséquent, $D_0 = 0.7D_p$.
- Z_b est la distance verticale entre l'axe de l'hélice et le lit de la rivière. Dans les conditions les plus défavorables, le niveau d'eau minimum est à -2.82m. Par conséquent il n'y a que 4.18m d'eau dans le bras de rivière. Le tirant d'eau du bateau de projet est de 3.5m. Sachant que généralement l'hélice n'est pas placée au plus bas de la coque du bateau, on peut admettre que la valeur minimale de Z_b soit de 1.5m.

Par conséquent, on trouve $U_b = 4.22 \text{ m/s}$.

5.7.1.2. Vagues induites par les bateaux

Selon Escameia, 1998, il est conseillé de procéder à des enregistrements dans le cours d'eau afin de déterminer l'amplitude des vagues primaires et secondaires liées au passage d'un bateau. Lorsque de telles informations ne sont pas disponibles, il est possible d'obtenir une valeur approximative sur base d'un un tableau donnant des valeurs usuelles de vagues aux Royaumes Unis. Afin de pouvoir procéder à un prédimensionnement des ouvrages de protection, nous nous sommes référés à ce tableau (Table 2.5, p.31) et avons pris la borne supérieure. La hauteur de vague à considérer est donc de 0.5 m.

5.7.1.3. Vagues induites par le vent

La hauteur significative (H_s) ainsi que la fréquence (T_z) des vagues induites par le vent peuvent être obtenues par les équations simplifiées de Sverdrup-Munk-Bretschneider (SMB):

$$H_s = 0.00354 \cdot \left(\frac{U_{10}^2}{g} \right)^{0.58} \cdot F^{0.42}$$

$$T_z = 0.581 \cdot \left(\frac{F \cdot U_{10}^2}{g^3} \right)^{0.25}$$

Où

- U_{10} est la vitesse de référence du vent à une altitude de 10 m et vaut 45 m/s (cf. paragraphe 5.1.3)
- g est l'accélération de la pesanteur et vaut 9.81 m/s²
- F est la longueur de fetch et dépend de la direction des vents. Dans notre cas, $F = 2.5 \cdot B$ où B est la largeur de la rivière et vaut 300m, par conséquent $F = 750m$

On trouve alors $H_s = 1.26$ m et $T_z = 3.68$ s. La hauteur de vague maximale est obtenue en multipliant la hauteur de la vague significative par 1.3, on a alors $H_i = 1.3 \cdot H_s = 1.64$ m.

5.7.1.4. Résumé des actions

- Courant :
 - Naturel : 2 m/s
 - Induits par les bateaux : 4.22 m/s
- Vagues :
 - Induites par les bateaux: 0.5m
 - Induites par le vent: 1.64 m à une fréquence de 3.68 s

On constate que les actions déterminantes sont le courant induit par les bateaux et les vagues induites par le vent. Notons que le courant induit par les bateaux va principalement affecter le lit de la rivière alors que les vagues induites par le vent vont principalement affecter les berges.

5.7.2. Dimensionnement de l'enrochement

5.7.2.1. Pour résister au courant induit par les bateaux

La dimension caractéristique des pierres est déterminée sur base de trois équations :

1. Escarameia et May (1992) :
 - $D_{n50} = 0.05 \cdot \left(\frac{U_d^2}{s-1} \right)$ pour des revêtements continus
 - $D_{n50} = 0.064 \cdot \left(\frac{U_d^2}{s-1} \right)$ aux angles des revêtements
2. Pilarczyk (1990)

$$D_{n50} = \frac{\phi}{s-1} K_h K_s^{-1} \frac{U_d^2}{2g}$$

3. Maynard (1993)

$$D_{30} = S_f C_s y \left(\left(\frac{1}{s-1} \right)^{0.5} \frac{U_d}{\sqrt{K_1 g y}} \right)^{2.5}$$

Les différents termes de ces équations ne seront pas explicités dans ce travail, ils peuvent être obtenus dans l'ouvrage *River and Channel Revetments, A design manual* publié par Escarameia en 1998. Notons cependant que

- D_{n50} est le diamètre d'une pierre sphérique équivalente (d'où l'indice n) pour lequel 50% des pierres composant l'enrochement ont un diamètre qui lui est inférieur (d'où l'indice 50)

D_{30} est le diamètre d'une pierre pour laquelle 30% des pierres composant l'enrochement ont un diamètre qui lui est inférieur et de façon empirique, $D_{30} = 0.7 D_{50}$ Équation 1	
Revêtement continu	$D_{n50} = 0.54 \text{ m}$
Aux angles du revêtement	$D_{n50} = 0.69 \text{ m}$
Équation 2	
Revêtement continu	$D_{n50} = 0.52 \text{ m}$
Aux angles du revêtement	$D_{n50} = 0.87 \text{ m}$
Équation 3	
$D_{30} = 0.36 \text{ m}$	
$D_{50} = 0.51 \text{ m}$	

Tableau 48 : Diamètre de pierres nécessaire pour résister au courant induit par les bateaux

5.7.2.2. Pour résister aux vagues induites par le vent

La formule à utiliser est la suivante :

$$D_{n50} = 0.34 \cdot \frac{H_i}{s-1} \cdot I_r^{0.5}$$

Avec $I_r = \frac{\tan \alpha}{\left[\frac{(2\pi H_i)}{(1.3gT_z^2)} \right]^{0.5}}$

Avec $s = 2.65$ et $\alpha = 14^\circ$, on trouve $D_{n50} = 0.34 \text{ m}$.

5.7.2.3. Conclusion

Au vu des résultats obtenus dans les deux sections précédentes, il serait judicieux d'opter pour des pierres de diamètre différent en fonction de leur emplacement. Les dimensions maximales correspondant aux différents cas de sollicitations sont reprises dans le Tableau 49.

Résister à l'action du courant	Revêtement continu	0.54 m
	Angles du revêtement	0.87 m
Résister à l'action des vagues		0.34m

Tableau 49 : Dimension maximales en fonction des vérifications

Une possibilité est de placer des pierres de diamètre différent dans le lit de la rivière, à l'intersection entre les berges et le lit de la rivière et sur les berges. Comme l'action du courant est décisive pour la stabilité du lit de la rivière et que l'action des vagues est décisive pour la stabilité des berges, on pourrait utiliser des pierres de 54 cm pour le lit de la rivière, des pierres de 34cm pour les berges et des pierres de 87 cm pour la zone transitoire entre le lit et les berges.

L'épaisseur de l'enrochement doit être de minimum $2D_{50}$. Les enrochements ont généralement une granulométrie étendue, caractérisée par un rapport de diamètres D_{85}/D_{15} compris entre 1.5 et 2.5 et par un rapport de masses W_{85}/W_{15} compris entre 3.4 et 16.

Notons que pour la protection des berges, il est d'usage de prolonger l'enrochement au-dessus du niveau d'eau maximal d'une hauteur $h = 2H$ où H est la hauteur de vague maximale. Par conséquent, l'enrochement des berges doit être surélevé de 3.28 m par rapport au niveau d'eau maximum, ce qui correspond à réaliser l'enrochement des berges jusqu'au niveau $2.46 + 2 \cdot 1.64 = 5.74$.

En conclusions, le Tableau 50 reprend les dimensions principales de l'enrochement dans les différentes zones. Les longueurs d'application des enrochements dans les différentes zones (et par conséquent le volume d'enrochements qui en découle) sont des approximations. Dans le lit de la rivière et dans la zone transitoire, il a été décidé de placer l'enrochement sur 100m de part et d'autre de l'ouvrage. Les berges devront quant à elles être protégées sur la totalité de la longueur du cours d'eau (si d'autres études prouvant la non-nécessité du revêtement sur d'autres tronçons de la rivière ne sont pas réalisées).

	Berges	Zone transitoire	Lit de la rivière
D_{50} (m)	0.34	0.87	0.54
Épaisseur (m)	0.68	1.74	1.08
Longueur d'application	Du niveau -6 m au niveau +5.74 m, sur une longueur de 40m sur chaque rive	Du niveau -7m au niveau -6m sur une longueur de 10m sur chaque rive	Au niveau -7m, sur une longueur de 200m
Volume d'enrochements nécessaire (m^3/m_{crt})	54.4	34.8	216

Tableau 50 : Dimensions de l'enrochement

5.8. Méthode de construction

Dans cette section sont dimensionnés les rideaux de palplanches utilisées durant les phases de construction des pieux et des piles. Les éléments préfabriqués ne seront pas étudiés ici.

5.8.1. Méthode utilisée

La méthode de dimensionnement utilisée est la méthode de Blum, exposée au chapitre 9 du livre de Géotechnique publié par Robert Charlier en 2007. Nous allons commencer par déterminer la longueur des palplanches, et plus particulièrement la fiche, puis nous déterminerons les moments maximums à reprendre par ces palplanches de façon à les dimensionner.

Les palplanches seront placées de façon à former un caisson étanche au centre de la rivière. Afin d'assurer la rigidité de ce caisson, des poutres transversales seront placées à 5m du lit de la rivière. Elles assureront une fonction d'encastrement. Ce système de poutres sera complété par la présence de traverses placées en oblique et au centre du caisson (cf. Figure 89).

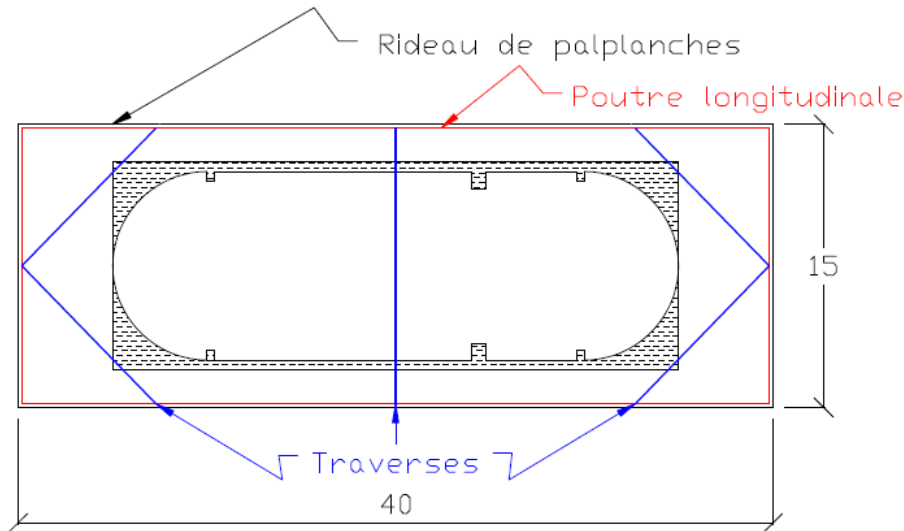


Figure 89 : Plan de disposition des palplanches

Nous allons supposer que les poutres transversales jouent le rôle d'un ancrage. Par conséquent, nous allons utiliser la théorie de Blum pour un rideau ancré. Cette théorie permet de déterminer à la fois la longueur de la fiche et le moment maximum appliqué à la palplanche, mais aussi la force appliquée dans l'ancrage. Dans notre cas, cette charge sera transmise aux poutres longitudinales et traverses.

5.8.2. Mise en équations et résultats

Le diagramme des efforts idéalisés selon Blum est repris à la Figure 90. On peut exprimer l'équilibre autour du point N par l'équation suivante :

$$Q(l+x) - \int_{-l_0}^l p(l+x-a)da + \frac{\gamma K_R}{6} x^3 = 0$$

La seconde relation exprime que la flèche en l_0 est nulle car l'ancrage constitue un point d'appui supposé fixe :

$$\frac{Q(l+x)^3}{3EI} - \int_{-l_0}^l \left(\frac{p(l+x-a)^3}{3EI} + \frac{p(l+x-a)^2 a}{2EI} \right) da + \frac{\gamma K_R}{120EI} (4x^5 + 5lx^4) = 0$$

En éliminant la force Q , donnée par la première équation, on obtient une nouvelle équation en x . Cette nouvelle équation peut être écrite à l'aide d'une variable adimensionnelle $\xi = x/l$:

$$0.8\xi^5 + 2.5\xi^4 + 2\xi^3 - m_2\xi^2 - 2m_2\xi - m_2 + n_2$$

$$\text{Où } m_2 = \frac{6}{\gamma K_R l^3} \int_{-l_0}^l p \cdot a \, da \quad \text{et} \quad n_2 = \frac{6}{\gamma K_R l^5} \int_{-l_0}^l p \cdot a^3 \, da$$

La valeur de x connue, on peut déterminer l'effort dans le tirant : $Q = \int_{-l_0}^l p \, da - \frac{\gamma K_R}{6(l+x)} (m_2 l^3 + x^3)$

Enfin, le moment de flexion maximum est obtenu par

$$M_{max} = \frac{\gamma K_R}{6} \left(\frac{l \cdot x}{l+x} \cdot (-m_2 l^2 + x^2) + 2 \left(\frac{m_2 l^3 + x^3}{3(l+x)} \right)^{\frac{3}{2}} \right)$$

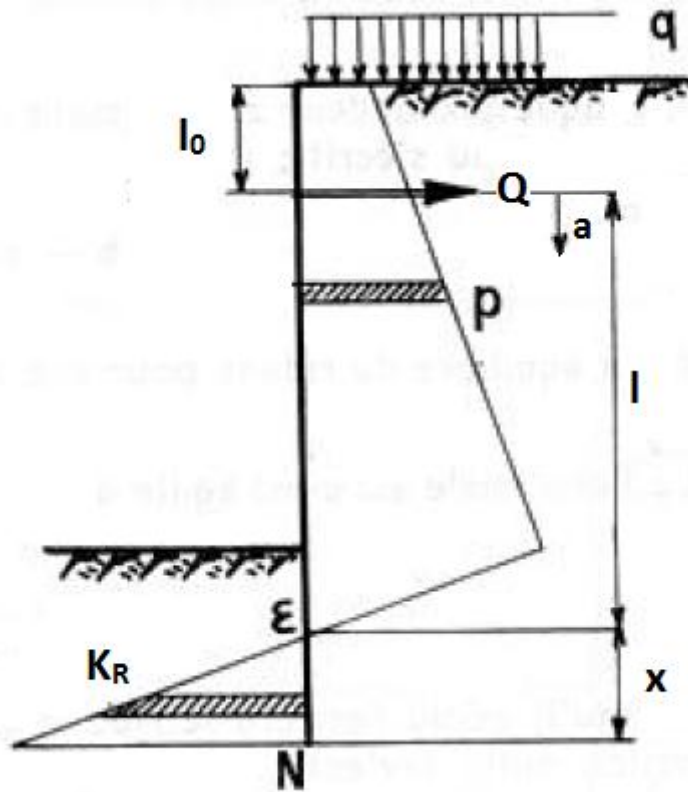


Figure 90 : Actions idéalisées selon Blum

Les caractéristiques du sol sont les suivantes :

- γ est le poids du sol, comme on est en milieu saturé, il faut considérer le poids volumique du sol déjaugé : $\gamma = \gamma_d = 9.03 \text{ kN/m}^3$
- $K_R = K_p - K_a$ est la différence entre les coefficients de poussée des terres (avec $\phi = 16.92^\circ$) :
 - $K_p = \tan^2(45^\circ + \frac{\phi}{2}) = 1.82$
 - $K_a = \tan^2(45^\circ - \frac{\phi}{2}) = 1/K_p = 0.55$
 - Donc on a $K_R = 1.27$
- $l = 12.93 \text{ m}$
- $p = \gamma_w \cdot a$ avec $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$

On obtient successivement les résultats suivants :

- $m_2 = 0.234$
- $n_2 = -0.1174$

- $\xi = 0.573$
- $x = 7.4 \text{ m}$
- $Q = 269.9 \text{ kN}$
- $M_{max} = 882.76 \text{ kNm}$

Si on considère une sur-hauteur de 90 cm au dessus du niveau d'eau maximum (qui est situé à +2.1 m), la longueur totale de la palplanche est donné par : $L_{palplanche} = 5 + l + x = 25.33 \text{ m}$ avec une fiche totale de $L_{fiche} = l - 5 + x = 15.33 \text{ m}$.

Nous allons vérifier si la longueur de cette fiche est suffisante que pour prévenir les risques d'affouillement. Tout comme pour la conception du radier, nous allons utiliser la règle de Bligh qui consiste à vérifier que le gradient hydraulique est bien inférieur au gradient critique $i_{crit} = 1/9$. Dans ce cas-ci, on a $\Delta H = 9.1 \text{ m}$ et le chemin à parcourir, $L = 2 \cdot 3 \cdot L_{fiche} = 92 \text{ m}$. On trouve $i = \frac{\Delta H}{L} = \frac{9.1}{92} = 0.099 < i_{crit}$, la structure est sécuritaire vis-à-vis des risques d'affouillement.

Afin de définir un profil de palplanche, on peut calculer le module de flexion élastique minimal, généralement exprimé en cm^3 par mètre de longueur de rideau :

$$\frac{I}{v} \geq \frac{M_{max}}{\sigma_a}$$

Où σ_a est la contrainte admissible dans l'acier. Des profils de palplanches peuvent être obtenus dans le catalogue général des palplanches publié par le groupe Arcelor-Mittal en 2009. Diverses nuances d'acier sont disponibles ; S240, S270, S320, S355, S390, S430 et S460. Nous avons opté pour la nuance S355, assez usuelle. Dans ces conditions, le module de flexion élastique minimum est de $2486.6 \text{ cm}^3/\text{m}$.

Plusieurs types de palplanches sont disponibles. Nous avons opté pour des palplanches de type Z (Figure 91), pour lesquelles les serrures se trouvent au centre des semelles. La continuité de l'âme assure un bon transfert de l'effort rasant. Les avantages de ce type de profil sont multiples (Arcelor-Mittal, 2009) et consistent, entre autre, en un rapport module de flexion/poids compétitif et une faible déformabilité due à un module d'inertie élevé. Pour les sollicitations appliquées, le profil à utiliser est un profil AZ26. La largeur d'un élément de palplanche étant de 63cm, il faut prévoir 175 unités par caisson.

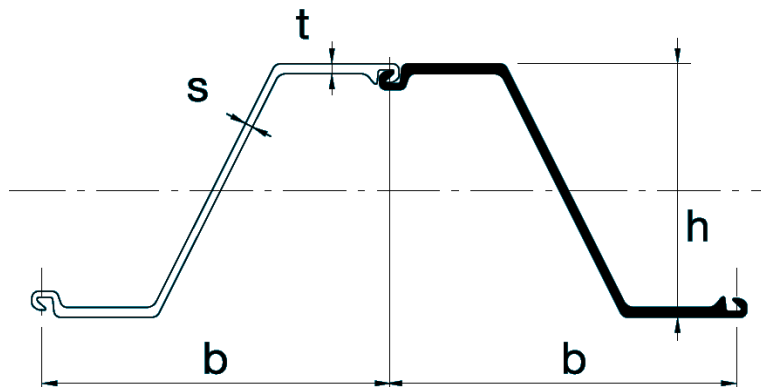


Figure 91 : Profil Z

5.9. Conclusions pour la conception détaillée

Le Tableau 51 ci-dessous reprend les principales dimensions des différents éléments étudiés dans la section 5. Y sont également repris les poids et/ou volumes associés à ces éléments. Ce tableau permet de visualiser rapidement les quantités à de béton/acier/sable/enrochements à prévoir pour la réalisation de ce projet en vue de réaliser une feuille de coûts.

Notons qu'abstraction a été faite en ce qui concerne l'écluse (et du barrage fixe qui lui est adjoint) car elle n'a pas été étudiée dans le présent rapport. Or, de façon générale, la construction d'une écluse implique d'importants coûts. Il serait bon, dans le cadre d'une étude complémentaire d'étudier l'écluse de façon plus approfondie afin de déterminer les couts engendrés par la construction de cet ouvrage.

Elément	Matériaux	Longueur (m)	Largeur (m)	Hauteur (m)	Volume (m³)	Poids T	Nombre d'unités	Volume total (m³)	Poids total (T)
Vanne	Acier	40.00	< 2.5	12.50	28.50	269.00	4	114.00	1076.00
Radier	Béton armé (caisson)	30.00	40.00	2 * 0.5	1760.00	4400.00	4	7040.00	17600.00
	Sable	30.00	40.00	3.00	3600.00	9000.00	4	14400.00	36000.00
	Acier (armatures)	-	-	-	13.57	103.13	4	54.28	412.53
Pont	Béton armé	~1000	9.00	-	-	922.5 T (/50m)	1	-	18450.00
Pile	Béton armé (pile)	30.00	10.00	13.50	3760.29	9400.72	5	18801.44	47003.59
	Béton armé (tours)	10.00	2.00	18.50	354.12	885.30	8	2832.96	7082.39
	Béton armé (piles de pont)	1.00	1.00	6.00	6.79	16.96	20	135.72	339.29
Fondations	Béton armé	2.50	2.50	54.00	265.07	636.17	60	15904.31	38170.35
Protection berges et lit de la rivière	Enrochement (berges)	200.00	80.00	0.68	10880	-	-	10880.00	-
	Enrochement (zone transitoire)	200.00	20.00	1.74	6960	-	-	6960.00	-
	Enrochement (lit)	200.00	200.00	1.08	43200	-	-	43200.00	-

Tableau 51 : Récapitulatif des dimensions et quantités des différents éléments

Tous les éléments constituant la barrière ont été calculés de la façon la plus exacte possible. Cependant, des règles de calcul simplifiées ont généralement été utilisées. Dans le cadre d'études plus complètes, il serait judicieux de recalculer ces éléments avec les méthodes les plus poussées existant à ce jour afin de limiter tout risque d'erreur dû aux approximations réalisées.

Il serait intéressant de chiffrer les résultats obtenus en termes de coûts. Néanmoins, les coûts de production, construction et transport diffèrent fortement entre le Vietnam et la Belgique, c'est pourquoi il est difficile de chiffrer le budget que représente la construction de la barrière marée-tempête de Thu Bo. Qui plus est, de nombreux aspects n'ont été abordés que très superficiellement et ne peuvent dès lors pas être quantifiés en termes de coûts. Les coûts totaux pouvant être obtenus au vu des résultats présentés dans ce travail ne seraient alors pas représentatifs de la réalité.

6. Conclusions et perspectives

La conception de la barrière marée-tempête de Thu Bo s'est déroulée selon trois phases principales.

La première consistait en l'étude du problème dans l'état actuel des choses. C'est-à-dire l'étude de la situation actuelle à Ho Chi Minh Ville, la compréhension des origines et causes du problème et l'étude des contraintes et conditions limites liées à la nature du sol, l'environnement, l'hydrologie, les conditions atmosphériques, etc. Cette première phase a permis de tracer les limites du problème et de définir les données qui allaient être utilisées dans les phases suivantes de conception.

La seconde phase visait à une conception générale du projet ; choix de l'implantation, du type de vanne à utiliser, des dimensions de la barrière,... Tous ces choix ont été validés par l'utilisation d'analyses multicritères et d'études de sensibilité. À la fin de cette phase, il a été décidé de placer l'ouvrage à construire dans la troisième zone de construction (à savoir la position la plus en aval) selon la troisième disposition étudiée (à savoir centrer les passes navigables sur l'axe naturel du cours d'eau). Il a également été décidé que l'ouvrage serait composé de quatre vannes levantes, dont deux navigables. Cette phase a également permis de définir les dimensions générales de l'écluse.

Enfin, la troisième phase résidait en une conception plus détaillée des différents éléments constituant l'ouvrage. À l'aide de logiciels adaptés et en faisant appel à des personnes ressource bien ciblées, les vannes, radiers, piles, fondations et enrochements ont été pré-dimensionnés pour résister à différents cas de chargements.

L'ensemble de ces phases réalisées, il a été possible de calculer un métré approximatif. Les quantités de béton, d'acier, de sable et d'enrochements nécessaires à la construction de la barrière marée-tempête de Thu Bo (sans le complexe éclusier) sont données dans le Tableau 52 ci-dessous.

Matériau	Béton	Acier	Sable	Enrochement
Poids (T)	128645.63	1488.53	36000.00	-
Volume (m³)	44714.42	168.28	14400.00	61040.00

Tableau 52 : Poids et volume de matériaux nécessaires

Le plan A3, situé après la conclusion, donne une vue d'ensemble du projet. Très peu de dimensions y sont données car les dimensions des différents éléments ont été définies tout au long de ce travail, principalement dans la section 5.

Lors de la réalisation de ce travail, plusieurs limitations ont été mises en évidence, qu'elles soient dues à un manque de moyen technique ou de temps ou liées aux méthodes utilisées. Il en ressort une série de suggestions quant à ce qu'il serait opportun d'étudier dans le cadre de travaux futurs. Ces suggestions sont reprises ci-dessous par sujet de façon synthétique.

- Réaliser une étude complète des sédiments dans la rivière et de leur effet sur le fonctionnement de l'ouvrage
- Conception

- Étude de l'écluse dans son entièreté
- Étude du barrage fixe dans son entièreté
- Étude du pont routier
- Étude plus approfondie des méthodes de construction, d'acheminement et de mise en place des matériaux
- Définition d'un planning de construction
- Établir un planning de maintenance
- Étude du bateau-porte devant servir lors des maintenances
- Effet dynamiques
 - Phénomènes de vibration et cavitation
 - Si le design de la vanne est modifié et qu'une surverse est admise, étudier les effets dynamiques liés à cette surverse
 - Effets de turbulence lors de la fermeture non-synchronisée des vannes
- Vanne
 - Étudier d'autres géométries dont
 - une géométrie menant à une possibilité de surverse
 - une géométrie où le caisson raidisseur serait à hauteur variable (forme parabolique)
 - Procéder à une analyse détaillée des vérins et vérifier, entre autre, leur comportement à la fatigue qui a été jugé critique
 - Étudier les assemblages des plaques, et particulièrement du point de vue concentration de contraintes
 - Étudier les dispositifs de protection contre les impacts de façon approfondie
- Radier
 - Étudier la probabilité d'occurrence du cas de chargement accidentel
 - Comparer le surplus de coût lié à la préfabrication du radier creux avec le surplus de coût lié à la construction d'un radier en béton armé de 3.64 m d'épais
- Piles
 - Tenir compte des ouvrages de protection des vannes contre les impacts dans le dimensionnement des piles
- Fondation
 - Procéder à des essais pressiométriques afin de déterminer les valeurs du module pressiométrique et de la pression maximale admissible dans les différentes couches de sol
- Protection des berges et du lit de la rivière
 - Étudier l'ensemble du cours d'eau afin de pouvoir déterminer avec précision la longueur d'application des dispositifs de protection

Cette liste est non-exhaustive, chose normale pour un projet d'une telle ampleur. De plus, le projet de Thu Bo n'est pas un projet isolé vu qu'il s'inscrit dans le cadre du projet MARD. Indirectement, ce sont donc des millions de personnes qui sont concernées par ce projet et qui verront leurs conditions de vie améliorées, c'est toute une région qui verra ses infrastructures améliorées. Ce projet va inéluctablement participer à l'essor économique (déjà important) de la région.

Par contre, une défaillance au sein de la barrière de Thu Bo pourrait vite tourner en catastrophe à grande échelle car ce sont les mêmes millions de personnes qui vont être concernées. C'est pourquoi, lors de la conception de projets d'une telle dimension, la plus grande prudence s'impose.

7. Annexe 1

APPENDIX 2 : Minimum span of the barrier to meet the requirement of rainfall drainage with P = 10% or with maximum current velocity $V_{\max} = f(Q/\Omega)$ via the barrier

(Attachment with the Decision 1600/QĐ-BNN-XDCB on 14/6/2010 by MARD)

Name of structure	To meet the requirement of rainfall drainage with P = 10%		Corresponding with maximum current velocity $V_{\max} < 2,0\text{m/s}$		Corresponding with maximum current velocity $V_{\max} < 1,5\text{m/s}$		Corresponding with maximum current velocity $V_{\max} < 1,0\text{m/s}$	
	Opening	Bottom elevation	Opening	Bottom elevation	Opening	Bottom elevation	Opening	Bottom elevation
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
Thu Bo Barrier							90	-4
	80	-4	70	-5	120	-5	90	-6
	60	-6	40	-8	60	-8	60	-8

APPENDIX 3 : Maximum river water level at the structure location after finishing the project with different probabilities

(Attachment with the Decision 1600/QĐ-BNN-XDCB on 14/6/2010 by MARD)

No.	P%	Thu Bo Barrier
1	0.1	1.93
2	0.2	1.91
3	0.5	1.87
4	0.6	1.86
5	1	1.85
6	1.5	1.83
7	2	1.82
8	5	1.77
9	10	1.74
10	50	1.62

APPENDIX 4 : Minimum river water level at the structure location after finishing the project with different probabilities

No.	P%	Thu Bo Barrier
1	90	-2.74
2	95	-2.78
3	97	-2.80
4	98	-2.82
5	99	-2.84

***Note:** Minimum river water level in this table includes the effect of upstream flood, tide, drain, and water level different created by the structure system

APPENDIX 5 : High water level with probability of 5% on additional probability line

Thu Bo Barrier
1.51

APPENDIX 6 : Low water level with probability of 98% on additional probability line

Thu Bo Barrier
-2.55

APPENDIX 7 : Maximum river water level at the structure location after finishing the project and including the effect of the climate change to 2050 with different probabilities

(Attachment with the Decision 1600/QĐ-BNN-XDCB on 14/6/2010 by MARD)

No.	P%	Thu Bo Barrier
1	0.1	2.2
2	0.2	2.18
3	0.5	2.14
4	0.6	2.13
5	1	2.11
6	1.5	2.10
7	2	2.09
8	5	2.05
9	10	2.01
10	50	1.9

APPENDIX 8 : Maximum river water level at the structure location after finishing the project and including the effect of the climate change to 2100 with different probabilities

(Attachment with the Decision 1600/QĐ-BNN-XDCB on 14/6/2010 by MARD)

No.	P%	Thu Bo Barrier
1	0.1	2.52
2	0.2	2.46
3	0.5	2.37
4	0.6	2.36
5	1	2.31
6	1.5	2.27
7	2	2.25
8	5	2.16
9	10	2.10
10	50	1.94

***Note:** Maximum river water level in this table includes the effect of upstream flood, tide, drain, and water level different created by the structure system.

8. Annexe 2

HH = House Hold

Option 1

Location	I. Affected household							
	Severely affected				Slight affected		Total of Affected HH and AP by Duc Hoa irrigation	
	Total severely affected HH	Loss house	Loss shop	loss over 30% agricultural land	Number of slight affected HH	Number of slight affected person	Number of affected HH	Number of affected person
	HH	HH	HH	HH	HH	Persons	HH	Persons
Long An province								
Long Phung Commune	81	65					81	337
Tan Lan Commune	31	19					31	94
Total	112	84					112	431
Location	II. Acquire land							
	Residential land	Đất lâu năm	Garden land	Agricultural land	Total of compensation land	River and road land without compensation	Total of acquire land	
	(m ²)	(m ²)	(m ²)	(m ²)	(m ²)	(m ²)	(m ²)	
Long An province								
Long Phung Commune	14424.5	15590	15431	54185	99630.5	2500	102130.5	
Tan Lan Commune	58679	43820	0	36796	139295	3300	142595	
Total	73103.5	59410	15431	90981	238925.5	5800	244725.5	
Location	III. Other affected assets							
	House	Shop	Crop	Tree	Grave		Well	
	(m ²)	(m ²)	(m ²)	(cây)	Xây	Đất	(cái)	
Long An province								
Long Phung Commune	12562			3.829	0	0		
Tan Lan Commune	12323.9			120.987	0	0		
Total	24885.9			124.816	0			

Option 2

Location	I. Affected household							
	Severely affected				slight affected		Total of Affected HH and AP by Duc Hoa irrigation	
	Total severely affected HH	Loss house	Loss shop	loss over 30% agricultural land	Number of slight affected HH	Number of slight affected person	Number of affected HH	Number of affected person
	HH	HH	HH	HH	HH	Persons	HH	Persons
Long An Province								
Long Phung Commune	193	96					193	636
Tan Lan Commune	12	7					12	39
Phuoc Dong commune								
Total	205	103					205	675
Location	II. Acquire land							
	Residential land	Đất lâu năm	Garden land	Agricultural land	Total of compensation land	River and road land without compensation	Total of acquire land	
	(m ²)	(m ²)	(m ²)	(m ²)	(m ²)	(m ²)	(m ²)	
Long An Province								
Long Phung Commune	92452	50486	64352	668234	875524	50000	925524	
Tan Lan Commune	1500	6886	4464	27555	40405	18000	58405	
Phuoc Dong commune				100000	100000	7000	107000	
Total	93952	57372	68816	695789	915929	75000	1.090.929	
Location	III. Other affected assets							
	House	Shop	Crop	Tree	Grave		Well	
	(m ²)	(m ²)	(m ²)	(cây)	Xây	Đất	(cái)	
Long An Province								
Long Phung Commune	19026.7			6253	428	15		
Tan Lan Commune	1030			380	0	0		
Phuoc Dong commune								
Total	20056.2			6633	443	15		

Option 3

Location	I. Affected household							
	Severely affected				slight affected		Total of Affected HH and AP by Duc Hoa irrigation	
	Total severely affected HH	Loss house	Loss shop	loss over 30% agricultural land	Number of slight affected HH	Number of slight affected person	Number of affected HH	Number of affected person
	HH	HH	HH	HH	HH	Persons	HH	Persons
Long An Province								
Dong Thanh Commune	115	67					115	402
Phuoc Dong commune	140	34					140	204
Total	255	101					255	606
Location	II. Acquire land							
	Residential land	Đất lâu năm	Garden land	Agricultural land	Total of compensation land	River and road land without compensation	Total of acquire land	
	(m ²)	(m ²)	(m ²)	(m ²)	(m ²)	(m ²)	(m ²)	
Long An Province								
Dong Thanh Commune	19275	2351	13847	46796.8	82269.8	11801.97	94071.8	
Phuoc Dong commune	8320	0	8426	178351.3	195097.3	4662.96	199760.24	
Total	27595	2351	22273	225148.1	277367.1	16464.93	293832	
Địa danh	III. Other affected assets							
	House	Shop	Crop	Tree	Grave		Well	
	(m ²)	(m ²)	(m ²)	No	Xây	Đất	No	
Long An Province								
Dong Thanh Commune	6475.406			2095	17	0		
Phuoc Dong commune	3478.896			782	28	0		
Total	9954.302			2877	45			

- *The average income of affected commune*
Option 1:

Location	The average income of HH	The average income of person
	(10 ⁶ VND/hộ/năm)	(10 ⁶ VND/người/năm)
Long An province		
Long Phung commune	47.78	47.78
Tan Lan Commune	53.03	53.03

Option 2:

Location	The average income of HH	The average income of person
	(10 ⁶ VND/hộ/năm)	(10 ⁶ VND/người/năm)
Long An province		
Long Phung commune	29.42	29.42
Tan Lan Commune	26.50	26.50
Phuoc Dong Commune		

Option 3:

Location	The average income of HH	The average income of person
	(10 ⁶ VND/hộ/năm)	(10 ⁶ VND/người/năm)
Long An province		
Dong Thanh commune	29.86	29.86
Phuoc Dong Commune	85.85	85.85

9. Annexe 3



www.atos.com

Table B015-10/E

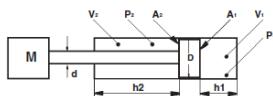
Sizing criteria for cylinders and servocylinders

1 INTRODUCTION

The choice of the hydraulic cylinder is based upon the system working conditions. The following sections show how to choose the suitable hydraulic cylinder to ensure top performances and to avoid mechanical damages.
When high acceleration and/or short cycle times are requested, an analysis performed by the Atos technical office is strongly recommended.

2 SYMBOLS, DIAGRAMS AND BASIC FORMULAE

Single rod cylinders



Pushing area

$$A_1 = \frac{\pi \cdot D^2}{4 \cdot 100} \text{ [cm}^2\text{]}$$

Cylinder speed during rod extension

$$V_1 = \frac{10 \cdot Q}{A_1 \cdot 60} \left[\frac{\text{m}}{\text{sec}} \right]$$

Force applied during rod extension

$$F_p = (p \cdot A_1 - p_2 \cdot A_2) \cdot 10 \text{ [N]}$$

Pulling area

$$A_2 = \frac{\pi \cdot (D^2 - d^2)}{4 \cdot 100} \text{ [cm}^2\text{]}$$

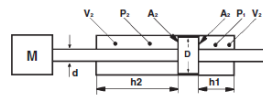
Cylinder speed during rod retraction

$$V_2 = \frac{10 \cdot Q}{A_2 \cdot 60} \left[\frac{\text{m}}{\text{sec}} \right]$$

Force applied during rod retraction

$$F_p = (p_2 \cdot A_2 - p \cdot A_1) \cdot 10 \text{ [N]}$$

Double rod cylinders



Pushing and pulling area

$$A_2 = \frac{\pi \cdot (D^2 - d^2)}{4 \cdot 100} \text{ [cm}^2\text{]}$$

Cylinder speed during rod extension/retraction

$$V = \frac{10 \cdot Q}{A_2 \cdot 60} \left[\frac{\text{m}}{\text{sec}} \right]$$

Force applied during rod extension/retraction

$$F_p = (p_2 - p_1) \cdot A_2 \cdot 10 \text{ [N]}$$

Quantity	Unit	Symbol
Force	N	F
Pressure	bar	p
Section	cm ²	A
Bore size	mm	D
Rod diameter	mm	d
Cylinder stroke	mm	h
Flow rate	l/min	Q
Speed	m/s	V
Acceleration	m/s ²	a
Load mass	kg	M

The hydraulic force F_p has to be upper than the algebraic sum of all the forces acting on the cylinder to ensure the performances requested:

$$F_p = F_i + F_f + P$$

$F_i = M \cdot a$ = Inertial forces

F_f = Friction forces

P = Weight (only for vertical loads)

The above formula can be used for the calculation of necessary hydraulic force requested by the particular application.

3 SIZING

The table below reports the push/pull sections and forces for three different working pressures.

Once the push/pull forces are known, the size of the hydraulic cylinder can be chosen from the table below. The values have been determined using the formulae in section [2].

PULL FORCE [kN]

Bore [mm]		25		32		40		50		63		80		100	
Rod [mm]		12	18	14	22	18	22	28	22	28	36	28	36	45	56
Pull section [cm ²]		3,8	2,4	6,5	4,2	10,0	8,8	6,4	15,8	13,5	9,5	25,0	21,0	15,3	40,1
Pull force [kN]	p=100 bar	3,8	2,4	6,5	4,2	10,0	8,8	6,4	15,8	13,5	9,5	25,0	21,0	15,3	40,1
	p=160 bar	6,0	3,8	10,4	6,8	16,0	14,0	10,3	25,3	21,6	15,1	40,0	33,6	24,4	64,1
	p=250 bar	9,4	5,9	16,3	10,6	25,1	21,9	16	39,6	33,7	23,6	62,5	52,5	38,2	100,2

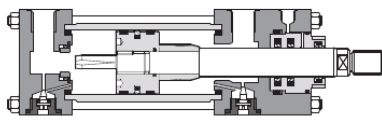
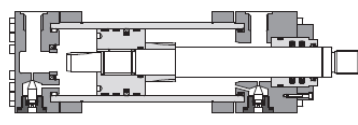
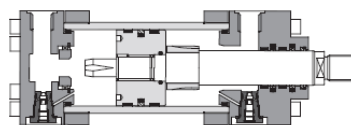
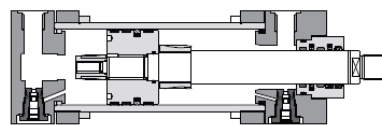
Bore [mm]		125		140		160		180		200		250		320		400	
Rod [mm]		56	70	90	90	70	90	110	110	90	110	140	140	180	180	220	280
Pull section [cm ²]		98,1	84,2	59,1	90,3	162,6	137,4	106,0	159,4	250,5	219,1	160,2	336,9	236,4	549,8	424,1	876,5
Pull force [kN]	p=100 bar	98,1	84,2	59,1	90,3	162,6	137,4	106,0	159,4	250,5	219,1	160,2	336,9	236,4	549,8	424,1	876,5
	p=160 bar	156,9	134,8	94,6	144,5	260,1	219,9	169,6	255,1	400,9	350,6	256,4	539,1	378,2	879,6	678,6	1.402,4
	p=250 bar	245,2	210,6	147,8	225,8	406,4	343,6	265,1	398,6	626,4	547,8	400,6	842,3	591,0	1.374,4	1.060,3	2.191,3

PUSH FORCE [kN]

Bore [mm]		25	32	40	50	63	80	100	125	140	160	180	200	250	320	400
Push section [cm ²]		4,9	8,0	12,6	19,6	31,2	50,3	78,5	122,7	153,9	201,1	254,5	314,2	490,9	804,2	1.256,6
Push force [kN]	p=100 bar	4,9	8,0	12,6	19,6	31,2	50,3	78,5	122,7	153,9	201,1	254,5	314,2	490,9	804,2	1.256,6
	p=160 bar	7,9	12,9	20,1	31,4	49,9	80,4	125,7	196,3	246,3	321,7	407,2	502,7	785,4	1.286,8	2.010,6
	p=250 bar	12,3	20,1	31,4	49,1	77,9	125,7	196,3	306,8	384,8	502,7	636,2	785,4	1.227,2	2.010,6	3.141,6

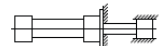
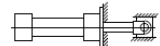
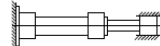
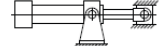
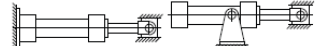
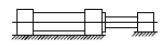
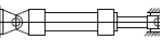
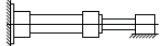
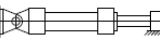
B015

4 CHOICE OF THE CYLINDER SERIES

<p>SERIES CK/CH - tab. B137 - B140 to ISO 6020-2</p>  <p>- Nominal pressure 16 MPa (160 bar) - max. 25 MPa (250 bar) - Bore sizes from 25 to 200 mm - Rod diameters from 12 to 140 mm</p>	<p>SERIES CH BIG BORE SIZE - tab. B160 to ISO 6020-3</p>  <p>- Nominal pressure 16 MPa (160 bar) - max. 25 MPa (250 bar) - Bore sizes from 250 to 400 mm - Rod diameters from 140 to 220 mm</p>
<p>SERIES CN - tab. B180 to ISO 6020-1</p>  <p>- Nominal pressure 16 MPa (160 bar) - max. 25 MPa (250 bar) - Bore sizes from 50 to 200 mm - Rod diameters from 28 to 140 mm</p>	<p>SERIES CC - tab. B241 to ISO 6022</p>  <p>- Nominal pressure 25 MPa (250 bar) - max. 32 MPa (320 bar) - Bore sizes from 50 to 320 mm - Rod diameters from 36 to 220 mm</p>

5 CHECK OF THE BUCKLING LOAD

5.1 Calculation of the ideal length

Style	Rod end connection	Type of mounting	Fc
A, E, K, N, T, W, Y, Z	Fixed and rigidly guided		0,5
A, E, K, N, T, W, Y, Z	Pivoted and rigidly guided		0,7
B, P, V	Fixed and rigidly guided		1,0
G	Pivoted and rigidly guided		1,0
B, P, V, L	Pivoted and rigidly guided		1,5
A, E, K, N, T, W, Y, Z	Supported but not rigidly guided		2,0
C, D, H, S	Pivoted and rigidly guided		2,0
B, P, V	Supported but not rigidly guided		4,0
C, D, H, S	Supported but not rigidly guided		4,0

For cylinders working with push loads a buckling load's checking has to be considered before choosing the rod size. This check is performed considering the fully extended cylinder as a bar having the same diameter of the cylinder rod (safety criteria).

See the following indications:

1. determine the stroke factor "Fc" depending to the mounting style and to the rod end connection, see table at side

2. calculate the "ideal length" from the equation:

$$\text{ideal length} = F_c \times \text{stroke}$$

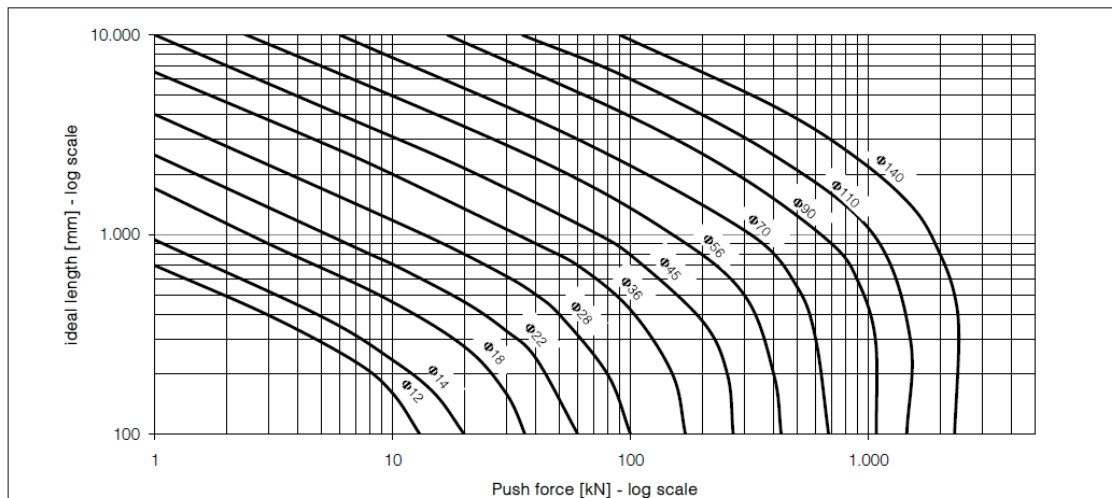
If a spacer has been selected, the spacer's length must be added to the stroke

3. calculate the push load as indicated in section 3 or using the formulae indicated in section 2

4. obtain the point of intersection between the push force and the ideal length using the rod selection chart 5.2

5. the correct rod diameter is readen from the curved line above the point of intersection: if the rod diameter choosen is inferior, another one has to be selected

5.2 Rod selection chart



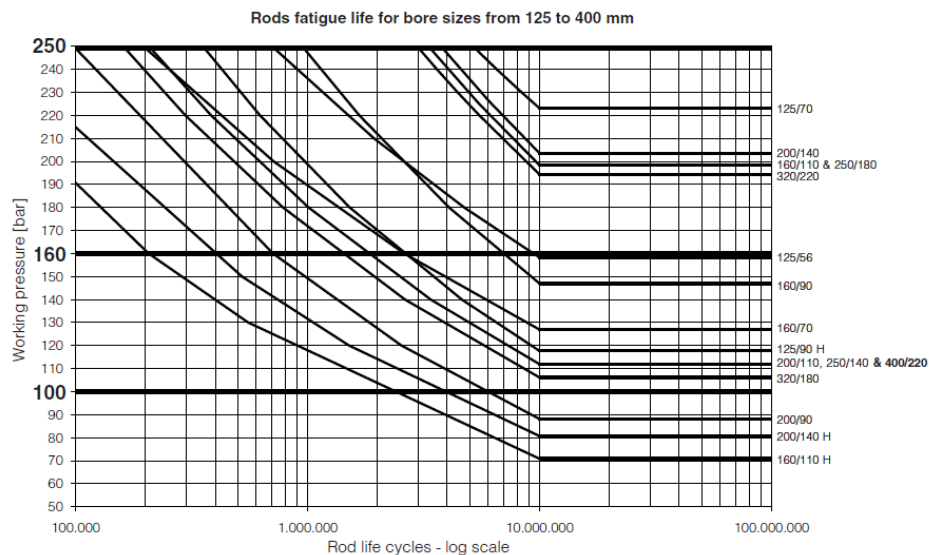
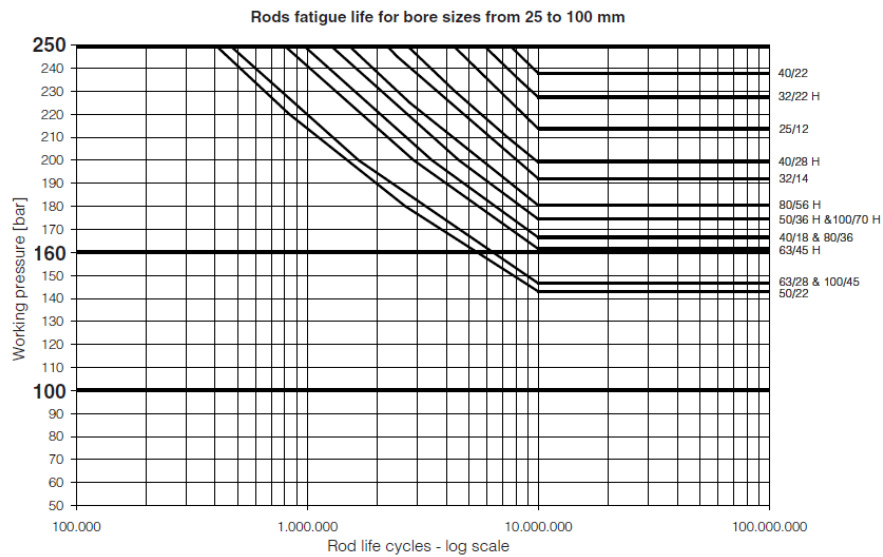
6 PREDICTION OF THE EXPECTED CYLINDER'S MECHANICAL WORKING LIFE

The rod thread is the cylinder's max critical part, thus the expected cylinder's working life can be evaluated by the prediction of the expected rod thread fatigue life. The fatigue rod fractures take place suddenly and without any warning, thus it is always recommended to check if the rod is subject to fatigue stress (not necessary if the cylinder works with push loads) and thus if the expected rod threads fatigue life may become an issue in relation to the required cylinder working life. The charts below do not include the rods which are fatigue-free for working pressures over 250 bar. The curves are referred to ideal working conditions and do not take into account misalignments and transversal loads that could decrease the predicted life cycles. The charts are intended valids for all the cylinders and servocylinders series with standard materials and sizes. For the evaluation of the expected fatigue life of rods with "Nickel and chrome plating" (option **K**) and stainless steel rods (CNX series), contact our technical office. For double rod cylinders it is recommended to use the secondary rod only for the compensation of the pushing areas, if this condition is verified the rod fatigue life may be determined by the curves in section 6.2.

6.1 Calculation procedure

1. Identify the curve of proper rods fatigue life graph according to the selected bore/rod size. Fatigue-free bore/rod couplings are not included in the graphs.
2. Intersect the working pressure with the curve corresponding to the rod under investigation and determine the expected rod life cycles. If the calculated rod fatigue life is lower than 500.000 cycles a careful analysis of our technical office is suggested.

6.2 Rods fatigue life charts



Note: the curves are labelled according to the bore/rod size. The light male thread (option **H**) is indicated by the "H" after the rod
Example: label **125/90 H** means bore = 125 mm, rod = 90 mm and rod with option **H**

7 DYNAMIC LIMITS IN THE APPLICATION OF HYDRAULIC CYLINDERS

The calculation of pulsing value ω_0 of the cylinder-mass system allows to define the minimum acceleration/deceleration time, the max. speed and the min. acceleration/deceleration space to not affect the functional stability of the system.

1. Calculate the system pulsation value ω_0 .

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{40 \cdot E \cdot A_1}{c \cdot M}} \cdot \frac{1 + \sqrt{\alpha}}{2} \left[\frac{\text{rad}}{\text{s}} \right]$$

2. Calculate the minimum acceleration time

$$t_{\min} = \frac{35}{\omega_0} \quad [\text{s}]$$

3. Calculate the maximum speed

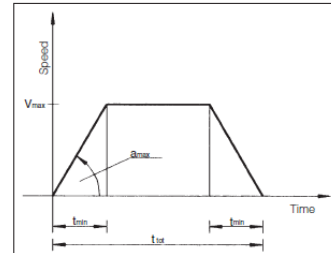
$$V_{\max} = \frac{S_{\text{tot}}}{t_{\text{tot}} - t_{\min}} \quad [\text{mm/s}] \quad \text{The formula is valid considering a constant acceleration value during } t_{\min}$$

4. Determine the minimum acceleration/deceleration space

$$S_{\min} = \frac{V_{\max} \cdot t_{\min}}{2} \quad [\text{mm}]$$

ω_0 , t_{\min} , V_{\max} and S_{\min} values are calculated in conservative way.

Positioning cycle



Where:

E = oil modulus of elasticity $[\text{kg/cm}^2\text{s}^2]$

for mineral oil $E = 1.4 \cdot 10^7 \text{ kg/cm}^2\text{s}^2$

c = stroke $[\text{mm}]$

M = mass $[\text{kg}]$

A_1 = piston section $[\text{cm}^2]$

α = A_2/A_1 push / pull area ratio

S_{tot} = total space to run $[\text{mm}]$

t_{tot} = total time at disposal $[\text{s}]$

8 CHECK OF THE HYDRAULIC CUSHIONING

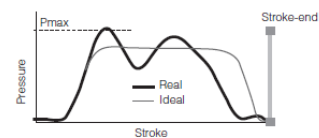
Hydraulic cushionings are a kind of "dampers" designed to dissipate the energy of a mass connected to the rod and directed towards the cylinder stroke-ends, reducing its velocity before the mechanical contact, thus avoiding mechanical shocks that could reduce the average life of the cylinder and of the entire system. Cushionings are recommended in case of rod speeds higher than 0.05 m/s and when the piston makes a full stroke without any external softening system. The hydraulic cushioning acts along a variable length, depending to the cylinder bore, by isolating the oil volume contained inside, identified as "Cushioning chamber". The energy dissipation in the cylinder/mass system is obtained by causing the outflow of the oil volume of the cylinder chamber by means of calibrated orifices.

8.1 Functioning features

Cushioning proves to be effective as much as the pressure inside the cushioning chamber gets close to the ideal behaviour described in the diagram at side. The diagram compares the ideal behaviour with Atos typical real pressure profile, achieved by optimizing the design of the profile of the restricted orifices. In this way high performances have been obtained in terms of dissipated energy with great repeatability even with fluid viscosity variations due to temperature or to different types of fluids.

Atos cushionings profile is designed to exploit at the best the whole cushioning stroke and to perform a "soft" cushioning (see figure at side), where the maximum deceleration is limited and kept constant for its full length. When fast or slow adjustable versions are selected, the cylinder is provided with a needle valve, represented in the figure at side, to optimize the cushioning performances; they are recommended for cylinders with high speeds and low inertial loads.

Pressure in the cushioning chamber



Speed during cushioning



8.2 Application features

The following guidelines refer to CK and CH cylinders: for cylinders CN, CC and CH big bore sizes, contact our technical office. In order to allow the use of cushioning in various applications, three different cushioning versions have been developed:

- slow version, provided with adjustment, for speed $V \leq 0,5 \cdot V_{\max}$
- fast version, without adjustment, for speed $V > 0,5 \cdot V_{\max}$
- fast version, provided with adjustment, for speed $V > 0,5 \cdot V_{\max}$

The maximum permitted speed value V_{\max} depends to the cylinder size as reported below.

ϕ Bore [mm]	25	32	40	50	63	80	100	125	160	200
V_{\max} [m/s]	1	1	1	1	0,8	0,8	0,6	0,6	0,5	0,5

8.3 Calculation procedure

Check the max energy that can be absorbed by the selected cushioning as follows:

1. calculate the energy to be dissipated E by the algebraic sum of the kinetic energy E_c and the potential energy E_p (for horizontal applications the potential energy is: $E_p = 0$)

$$E = E_c + E_p$$

- E_c (kinetic energy) due to the mass speed

$$E_c = 1/2 \cdot M \cdot V^2 \quad [\text{Joule}]$$

- E_p (potential energy) due to the gravity and related to the cylinder inclination α as shown at side

For front cushioning:

$$E_p = -L_f \cdot \frac{M \cdot g \cdot \sin \alpha}{1000} \quad [\text{Joule}]$$

For rear cushioning:

$$E_p = +L_f \cdot \frac{M \cdot g \cdot \sin \alpha}{1000} \quad [\text{Joule}]$$

2. identify the proper cushionings chart in section 8.4 depending to the rod type and to the cushioning side (front or rear). The cushionings charts have been achieved with 250 bar maximum pressure admitted in the cushioning chamber

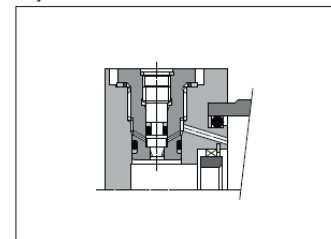
3. intersect the working pressure with the proper curve depending to the bore/rod size and extract the corresponding E_{\max} value

4. compare the E_{\max} value with the energy to be dissipated E and verify that:

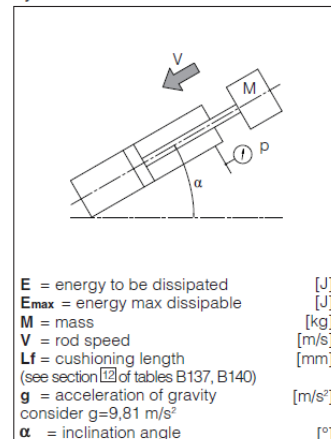
$$E \leq E_{\max}$$

5. for critical applications with high speed and short cushioning strokes an accurate cushioning evaluation is warmly suggested, contact our technical office

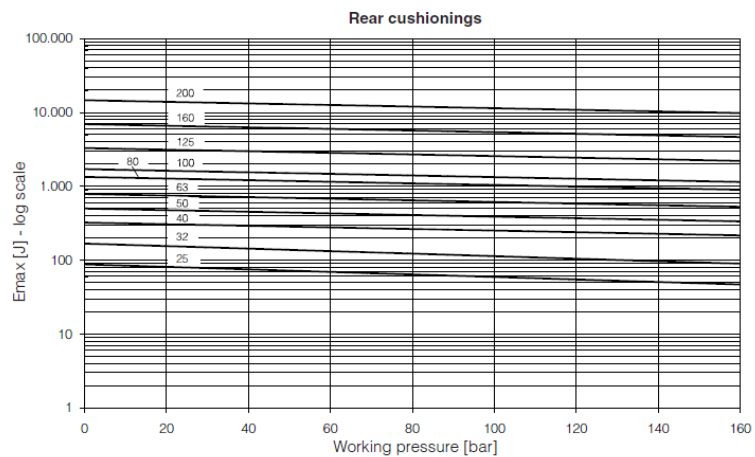
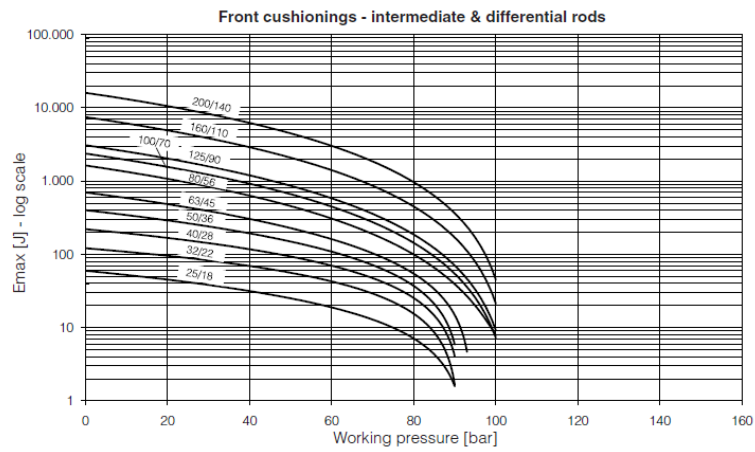
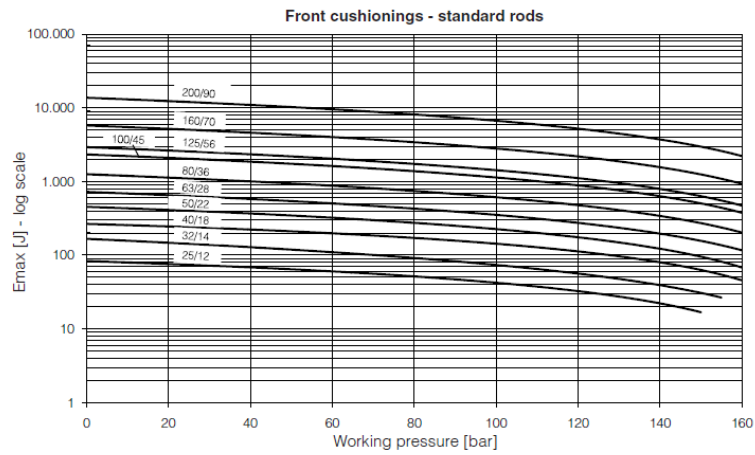
Adjustment screw



Symbols



8.4 Cushionings charts



Notes:

- the front cushionings graphs are labelled according to the bore/rod size, the rear cushionings graph is labelled according to the bore size
- the curves are intended valid for mineral oil ISO 46; the use of water or water-based fluids can affect the cushioning performance because of high viscosity variations respect to standard mineral oil

10. Annexe 4

Cette annexe décrit le calcul des pressions sous le radier afin d'en déterminer les sous-pressions. Pour réaliser ce calcul, nous avons utilisé la règle de Bligh avec un rapport entre perméabilité horizontale et verticale de 3. Le calcul est réalisé pour un radier comprenant un élément de parafouille.

Les pressions cherchées sont les pressions P_1 et P_2 . Nous allons considérer un radier dont les caractéristiques sont les suivantes :

- Épaisseur radier : e
- Longueur radier : L
- Longueur parafoilles : l
- Charge d'eau à l'aval : H_{aval} appliquée au point A
- Charge d'eau à l'amont : H_{amont} appliquée au point B

Le diagramme des potentiels hydraulique varie linéairement entre H_{aval} et H_{amont} . Le potentiel hydraulique est défini par la formule suivante : $\Phi = z + P/\gamma$ où z est la profondeur, P la pression et γ le poids volumique de l'eau.

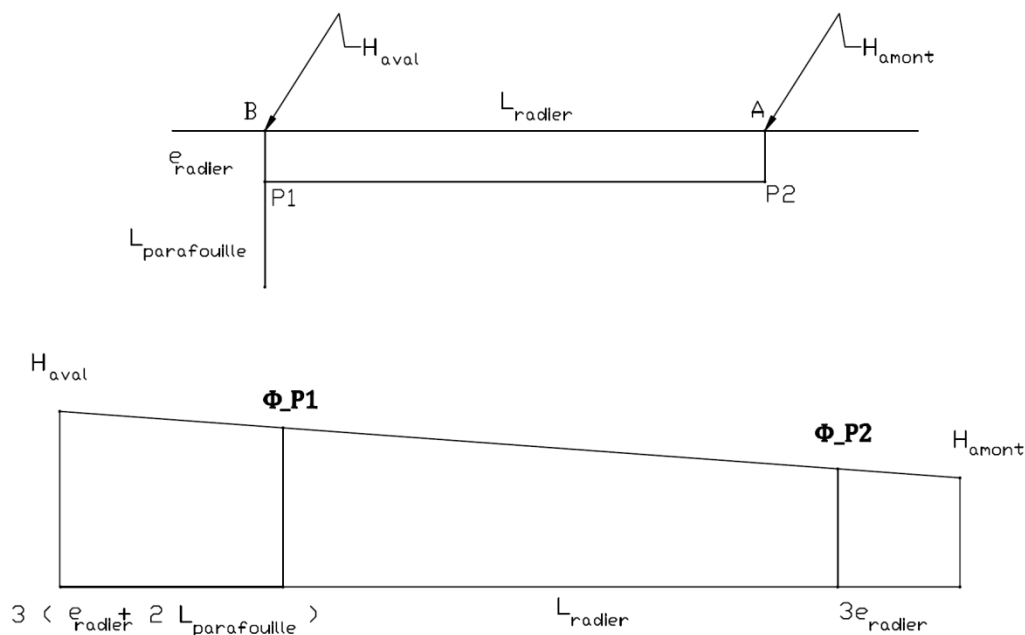


Figure 92 : Diagramme des potentiels selon Bligh

Le potentiel étant défini aux points A et B et variant linéairement entre ces deux points, on peut trouver les potentiels aux points P_1 et P_2 par

$$\Phi_{P_1} = \Phi_B + \frac{\Phi_A - \Phi_B}{3 \cdot (t + 2l) + 3t + L} \cdot (L + 3t)$$

$$\Phi_{P_2} = \Phi_B + \frac{\Phi_A - \Phi_B}{3 \cdot (t + 2l) + 3t + L} \cdot 3t$$

Connaissant les potentiels en ces points, on peut aisément obtenir les pressions cherchées par

$$P_1 = \gamma \cdot (\Phi_{P_1} - t)$$

$$P_2 = \gamma \cdot (\Phi_{P_2} - t)$$

11. Bibliographie

AIPCN-INCOM, *Design of movable weir and storm surge barriers*, AIPCN, Bruxelles, 2006

AIPCN-INCOM, *Innovation in navigation lock design*, AIPCN, Bruxelles, 2009

AIPCN-INCOM, *Rapport final de la commission internationale pour l'étude des écluses*, AIPCN, Bruxelles, 1986

American Association of State Highway and Transportation Officials, *AASHTO-cauA-01-03a Specification for Bridge Design*, USA, 2002

American Association of State Highway and Transportation Officials, *AASHTO-cauA-03 Specification for Bridge Design*, USA, 2002

ANAST, *L.B.R.-5 - USER GUIDE*, Liège, 2004

Arcelor-Mittal, *Palplanches – catalogue général*, Esch-sur-Alzette (LUX) ,2009

CEN (Comité Européen de Normalisation), *Eurocode 1: Actions sur les structures - Partie 1-4: Actions générales - Actions du vent - Réf. n° EN 1991-1-4:2005 F*, Bruxelles, 2005

Charlier, *Géotechnique*, Liège, 2008

Charlier, *Ouvrages géotechniques*, Liège, 2006

Daniel et Pechtold, *Report on consulting activities of projects for water level control for flood protection in HCMC area*, HCMC, 2009

Dingham Lawrence, *Physical Hydrology – second edition*, Waveland Press, USA, 2008

Dotreppe, *Béton Armé*, Faculté des Sciences appliquées de l'ULg – Département ArGenCo – Secteur SE, Liège, Edition 2008

Escarameia, *River and channel revetments : a design manual*, Londres, 1998

Federal Waterways Engineering and Research Institute (BAW), *Principles for the Design of Bank and Bottom Protection for Inland Waterways*, Karlsruhe (Allemagne), 2005

IWER (Institute for Water and Environment Research), *Geology Report of Thu Bo barrier project*, Institute for Water and Environment Research, Ho Chi Minh City, 2010

IWER, *Topographical Report of Thu Bo barrier project*, Institute for Water and Environment Research, Ho Chi Minh City, 2009

Lunne *et al.*, *Cone penetration testing in geotechnical practice*, Oxford (GB), 1997

- MARD, *Decision 1600/QĐ-BNN-XDCB*, MARD, Vietnam, 2010 (1)
- MARD, *Decision 853/QĐ-BNN-KHCN*, MARD, Vietnam, 2010 (2)
- MARD, *Summary of the master plan of water level control for flood protection in HCMC area*, MARD, Vietnam, 2009
- Novak, *Hydraulic Structures - Fourth Edition*, Taylor & Francis group, Oxford (GB), 2006
- Plumier et al., *Le risque sismique et sa prévention en Région Wallone*, <http://www.argenco.ulg.ac.be/pdf/SE/Sismique/Risque-Prevent-RW.pdf>, consulté le 09-03-2010
- Rigo Philippe, *Voies navigables et constructions hydrauliques - Notes de cours destinées aux étudiants de la 2ème année du Master en Ingénieur Civil des Constructions*, Liège, 2010
- Southern Institute of Water Resources Research, *Hydrographical and Hydraulic Report for the Master Plan of Flood Protection in HCMC area – Volume 1*, Southern Institute of Water Resources Research, Ho Chi Minh City, 2010
- STAMEQ (Directorate for Standards, Metrology and Quality), *TCVN 2737 : 1995 Tiêu chuẩn Việt Nam Tai trong va tac dong – Loads and effects*, HCMC, 1995
- STAMEQ, *22TCN 272-05 Tiêu chuẩn thiết kế Cầu – Rules for bridges design*, HCMC, 2006
- STAMEQ, *TCVN 5664 : 2009 Tiêu chuẩn Việt Nam – Rules for technical classification of inland waterways*, HCMC, 2009 (1)
- STAMEQ, *TCXDVN 285 : 2002 Tiêu chuẩn Xây Dựng Việt Nam*, HCMC, 2009 (2)
- The International Bank for Reconstruction and Development / THE WORLD BANK, *Climate Risks and Adaptation in Asian Coastal Megacities, A Synthesis Report*, The World Bank, Washington, 2010
- The Louis Berger Group, Inc, *MEKONG TRANSPORT INFRASTRUCTURE DEVELOPMENT PROJECT (MTIDP) Final Report*, Socialist Republic of Vietnam and World Bank, Vietnam, 2006
- U.S. Army Corps of Engineers, *EM 1110-2-2105 - DESIGN OF HYDRAULIC STEEL STRUCTURES*, Washington (USA), Department of the Army, 1993
- VNF (Voies Navigables de France), *Catalogue des Batardeaux*, Division Restauration et Développement du Réseau, Béthune (France), 2007