

STRATEGIES D'ADAPTATION DES OUVRAGES DE PROTECTION MARINE
OU DES MODES D'OCCUPATION DU LITTORAL
VIS-A-VIS DE LA MONTEE DU NIVEAU DES MERS ET DES OCEANS

PROJET SAO POLO

ANNEXES

GICC N° G.9-0006812 – SAOPOLO

COORDINATEUR : PHILIPPE SERGENT

AOUT 2012

Ont contribué aux annexes :

Annexe 1 : Céline Perherin²

Annexe 2 : Nicolas Guillou², Marilyne Luck³, Michel Benoit³

Annexe 3 : François Ropert¹, Guirec Prévot², Xavier Kergadallan², Philippe Sergent²

Annexe 4 : François Ropert¹, François Bouttes²

Annexe 5 : François Bouttes², François Ropert¹

Annexe 6 : Jérôme Brossard⁴, Dang Trinh Nguyen⁴

Annexe 7 : Gilles Morel⁵, Ndeye-Fatou Mar^{5,7}, Pascal Mallet⁶

Annexe 8 : Gilles Morel⁵, Ndeye-Fatou Mar^{5,7}, Pascal Mallet⁶

Annexe 9 : François Ropert¹

¹ – REPORTEX

François Ropert

² – CETMEF (Centre d'Etudes Techniques Maritimes Et Fluviales)

Philippe Sergent, Céline Trmal, Céline Perherin, Guirec Prévot, Nicolas Guillou, Xavier Kergadallan, Jean-Jacques Trichet, Michel Lam, Gérard Le Banner, François Bouttes

³ – EDF (Electricité de France)

Michel Benoit, Marilyne Luck, Giovanni Mattarolo, Jean-Romain Delisle, Jean-Michel Menon

⁴ – ULH (Université du Havre)

Jérôme Brossard, Dang Trinh Nguyen

⁵ – UTC (Université de Technologie de Compiègne)

Gilles Morel, Ndeye-Fatou Mar, Nassima Voyneau

⁶ – CODAH (Communauté de l'Agglomération Havraise)

Pascal Mallet

⁷ – ORMES (Office des Risques Majeurs de l'Estuaire de la Seine)

Ndeye-Fatou Mar

SOMMAIRE

ANNEXE 1 : Méthodologie de recensement sur le territoire des ouvrages de protection contre les aléas côtiers	- 7 -
1.1	Résumé - 7 -
1.2	Introduction - 7 -
1.3	Etat des lieux..... - 7 -
1.4	Une typologie des ouvrages côtiers et des aménagements littoraux - 8 -
1.4.1	Typologie des "structures" littorales..... - 8 -
1.4.2	Typologie des ouvrages de protection contre les aléas côtiers - 8 -
1.5	L'organisation du recensement..... - 9 -
1.5.1	La préparation du recensement et des visites de terrain..... - 9 -
1.5.2	Les fiches de renseignement - 9 -
1.6	L'intégration des données dans une base nationale - 9 -
1.7	Conclusion - 10 -
1.8	Références bibliographiques - 10 -
ANNEXE 2 : Comparaison modèles - mesures appliquée au calcul de la hauteur significative et du setup en faibles profondeurs	- 12 -
2.1	Introduction - 12 -
2.2	Description des modèles numériques..... - 12 -
2.2.1	FUNWAVE..... - 12 -
2.2.2	SWAN..... - 12 -
2.2.3	BEACH - 13 -
2.2.4	REEF 2000 - 13 -
2.3	Présentation des cas-tests..... - 13 -
2.3.1	Cas J6033A - 13 -
2.3.2	Cas TUDB2..... - 13 -
2.3.3	Cas LIP11D1B - 13 -
2.3.4	Cas SandyDuck'97..... - 14 -
2.4	Comparaison modèles - mesures - 16 -
2.4.1	J6033A - 16 -
2.4.2	TUDB2..... - 17 -
2.4.3	LIP11D1B - 18 -
2.4.4	SandyDuck'97..... - 19 -
2.5	Conclusions et perspectives - 22 -
2.6	Références - 24 -
ANNEXE 3 : Méthode statistique simplifiée a l'aide de la copule de Gumbel	- 26 -
3.1	Méthode de référence - 26 -
3.2	Méthode alternative - 26 -
3.2.1	Calculs des fréquences sur échantillon - 26 -
3.2.2	Fréquences combinées houle-surcote..... - 26 -
3.2.3	Copule de Gauss (Méthode de référence)..... - 26 -
3.2.4	Copule de Gumbel (Méthode alternative) - 27 -
3.2.5	Intégration de la marée - 27 -
3.2.6	Vérification de la mise en œuvre du calcul - 27 -
3.2.7	Fréquence de dépassement de débit de franchissement - 28 -
3.3	Comparaison des deux méthodes - 28 -
3.3.1	Modélisation de la corrélation..... - 29 -
3.3.2	Calage du paramètre - 29 -
3.3.3	Résultat des calages..... - 29 -
3.3.4	Comparaison entre les deux copules - 31 -
ANNEXE 4 : L'approche qualitative	- 33 -
4.1	L'intérêt des approches qualitatives..... - 33 -
4.2	Limites de l'approche par le calcul - 33 -
4.2.1	Validité des hypothèses des calculs statistiques - 33 -
4.2.2	Incertitudes sur les formules de franchissement..... - 34 -
4.2.3	Incertitudes sur les formules de stabilité..... - 34 -
4.2.4	Incertitudes sur les données - 35 -
4.2.5	Ecarts entre l'ouvrage et sa représentation - 35 -
4.2.6	Incertitudes dues aux modèles de propagation - 35 -
4.2.7	Synthèse..... - 36 -
4.3	Recueil de données historiques et observations spécifiques - 36 -
4.3.1	Données particulières (photos, cartes postales, témoignages)..... - 36 -
4.3.2	Historique de l'ouvrage (projet, dommages, réparations)..... - 36 -
4.3.3	Points particuliers (de fragilité ou de moindre performance) - 37 -
4.3.4	Analyse de la pathologie - 37 -
4.3.5	Possibilité d'exploitation de l'analyse historique - 37 -
4.4	Conclusion - 38 -

ANNEXE 5 : Approche historique et analogique des conditions de créations d'une brèche dans la digue de Paramé à Saint-Malo	- 39 -
5.1 Les sources et les méthodes employées pour l'analyse	- 39 -
5.2 Bref historique et description de la digue de la chaussée du sillon à la digue de Rochebonne.....	- 39 -
5.3 Le fonctionnement de la plage, la bathymétrie, les vagues et les niveaux d'eau de tempêtes de référence	- 41 -
5.4 Mécanismes d'érosion de surface et types de formules utiles pour expliquer les dégâts et tester un effet de surélévation de 1m de la mer.....	- 43 -
5.5 Conclusion	- 44 -
ANNEXE 6 : Dimensionnement du modèle physique de référence.....	- 45 -
6.1 Conditions d'entrée pour le dimensionnement de la digue de référence	- 45 -
6.1.1 Houle au large	- 45 -
6.1.2 Géométrie.....	- 45 -
6.1.3 Carapace	- 45 -
6.1.4 Endommagement.....	- 45 -
6.1.5 Franchissement	- 45 -
6.1.6 Stabilité de la carapace.....	- 45 -
6.2 Détermination de la hauteur significative au pied de l'ouvrage	- 46 -
6.3 Détermination de la dimension des blocs	- 49 -
6.4 Franchissement.....	- 49 -
6.5 Choix de l'échelle et conséquences expérimentales	- 49 -
6.6 Bilan : configuration du modèle physique et plages de variation des caractéristiques des houles testées	- 50 -
ANNEXE 7 : Prétraitement des données MNT LIDAR	- 52 -
7.1 Les étapes du prétraitement	- 52 -
7.2 Formule générale	- 52 -
ANNEXE 8 : Sommation des dommages sur les biens	- 53 -
8.1 Courbe d'endommagement	- 53 -
8.2 Calculs des dommages.....	- 53 -
ANNEXE 9 : Sommation des dommages sur les scénarios	- 55 -
9.1 Définition et propriétés	- 55 -
9.2 Coût de dommages estimé par calcul d'intégration.....	- 55 -
9.3 Estimation du coût par scenarii.....	- 57 -

LISTE DES FIGURES

Figure 1: Evolution de la hauteur de houle Hrms pour les essais J6033 (◊ cas J6033A ; Δ cas J6033B ; • cas J6033C) (d'après Baldock et Huntley, 2002).	- 14 -
Figure 2: Hauteurs de houle mesurées et modélisées le long du canal de l'essai TUDB2 (Grasmeijer et Ruessink, 2003). La correspondance des symboles est la suivante : ◊ H1/10 ; ■ H1/3 et X Hrms. Le profil bathymétrique en pointillés fins.	- 14 -
Figure 3= : Profils de la plage à t=1h et t=17 h pour le cas LIP11D1B (Arcilla et al., 1994, d'après Morellato, 2008). Les traits verticaux en pointillés indiquent la localisation des points de mesure.	- 15 -
Figure 4 : Localisation des points de mesures sur le site de Duck pour la campagne SandyDuck'97 (http://www.fr.usace.army.mil/sandyduck/SandyDuck.stm).	- 16 -
Figure 5 : Hauteurs Hrms mesurées et prédites pour l'essai J6033A.	- 17 -
Figure 6 : Hauteurs Hm0 mesurées par Grasmeijer et Van Rijn (1999) et Grasmeijer et Ruessink (2003) et prédites pour l'essai TUDB2.	- 18 -
Figure 7 : Hauteurs Hm0 mesurées et prédites à la dix-septième heure de l'essai LIP11D1B.	- 19 -
Figure 8 : Comparaison des méthodes basées sur la copule de Gauss et la copule de Gumbel respectivement.	- 27 -
Figure 9 : Comparaison des méthodes basées sur la copule de Gauss et la copule de Gumbel respectivement.	- 28 -
Figure 10: Calage du coefficient de corrélation α .	- 29 -
Figure 11: Approche graphique pour le calage de la copule de Gumbel.	- 30 -
Figure 12: Approche graphique pour le calage de la copule de Gauss.	- 30 -
Figure 13 : Approche graphique pour les deux copules.	- 31 -
Figure 14 : Isoprobabilité centennale pour les deux copules.	- 31 -
Figure 15 : Photographie [GLAD] et coupe type de la digue de la chaussée du sillon avec brise-lame en bois [Bonnot et al., 1988].	- 39 -
Figure 16 : Photographies de la tempête d'avril 1962 illustrant la violence des franchissements [Meteo-paris].	- 40 -
Figure 17 : Photographies du profil de l'ouvrage (partie haute et risberme) à l'ouest de l'épi de La Hoguette [GLAD].	- 40 -
Figure 18 : Photographies de l'extrémité de la digue de Paramé coté Est (source CETE de l'Ouest et DDTM35).	- 40 -
Figure 19 : Dégâts après le « raz de marée » d'octobre 1905. Plus de joint entre les blocs du cantelage et les blocs de la paroi. Le haut de l'ouvrage est érodé et s'est affaissé. Des maisons sont « éventrées ». (document des archives départementales collecté par le CETE de l'ouest pour le compte de la DDTM35/DREAL).	- 41 -
Figure 20 : Bathymétrie, îles et rochers devant la digue et l'estuaire de La Rance (source SHOM) ; détail de la position des rochers des Hachés.	- 42 -
Figure 21 : Forme de la plage [GLAD] vue depuis Rochebonne vers la ville intra-muros (la flèche double indique le tombolo derrière le roc aux dogues) et position des dégâts relevés sur la digue[Bonnot et al., 1994].	- 42 -
Figure 22 : A l'est de la digue, action des vagues en février 1990 et réparation après tempête (sources : site [lameteo] et C. Bonnot-Courtois) ; vagues de 3,5m mesurées par une bouée datawell mouillée par profondeur de 8m à 2,6km à l'WNW de la pointe de La Varde. Environ 4m de profondeur devant l'ouvrage à la pleine mer+surcote.	- 42 -
Figure 23 : Coupe type de l'ouvrage et types de pathologie de surface (1 : arrachement du bloc de couronnement par érosion facilité par l'usure des joints et la décohéssion des blocs due à l'effondrement répété des vagues 2 : érosion suite à déjoints par usure des joints du pied de l'ouvrage, déjoints du cantelage par les chocs successifs, 3 déjoints par usure des joints du parement, 4 : déjoints par usure des joints à l'arrière du couronnement).	- 43 -
Figure 24 : Courbe d'endommagement des bâtiments en fonction des hauteurs d'eau obtenues selon le scénario de 10,30 m (%).	- 53 -
Figure 25 : Extrait de la table des attributs du calcul des dommages au niveau du quartier Centre - Saint François selon le scénario du 10,40m (valeur monétaire).	- 53 -
Figure 26 : Extrait de la table des attributs du calcul des dommages sur Sainte Adresse (période de retour 1000 ans pour un niveau de mer de 1,5m).	- 54 -
Figure 27 : Extrait de la table des attributs du calcul des dommages sur Malraux (période de retour de 1000 pour un niveau de mer de 1,5m).	- 54 -

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Hauteurs, périodes, directions et niveaux moyens des quatre cas sélectionnés à.....	- 15 -
Tableau 2 : Conditions de simulation pour les quatre modèles de propagation de houle dans le cas J6033A.....	- 17 -
Tableau 3 : Calage du coefficient de corrélation α	- 30 -
Tableau 4 - Guide Enrochement, CETMEF, 2009.	- 46 -

ANNEXE 1 : METHODOLOGIE DE RECENSEMENT SUR LE TERRITOIRE DES OUVRAGES DE PROTECTION CONTRE LES ALEAS COTIERS

1.1 Résumé

Pour répondre à des besoins de sécurité civile, de gestion du domaine public maritime ou d'évaluation de l'artificialisation du littoral et des ses impacts environnementaux, des recensements d'ouvrages de protection et d'aménagements côtiers sont régulièrement réalisés à des échelles locales. Cependant, il n'existe pas de norme en matière de méthode de recensement de ces ouvrages ni de typologie harmonisée sur l'ensemble du littoral français permettant une réflexion à l'échelle nationale. Le CETMEF a lancé en 2009 une large bibliographie pour recenser les études nationales et locales traitant du recensement, du diagnostic et du suivi des ouvrages. Les terminologies employées sont loin d'être homogènes mais l'ensemble du territoire métropolitain est couvert par des études plus ou moins anciennes. Les études les plus récentes ont également produit des bases de données des ouvrages littoraux. L'analyse de ces études a conduit le CETMEF à proposer une typologie des ouvrages côtiers simple qui couvre l'ensemble des problématiques liées aux ouvrages et aux territoires. Une méthodologie de recensement a également été proposée pour permettre l'uniformisation des recensements, leur compatibilité et agrégation au niveau national.

1.2 Introduction

Au début des années 1970, le Ministère de l'Aménagement du Territoire, de l'Équipement, du Logement et du Tourisme, qui avait la responsabilité technique des mesures de défense contre la mer, a commandé au Service Central de l'Hydrologie un document lui permettant de "fonder sa doctrine" à partir de "données à la fois physiques et économiques" (SCHE, 1973a). Les objectifs étaient d'assurer "une utilité sociale et une rentabilité économique indiscutables" des investissements de la protection du littoral et d'utiliser une méthode d'évaluation unique des avantages tirés des projets envisagés, permettant de déterminer des choix et ordres de priorité. Face à la nécessité d'une "certaine uniformisation" des informations, le SCH a lancé un "inventaire des données de base" national comprenant notamment les "mesures et ouvrages de défense" par secteur de côte. L'ensemble des ouvrages existants ou projetés et "autres mesures de défense existantes ou projetées" a été inventorié en métropole, reprenant les informations suivantes : localisation, nature, structure, taille, époque de construction et état (SCHE, 1973b) ; ils ont ensuite été cartographiés au 1/100 000ème (SCHE, 1973c). De nombreux "catalogues" nationaux ont par la suite été réalisés par le Service Technique Central des Ports Maritimes et des Voies Navigables (Catalogue des digues et Catalogue des défenses des côtes en 1981 ; Catalogues sédimentologiques des côtes françaises entre 1984 et 1995 – 5 volumes –). Cependant depuis les années 1990, aucun recensement n'a été entrepris au niveau national pour les ouvrages côtiers et une base de données (BDD) nationale fait aujourd'hui défaut. L'intégration à un système d'information géographique (SIG) de données locales homogènes et compatibles permettrait d'échanger, d'analyser et de valoriser ces données au niveau national (LE BERRE & METZLER, 2008). Le Centre d'Etudes Techniques Maritimes et Fluviales

(CETMEF), héritier du STCPMVN, a identifié ce manque et propose de définir en 2010 une méthodologie nationale de recensement et de réaliser cette base de données.

1.3 Etat des lieux

De nombreux recensements existent à des échelles locales. En général réalisés sous la maîtrise d'ouvrage de services déconcentrés de l'Etat, ils répondent à des besoins de gestion du domaine public maritime (DDE ALPES-MARITIMES, 1994 ; MALAFOSSE, 2006), de connaissance des risques littoraux (SOGREAH, 1995 ; PTOLEMEE, 2002 ; BONNOT COURTOIS & LANCON, 2004 ; LEVOY et al., 2004a, 2004b) ou de diagnostic et de suivi de l'état des ouvrages (PIALLAT & LABEY, 2002 ; BREVIERE, 2004 ; BAVENCOFFE, 2005). Les collectivités territoriales réalisent également des inventaires, notamment lorsqu'il y a eu transfert de compétence en matière de gestion (LEVOY & LARSONNEUR, 1991 ; DDE SEINE-MARITIME, 1996). Les plus récents ont parfois donné lieu à une BDD locale et une cartographie des ouvrages sous SIG (MALAFOSSE, 2006 ; DHI, 2007 ; LE BERRE & HENAFF, 2009 ; Observatoire de la côte Aquitaine : <http://littoral.aquitaine.fr/>).

Les objectifs initiaux de ces recensements et BDD sont donc très divers. Au niveau national, l'exploitation d'une telle BDD permettrait d'évaluer les politiques mises en oeuvre par le ministère pour développer les techniques de protection dites "douces", l'évolution de l'artificialisation du littoral et de la vulnérabilité du territoire aux aléas côtiers. L'analyse des recensements nationaux anciens (STCPMVN, 1981a-1995 ; LCHF, 1986 ; LALAUT, 1992), effectuée dans le cadre du projet Sao Polo (Stratégies d'Adaptation des Ouvrages de Protection marine ou des modes d'Occupation du Littoral vis-à-vis de la montée du niveau des mers et des Océans), permet d'avoir une première estimation de la répartition par type d'ouvrages, qu'il conviendra de confronter au nouveau recensement national. Sur l'ensemble des ouvrages côtiers, 80% sont des ouvrages de haut de plage, 16,5% des ouvrages transversaux et 3,5% des brises-lames. Sur les ouvrages de haut de plage, 35% concernent des ouvrages en enrochements, 22% des murs verticaux et 43% des perrés maçonnés ou en béton. Le nouveau recensement s'appuiera sur une typologie des ouvrages suffisamment claire et précise pour permettre des analyses au niveau national. Le niveau de détail attendu du recensement est un critère important qui sera à valider collectivement. Le CETMEF propose de travailler à une macro-échelle permettant de recenser l'ensemble des structures et aménagements présents sur le littoral (sur le domaine public maritime et en front de mer) sans entrer dans le détail de l'état structurel et mécanique de l'ouvrage, qui pourra faire l'objet d'une visite technique ultérieure dans le cadre d'un suivi de l'état des ouvrages. Une des principales difficultés réside dans la détermination des structures répondant au caractère "d'ouvrage", c'est-à-dire construites ou non-naturelles. En effet, les structures de défense sont plus ou moins artificialisées, comme par exemple les cordons dunaires renforcés par des méthodes douces (ganivelles) ou rigides, type épis.

1.4 Une typologie des ouvrages côtiers et des aménagements littoraux

1.4.1 Typologie des "structures" littorales

La typologie proposée par le CETMEF (BOULLAY & VILLEMAGNE, 2009) a été définie à partir d'une large bibliographie sur les recensements existants, représentative de l'ensemble des côtes françaises. Elle concerne uniquement les ouvrages de protection et repose sur une classification des fonctions assurées par l'ouvrage ou l'aménagement. La fonction de la structure est complétée par des informations relatives à son positionnement sur l'estran (en mer/sur l'estran/sur le trait de côte/en arrière-côte) et son orientation par rapport au trait de côte (longitudinale/transversale). Les fonctions des ouvrages côtiers retenues sont la lutte contre respectivement l'agitation du plan d'eau, la submersion marine ou l'érosion. Ce premier critère, simple au premier abord, n'est toutefois pas exclusif et s'avère difficilement renseignable en pratique car certains ouvrages peuvent assurer simultanément différentes fonctions. Les caractéristiques géométriques et mécaniques et les spécificités techniques, telles que les matériaux constitutifs et les couronnements et/ou protections de pied éventuels, doivent être précisées afin de dénommer les ouvrages. Les dénominations retenues, qui constituent le coeur de la typologie proposée, sont les murs, perrés, digues, brise-lames et épis. Le nom de l'ouvrage est complété par ses principaux matériaux constitutifs : terre/sable/galets, enrochements naturels, enrochements artificiels/gabions, béton/béton armé, maçonnerie, enrobés, métal/bois, géosynthétique, etc. Les ganivelles hydrauliques, procédés expérimentaux et méthodes dites douces, telles le confortement dunaire, le rechargement de plage, le drainage de plage ou encore le procédé de by-pass, sont des aménagements de la structure de défense contre la mer mais ne sont pas des "ouvrages" de protection contre les aléas côtiers et sont renseignés d'une manière propre lors du recensement. Ils n'intègrent donc pas la typologie des ouvrages côtiers. Les structures dont la fonction principale n'est pas la protection contre la mer sont dénommées "aménagements" ; les catégories retenues sont notamment l'accès (voiries dont submersibles, escaliers, cales...), l'hydraulique (vannes, exutoires...), les bâtiments (fortifications, loisirs, culture, surveillance...), la signalisation, etc. La typologie des structures d'aménagements côtiers ne se veut pas exhaustive puisqu'il s'agit essentiellement d'avoir une vision d'ensemble des structures ayant un impact potentiel sur les phénomènes tels que la propagation des houles à la côte ou le transit sédimentaire en proche côtier.

1.4.2 Typologie des ouvrages de protection contre les aléas côtiers

Les types d'ouvrage de défense retenus sont définis selon une description géométrique simple de leur structure. Les ouvrages longitudinaux sont les plus nombreux et diversifiés. Au niveau du trait de côte, on retrouve essentiellement les murs, caractérisés par une pente verticale, et les perrés, caractérisés par une pente oblique simple ou multiple. Ces ouvrages sont construits contre le terrain "naturel". Du fait de leur forte réflexivité, l'abaissement de l'estran en pied d'ouvrage implique souvent une protection spécifique. Les digues constituent un échantillon des ouvrages longitudinaux, caractérisée par un apport de matériaux constituant un obstacle à l'écoulement de l'eau, et sont donc par définition

imperméables et surélevées par rapport au terrain naturel. Sur l'estran ou "en mer" peuvent se trouver des brise-lames, dont la caractéristique principale est de modifier la propagation des houles afin de limiter leur impact sur le trait de côte. Ils ne sont pas rattachés au trait de côte par leur propre structure. Cette caractéristique est essentielle pour les distinguer des épis et jetées portuaires, dont l'orientation principale est transversale et dont les configurations géométriques peuvent être très diverses. Certaines structures ne sont pas caractérisées par une orientation particulière, notamment les méthodes douces et les ouvrages portuaires. De plus, toutes les structures côtières ne sont pas des ouvrages ayant un maître d'ouvrage identifié. Aussi une certaine flexibilité sera conservée dans la typologie afin de faciliter le recensement sur le terrain.

1.5 L'organisation du recensement

1.5.1 La préparation du recensement et des visites de terrain

L'efficacité du recensement lors des visites de terrain dépend entièrement de la phase préparatoire. Il doit être organisé de manière générale à l'échelle d'un département ou d'un territoire multi-communal. Les distances à considérer sont importantes et chaque site est clairement à identifier et localiser avec ses accès. La notion de site est spécifique au recensement et se détermine selon des critères d'homogénéité géomorphologique ou d'exposition aux phénomènes naturels, laissés à l'appréciation des services compétents. Une phase de recueil permet de rassembler les diverses données et informations disponibles : anciens recensements et BDD existantes, clichés photographiques (Orthophotographie littorale – <http://www.geolittoral.equipement.gouv.fr/>, BD ORTHO IGN, photographies obliques, etc.), documents administratifs (autorisations d'occupation temporaire du domaine public maritime, déclarations loi sur l'eau, etc.), cartes diverses... Ces documents permettent de dénombrer les sites à visiter, de repérer les accès et structures à recenser, d'estimer ainsi le temps nécessaire par site pour effectuer le recensement et d'engager éventuellement des démarches nécessaires (autorisations de passage ou d'accès, mobilisation de moyens terrestres ou nautiques, etc.). Un calendrier est ensuite élaboré pour les visites en fonction de l'accessibilité, de la météorologie, des horaires de marée et de la disponibilité des moyens humains et matériels (GPS, véhicules...). Le sens des visites et de repérage des ouvrages doit être déterminé avant de procéder au recensement. Deux fiches de renseignements ont été élaborées pour recenser l'ensemble des informations utiles : une fiche terrain et une fiche complémentaire, capitalisant les informations administratives et techniques. Les fiches peuvent être pré-remplies en fonction de la documentation rassemblée en première phase. Enfin, le matériel nécessaire au recensement doit être rassemblé avant départ sur site, notamment les cartes et photographies aériennes des sites visités, les fiches terrain en nombre suffisant par site, un GPS, un appareil photographique, etc.

1.5.2 Les fiches de renseignement

BOULLAY & VILLEMAGNE (2009) ont proposé deux fiches d'aide au recensement permettant de renseigner des caractéristiques propres au site et à chacune des structures présentes, et ainsi de décrire le contexte physique et administratif de l'ouvrage. Quatre sites du Morbihan (communes d'Arradon, Banastère, Penvins et Séné) ont été testés et ont permis d'améliorer les fiches et de proposer des préconisations pour le recensement dans une notice méthodologique. Ces fiches contiennent le minimum d'informations nécessaires à une vision globale et homogène au niveau national ; elles peuvent éventuellement être adaptées et complétées par d'autres champs par les services. La fiche terrain renseigne des champs relatifs à l'environnement de la structure (caractéristiques géomorphologiques et sédimentaires, enjeux présents, etc.), au système de protection auquel la structure peut appartenir et à la description propre de l'ouvrage en lien avec la typologie définie précédemment. Des encarts sont prévus pour schématiser la structure et les aménagements présents. La fiche complémentaire renseigne des éléments administratifs liés à l'ouvrage, par exemple l'identité du propriétaire, du maître d'ouvrage ou gestionnaire, la date de construction de l'ouvrage, ses caractéristiques géométriques (longueur/largeur, cote d'arase, etc.), l'entretien, etc.

1.6 L'intégration des données dans une base nationale

La BDD nationale sur les ouvrages côtiers est à construire. Le CETMEF prévoit de définir sa structure et les caractéristiques de la couche cartographique associée. Certains éléments ont déjà été identifiés pour faciliter le renseignement ultérieur de cette base. En particulier, il est fortement conseillé d'attribuer un numéro d'identifiant unique à chaque structure et de relever des points caractéristiques par localisation au GPS (extrémités, position des aménagements intégrés, etc.). De la précision du recensement et des notes prises sur les fiches de renseignement dépendra la qualité de la BDD. Le

temps alloué au remplissage de la base et de la numérisation est estimé à au moins la moitié du temps passé sur le terrain (LE BERRE & HENAFF, 2009). L'échelle de la représentation cartographique sous SIG, liée aux exploitations qui seront faites, n'est pas encore définie, mais l'orthophotographie littorale serait un support visuel intéressant.

1.7 Conclusion

Le travail initié par le CETMEF en 2009 a permis d'obtenir un premier document de typologie des ouvrages et de préconisations pour le recensement, assorti de deux fiches de renseignements (BOULLAY & VILLEMAGNE, 2009). La poursuite de ce travail au sein d'un groupe national se décompose en deux phases. La première consiste à la réalisation de ce recensement en 2010, conséquence du passage de la tempête Xynthia (la nuit du 27 au 28 février 2010), et de la BDD nationale avec représentation cartographique sous SIG comprenant notamment l'état, le type et la position des ouvrages côtiers. L'évaluation des enjeux protégés et de l'état des ouvrages permettra de définir des priorités et des stratégies de gestion durable du trait de côte. La seconde permettra le développement d'une méthodologie de suivi et de diagnostic de ces ouvrages qui s'inspirera des méthodes déjà développées de "Visites Simplifiées et Comparées" pour les ouvrages côtiers (BREVIERE, 2004 ; BAVENCOFFE, 2005).

1.8 Références bibliographiques

- BAVENCOFFE M. (2005). Méthodologie globale et stratégique de suivi et d'entretien des ouvrages de défense contre la mer sur le littoral nord Cotentin. DDE Manche, 104 p.
- BONNOT-COURTOIS C., LANCON G. (2004). Erosion littorale – Evaluation du risque. Phase II : Caractérisation de l'aléa érosion sur le littoral des Côtes d'Armor. DDE Côtes d'Armor, 77 p.
- BOULLAY R., VILLEMAGNE G. (2009). Préconisations pour le recensement des ouvrages de protection contre les aléas côtiers. CETMEF, 40 p.
- BREVIERE M. (2004). Evaluation de l'état, du suivi et de l'entretien des ouvrages de défense contre la mer de la Côte d'Opale, Nord – Pas-de-Calais. CETMEF, 184 p.
- DDE ALPES-MARITIMES (1994). Inventaire des ouvrages maritimes. DDE Alpes Maritimes, 47 p.
- DDE SEINE-MARITIME (1996). Recensement des ouvrages de défense du littoral. CG Seine-Maritime, 127 p.
- DHI (2007). Etude de connaissance des phénomènes d'érosion sur le littoral vendéen. DDE Vendée. 287 p.
- LALAUT Y. (1992). Fonctionnement et efficacité des ouvrages statiques de protection des littoraux sableux. Thèse de doctorat, Université de Paris Sud, 250 p.
- LCHF -Laboratoire Central d'Hydraulique de France- (1986). Ouvrages de protection d'un littoral sableux. Enquête sur les ouvrages existant le long des côtes françaises.
- LE BERRE I., HENAFF A. (2009). Inventaire des ouvrages côtiers du Finistère. DDE Finistère, 50 p.
- LE BERRE I., METZLER N. (IUEM-UBO, CETMEF) (2008). Guide méthodologique pour la création de couches d'information sur le littoral. CETMEF, 66 p.
- LEVOY F., LARSONNEUR C. (1991). Etude globale concernant la défense contre la mer. Les ouvrages et aménagements de défense contre la mer de la côte ouest du Cotentin. Présentation et évaluation de leur efficacité et de leurs impacts – 3ème phase, Rapport V. CG Manche, 107 p.
- LEVOY F., MONFORT O., BIZIEN H., IZABEL G., SAINT-LEGER E., POYELLE B. (GRESARC) (2004a). Erosion littorale sur le département des Côtes d'Armor – Evaluation du risque. Phase II : Expertise et évaluation du risque, détermination de l'aléa érosion, synthèse du diagnostic des ouvrages. DDE Côtes d'Armor, 149 p.
- LEVOY F., MONFORT O., BIZIEN H., IZABEL G., SAINT-LEGER E., POYELLE B. (GRESARC) (2004b). Erosion littorale sur le département des Côtes d'Armor – Evaluation du risque. Phase II : Expertise et évaluation du risque, détermination et caractérisation de la vulnérabilité des espaces littoraux. DDE Côtes d'Armor, 64 p.
- MALAFOSSE R. (2006). Les ouvrages de protection contre l'érosion du littoral Languedoc-Roussillon : analyse et structuration de la base de données. Service maritime et de navigation du Languedoc-Roussillon, 50 p.
- PIALLAT, J., LABEY, D. (2002). Réalisation d'un diagnostic des ouvrages de défense contre la mer du littoral Vendéen. VIIèmes Journées Nationales Génie Civil – Génie Côtier, Anglet, pp 523-531. doi:10.5150/jngcgc.2002.050-P
- PTOLEMEE (2002). Etude du comportement du littoral départemental, évaluation des risques et enjeux. DDE Morbihan, 27 p.

SCHE -Service Central de l'Hydrologie et de l'Environnement- (1973a). Le littoral français : dommages côtiers, ouvrages de défense. 1- Présentation générale. Ministère de l'Équipement et de l'Aménagement du Territoire, 89 p.

SCHE -Service Central de l'Hydrologie et de l'Environnement- (1973b). Le littoral français : dommages côtiers, ouvrages de défense. 2- Inventaire analytique (vol. 1 & 2). Ministère de l'Équipement et de l'Aménagement du Territoire, 1043 p.

SCHE -Service Central de l'Hydrologie et de l'Environnement- (1973c). Le littoral français : dommages côtiers, ouvrages de défense. 3- Cartes. Ministère de l'Équipement et de l'Aménagement du Territoire, 120 p.

STCPMVN -Service Technique Central des Ports Maritimes et des Voies Navigables- (1981a). Catalogue des défenses de côtes. Ministère de la Mer, 155 p.

STCPMVN -Service Technique Central des Ports Maritimes et des Voies Navigables- (1981b). Catalogue des digues. Ministère de la Mer, 176 p.

STCPMVN -Service Technique Central des Ports Maritimes et des Voies Navigables- (1984). Catalogue sédimentologique des côtes françaises. Côtes de la Méditerranée, de la frontière espagnole à la frontière italienne. Secrétariat d'État auprès du Ministre des Transports, chargé de la Mer. Ed. Eyrolles, 300 p.

STCPMVN -Service Technique Central des Ports Maritimes et des Voies Navigables- (1986). Catalogue sédimentologique des côtes françaises. Côtes de la Mer du Nord et de la Manche, de la frontière belge au Mont-Saint-Michel. Secrétariat d'État auprès du Ministre de l'Urbanisme, du Logement et des Transports, chargé de la Mer. Ed. Eyrolles, 407 p.

STCPMVN -Service Technique Central des Ports Maritimes et des Voies Navigables- (1987a). Catalogue sédimentologique des côtes françaises. Côtes de la Manche et de l'Atlantique, de la baie du Mont-Saint-Michel à la frontière espagnole. Secrétariat d'État à la Mer. Ed. Eyrolles, 561 p.

STCPMVN -Service Technique Central des Ports Maritimes et des Voies Navigables- (1987b). Catalogue sédimentologique des côtes françaises. Tome 10 : la Corse. Ministère des Transports, 106 p.

STCPMVN -Service Technique Central des Ports Maritimes et des Voies Navigables- (1995). Catalogue sédimentologique des côtes françaises. Côtes de la Manche et de l'Atlantique. Annexe I Littoral du département de la Gironde – Mise à jour 1983-1994. Ministère de l'Équipement, du Logement, des Transports et du Tourisme, 122 p.

SOGREAH (1995). Littoral de la Charente Maritime. Etude de défense des côtes. DDE Charente-Maritime, 156 p.

ANNEXE 2 : COMPARAISON MODELES - MESURES APPLIQUEE AU CALCUL DE LA HAUTEUR SIGNIFICATIVE ET DU SETUP EN FAIBLES PROFONDEURS

2.1 Introduction

Le dimensionnement des structures maritimes de protection vis-à-vis de l'action des vagues (digues, perrés) nécessite l'estimation préalable des forçages hydrauliques exercés sur l'ouvrage tels que la hauteur des houles de tempête et les surcotes associées. Ces grandeurs interviennent ainsi dans le calcul du débit franchissant l'ouvrage (e.g., Ea et al., 2007) et de la stabilité des blocs de carapace (e.g., Hudson, 1958; Van der Meer, 1988). Les modèles numériques donnent accès à ces paramètres via le calcul des caractéristiques de la houle (hauteur, période et direction) en faibles profondeurs, ceci en fonction des conditions limites des états de mer au large, du vent en surface, du niveau d'eau, des courants, de la bathymétrie et du frottement sur le fond. Ces nombreuses possibilités de paramétrisation laisse ainsi envisager dans le cadre du projet SAO POLO une approche numérique pour

- déterminer, dans un premier temps, les évolutions de la houle aux abords de l'ouvrage en réponse aux conséquences du changement climatique, notamment (i) l'augmentation du niveau moyen de la mer et (ii) l'intensification du régime des tempêtes,
- et prédire, dans un deuxième temps, les adaptations actuelles et futures des ouvrages côtiers de défense contre l'action des vagues.

Cette étude, associée à la première partie du projet SAO POLO, vise à évaluer les performances des modèles numériques de propagation de houle du large à la côte au calcul des paramètres « clés » de la hauteur significative et de l'élévation du niveau moyen liée à la houle en faibles profondeurs. Les codes retenus permettent de propager du large à la côte les trois descriptions possibles d'un état de mer irrégulier, (i) la série temporelle de vagues, (ii) le spectre de variance énergétique discrétisé en un nombre fini de fréquences et (iii) les paramètres intégrés de hauteur de houle (H_{m0} , H_{rms} ...). Les applications portent sur quatre expériences en laboratoire et campagnes in-situ correspondant à différentes configurations bathymétriques et conditions de houle incidente. Les résultats des modèles numériques sont comparés aux mesures effectuées dans chaque cas le long des profils. Enfin, la possibilité de paramétrer analytiquement le transfert de la hauteur significative de houle H_{m0} du large à la côte est évaluée.

Le rapport s'organise selon les étapes suivantes. Après une description des outils numériques utilisés, les configurations des cas tests sont présentées. Les résultats des simulations comparés aux mesures sont ensuite exposés. Enfin, la dernière section synthétise les performances de chaque modèle.

2.2 Description des modèles numériques

Les modèles de propagation de houle retenus traitent respectivement de séries temporelles de vagues (FUNWAVE), du spectre de variance énergétique (SWAN) ou de paramètres intégrés tels que la hauteur significative spectrale H_{m0} (BEACH) ou la hauteur RMS des vagues H_{rms} (REEF 2000). Ces modèles sont appliqués dans le cas de vagues mondirectionnelles sur des profils bathymétriques supposés invariants par translation suivant un trait de côte rectiligne.

2.2.1 FUNWAVE

FUNWAVE (Kirby et al., 1998) traite des processus à l'échelle temporelle de la vague en résolvant les équations de Boussinesq non linéaires étendues de Wei et al. (1995). La modélisation du déferlement est basée un mécanisme de dissipation localisé spatialement et temporellement sur le front des vagues faisant intervenir les formulations de la viscosité turbulente et du rouleau de surface proposée par Kennedy et al. (2000). Le frottement sur le fond est paramétré à partir du coefficient de Swart (1974) en fonction du diamètre des sédiments de fond. FUNWAVE est utilisé dans sa version unidimensionnelle horizontale FUNWAVE1D.

2.2.2 SWAN

SWAN (Booij et al., 1999; Ris et al., 1999) est un modèle à phases moyennées qui résout l'équation de conservation du flux d'énergie de la houle appliquée au spectre de variance des vagues discrétisé en un nombre fini de fréquences et de directions. L'équation intègre en particulier les termes de dissipation d'énergie par (i) déferlement selon le modèle de Battjes et Janssen (1978) et (ii) frottement sur le fond proposé par Madsen et al. (1988). L'équation d'évolution du niveau moyen de la mer, « setup » ou «

setdown », est résolue à partir du calcul des termes de forçages des contraintes de radiation des vagues. Des détails complémentaires sur les processus pris en compte (e.g., interactions entre triplets de fréquence...), les expressions mathématiques des différents termes de l'équation de conservation du flux d'énergie de la houle sont disponibles dans la notice technique de SWAN (SWAN team, 2009).

2.2.3 BEACH

BEACH (Becq et Benoit, 1996) est un modèle à phases moyennées qui résout l'équation de conservation de l'énergie des vagues appliquée à un paramètre intégré tel que l'énergie totale de la houle E_{tot} ou la hauteur H_{m0} avec une célérité de groupe définie à partir de la période de pic T_p . Les 7 processus de dissipation par déferlement (cinq modèles de déferlement dont celui de Battjes et Janssen, 1978) et de frottement sur le fond (Izumiya et Horikawa, 1984) sont pris en compte. Le modèle résout également l'équation d'évolution du niveau moyen de la mer en fonction des termes de forçages par les vagues du mouvement moyen (contraintes de radiation).

2.2.4 REEF 2000

REEF 2000 (Benoit, 1999) est un modèle à résolution de phase appliqué à l'équation de Berkhoff (1972) pour la hauteur H_{rms} . Dans la version de ce code, l'équation de Berkhoff est complétée de termes (i) supplémentaires prenant en compte les effets de forte pente et/ou de courbure des fonds et (ii) dissipatifs d'énergie sous l'effet du déferlement bathymétrique (neuf modèles de déferlement dont celui de Battjes et Janssen, 1978) et/ou du frottement sur le fond. Ces termes dissipatifs rendent l'équation de Berkhoff nonlinéaire. La résolution de cette équation est couplée à l'équation d'évolution du niveau moyen de la mer de la houle.

2.3 Présentation des cas-tests

Les quatre cas sélectionnés se répartissent en

- trois expériences en laboratoire dans un canal à houle pour des bathymétries de pente constante (essai J6033A; Baldock et Huntley, 2002 ; Ruessink et al., 2003), avec un haut fond fixe en bas de plage (essai TUDB2; Grassmeijer et Van Rijn, 1999 ; Grassmeijer et Ruessink, 2003) ou des barres sableuses dynamiques en réponse aux forçages induits par la houle au fond (essai LIP11D1B ; Arcilla et al., 1994 ; Roelvink et Reniers, 1995),
- et une campagne in situ sur la plage de Duck (Nord de la Californie, EtatsUnis), (essai SandyDuck' 97) présentant un profil « crossshore » avec un effet de barre plus ou moins prononcé selon le niveau de la marée.

2.3.1 Cas J6033A

L'essai J6033A est le premier test de la série d'expériences J60# (Baldock et Huntley, 2002 ; Ruessink et al., 2003) réalisées dans un canal à houle de 18 m de long et de 0,9 m de large (Figure 1). La profondeur fixée à 0,8 m au large diminue à partir de 5,65 m du batteur de houle selon une pente de 1/10 vers la côte. Les évolutions de la hauteur des vagues et du niveau moyen sont mesurées en 36 points à l'aide de cinq capteurs résistifs montés sur chariot et d'un capteur multipoints dans la zone de « swash ». Les vagues générées aux limites du canal pour le test J6033A présentent un spectre étroit ($\gamma=3,3$), une fréquence de pic $f_p=0,6$ Hz et une hauteur $H_{rms}=0,1$ m (Baldock et Huntley, 2002). Dans le cadre de nos simulations, la hauteur de houle imposée aux limites du modèle correspond à celle mesurée au premier point de mesure au large, soit $H_{rms}=0,103$ m.

2.3.2 Cas TUDB2

L'essai TUDB2 (Grasmeijer et Van Rijn, 1999 ; Grasmeijer et Ruessink, 2003) est effectué dans un canal de 45 m de long et 0,8 m de large. Le profil des fonds de 0,6 m au large comporte à l'approche de la zone découvrante une barre artificielle (Figure 2). Sur la face de la barre située vers le large, les fonds diminuent selon une pente de 1/20 pour atteindre la valeur de 0,3 m à son sommet. La profondeur augmente ensuite selon une pente de 1/25 jusqu'à la valeur de 0,5 m dans le creux situé en aval de la barre. La réduction du niveau d'eau à l'approche de la côte s'effectue selon une pente de 1/63. La hauteur de la houle et le setup/setdown sont mesurés en 10 points répartis le long du canal. La houle générée à la limite du canal a une hauteur significative $H_s=0,19$ m et une période de pic $T_p=2,3$ s.

2.3.3 Cas LIP11D1B

Les expériences Delta Flume'93 LIP11D1B (Arcilla et al., 1994 ; Roelvink et Reniers, 1995) sont réalisées dans un canal de 240 m de long et 5 m de large. Le niveau d'eau est fixé à 7 m au large. Le fond constitué de sable de diamètre médian $D_{50}=200$ μm est susceptible d'évoluer en réponse aux forçages induits par la houle. Le cas LIP11D1B présente ainsi un fort régime érosif

conduisant aux formations et déplacements de deux barres sableuses (Figure 3). Les caractéristiques des vagues en hauteurs et niveau moyen de l'eau sont mesurées en 10 points répartis sur la zone d'évolution des barres sableuses. Le profil des fonds est analysé à l'aide d'une sonde placée sur un chariot mobile. Ces données sont enregistrées toutes les heures pendant 17 heures. La hauteur des vagues et le niveau moyen présentent des faibles variations au cours du test LIP11D1B autour des valeurs $H_{m0}=1,40$ m et $\eta=0,05$ m. La période de pic est de l'ordre de $T_p=5$ s.

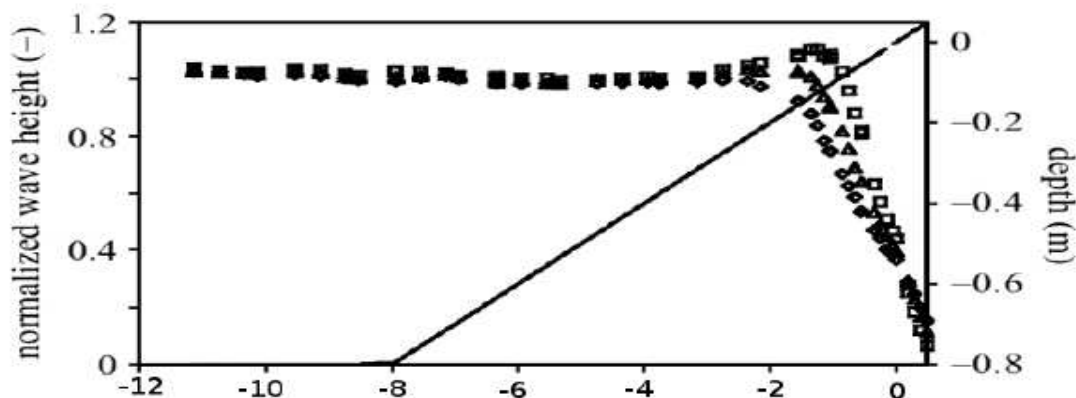


Figure 1: Evolution de la hauteur de houle H_{rms} pour les essais J6033 (\square cas J6033A ; Δ cas J6033B ; \square cas J6033C) (d'après Baldock et Huntley, 2002).

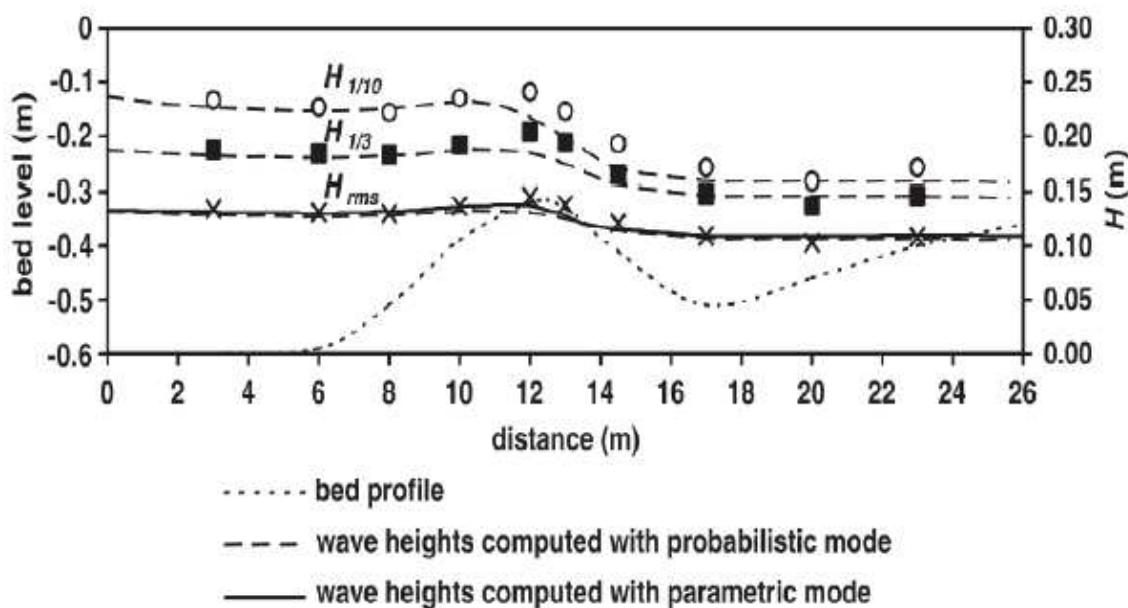


Figure 2: Hauteurs de houle mesurées et modélisées le long du canal de l'essai TUBD2 (Grasmeijer et Ruessink, 2003). La correspondance des symboles est la suivante : \circ $H_{1/10}$; \blacksquare $H_{1/3}$ et \times H_{rms} . Le profil bathymétrique en pointillés fins.

2.3.4 Cas SandyDuck'97

SandyDuck'97 est une campagne de mesures in situ menée par l'« US Army Corps of Engineers », l'« Office of Naval Research » et l'« US Geological Survey » sur un profil crossshore de 900 m au niveau de la plage de Duck (Nord de la Californie, États-Unis) au cours des été et automne 1997 (Figure 4). La cote du fond est de 8 m à 900 m de la plage. Le profil bathymétrique présente deux barres sableuses dynamiques évoluant en fonction des conditions de houle incidente et du niveau de la marée. Les données utilisées sont celles recueillies par Elgar, Herbers, O'Reilly et Guza. Elles comprennent 17 points de mesure au-dessus de l'isobathe 6 m. Ces enregistrements sont disponibles au lien suivant :

- <http://www.frf.usace.army.mil/sandyduck/SandyDuck.stm>.

Une analyse des quatre mois de mesures a permis de retenir cinq conditions de houle incidente (à l'abscisse $X=825$ m) correspondant à des gammes d'échelles variables en hauteurs et périodes (Tableau 1).

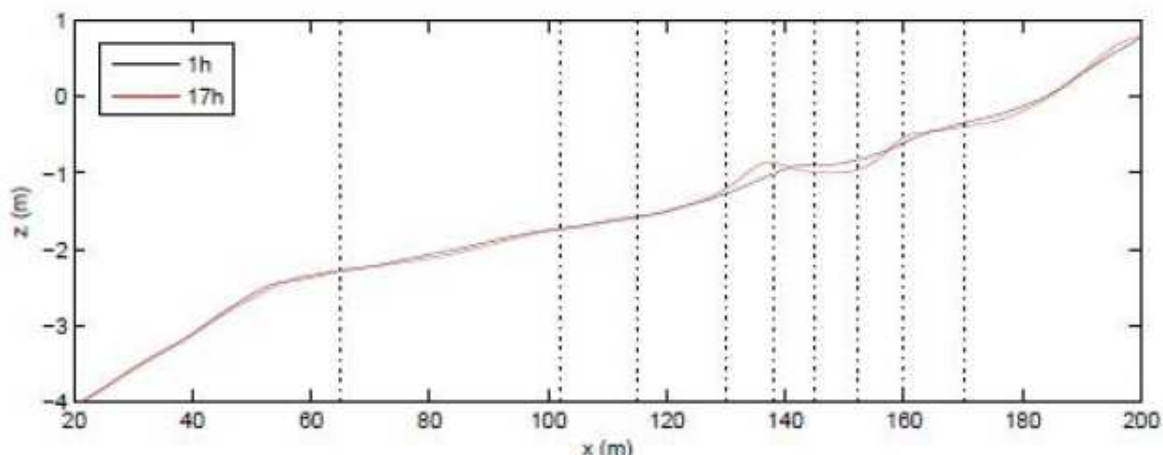


Figure 3= : Profils de la plage à $t=1h$ et $t=17 h$ pour le cas LIP11D1B (Arcilla et al., 1994, d'après Morellato, 2008). Les traits verticaux en pointillés indiquent la localisation des points de mesure.

	Cas 1	Cas 2	Cas 3	Cas 4	Cas 5
	(06/08/97)	(04/09/97)	(12/09/97)	(04/10/97)	(19/10/97)
$H_{m0,0}$ (m)	0,59	2,46	1,46	0,38	3,47
T_p (s)	3,47	7,04	11,98	15,63	9,71
η_0 (m)	0,72	0,91	-0,02	-0,4	0,31
θ_0 ($^\circ$)	24	24	-24	-6	-4

Tableau 1 : Hauteurs, périodes, directions et niveaux moyens des quatre cas sélectionnés à l'abscisse $X=825$ m au cours de la campagne SandyDuck'97.

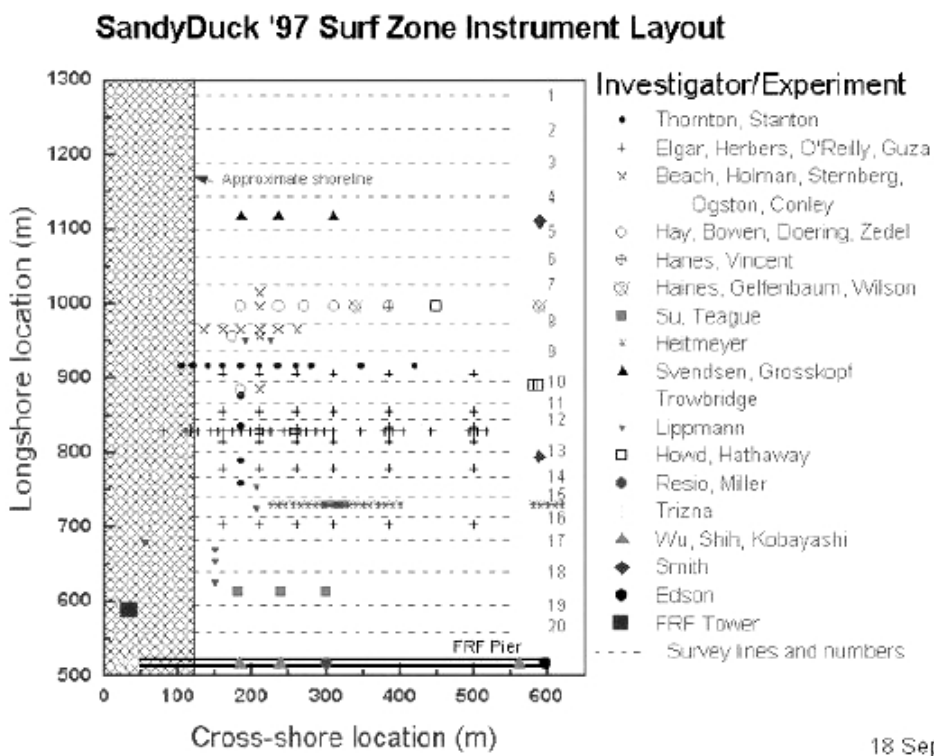


Figure 4 : Localisation des points de mesures sur le site de Duck pour la campagne SandyDuck'97 (<http://www.frf.usace.army.mil/sandyduck/SandyDuck.stm>).

2.4 Comparaison modèles - mesures

Les performances de chaque modèle sont évaluées :

- visuellement à partir des graphiques présentant les valeurs mesurée et prédites de la hauteur significative et du setup le long des profils bathymétriques,
- et numériquement par le calcul d'une série de huit critères destinés à comparer deux séries de données entre elles.

Ces critères sont calculés (i) localement localement en chaque point de mesure ou sur une série de points limités à la zone proche de la côte et (ii) globalement sur l'ensemble du profil. L'analyse s'intéressera en particulier aux critères de l'erreur moyenne absolue (C3) et de l'erreur quadratique normalisée (C5, « scatter index »).

2.4.1 J6033A

Les conditions de simulation sont présentées dans le Tableau 2. Le spectre de variance énergétique de la houle est discrétisé en 30 fréquences réparties selon une progression exponentielle de 0,0566 à 1 Hz et 60 directions avec une résolution uniforme de 6° (e.g., Lin et al., 2002 ; Hu et al., 2003; Guillou, 2008). Afin de faciliter la comparaison, le modèle de déferlement de Battjes et Janssen (1978) a été retenu pour les codes SWAN, BEACH et REEF 2000. L'influence du frottement sur le fond est analysée. Les modèles de frottement retenus sont ceux proposés par défaut dans chaque version du code. Au final, six modélisations sont effectuées : FUNWAVE avec frottement, SWAN avec et sans frottement, BEACH avec et sans frottement et REEF 2000 sans frottement. La Figure 5 présente les résultats numériques de la hauteur H_{rms} comparées aux 36 mesures effectuées le long du profil bathymétrique. FUNWAVE et SWAN montrent globalement les meilleures estimations de la hauteur H_{rms} . On observe cependant une sensible augmentation de la hauteur de houle prédite par FUNWAVE au niveau de la rupture de pente à $x=8$ m. BEACH et REEF 2000 surestiment de près de 10 % le « shoaling » mesuré dans la zone des $x=4$ m à $x=2$ m. Le coefficient de frottement ne modifie que très légèrement les résultats de BEACH mais permet d'améliorer les prédictions de SWAN avec une réduction du scatter index global de 9,3 à 5,4 %. Le classement des modèles est conservé à l'approche de la côte dans la zone des $x=2$ m à $x=0$ m. Des écarts sont observés à proximité de la limite $x=0$ m. Ils peuvent être attribués aux conditions limites spécifiques à chaque modèle : imposition d'une hauteur d'eau minimale

pour SWAN et BEACH, condition de type réflexion pour REEF 2000. Les meilleures estimations sont obtenues avec FUNWAVE, ce modèle ayant par ailleurs l'avantage de calculer les hauteurs de houle dans la zone de swash.

	FUNWAVE	SWAN	BEACH	REEF2000
Maillage	$\Delta x = 0.04$ m	$\Delta x = 0.20$ m	$\Delta x = 0.01$ m	40 mailles / L
Déferlement	Kennedy et al. (2000)	Battjes et Janssen (1978)	Battjes et Janssen (1978)	Battjes et Janssen (1978)
Frottement	quadratique ($C_f = 0,005$)	Madsen et al. (1988) ($k_N = 0,05$ m – valeur par défaut)	Izumiya et Horikawa (1984) ($C_f^* = 0,016$ – valeur par défaut)	Nul
Réflexion à la côte	Couches éponges	-	-	Nulle

Tableau 2 : Conditions de simulation pour les quatre modèles de propagation de houle dans le cas J6033A.

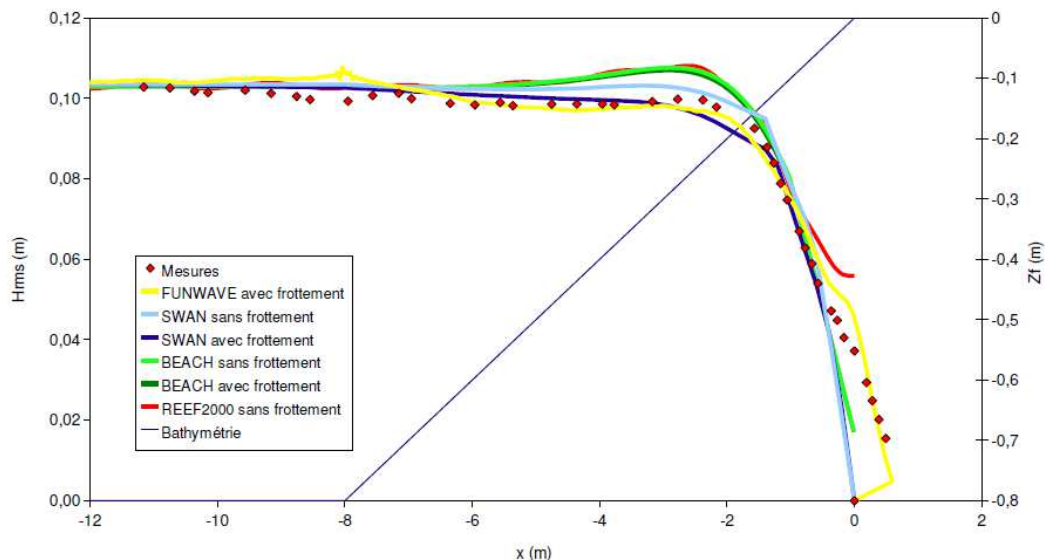


Figure 5 : Hauteurs Hrms mesurées et prédites pour l'essai J6033A.

2.4.2 TUBB2

Les conditions de simulation reprennent les paramétrisations du déferlement et du frottement sur le fond retenues pour le cas J6033A (Tableau 2). REEF 2000 intègre les effets de dissipation par frottement sur le fond paramétrés selon Izumiya et Horikawa (1984) avec un coefficient de frottement $C_f^* = 0,01$. Les pas d'espaces du maillage unidimensionnel retenus pour chaque modèle sont les suivants : $\Delta X = 0,04$ m pour FUNWAVE et SWAN, $\Delta X = 0,1$ m pour BEACH et ΔX réparti en 20 mailles sur la longueur du profil pour REEF 2000. Six modélisations sont ainsi effectuées pour le cas TUBB2 : FUNWAVE avec frottement, SWAN et BEACH avec et sans frottement et REEF 2000 avec frottement. La Figure 6 montre les évolutions de la hauteur H_{m0} mesurée par Grassmeijer et Ruessink (2003) et calculée par les différents modèles le long du profil bathymétrique. Ces données diffèrent sensiblement de celles présentées par Grassmeijer et Van Rijn (1999). Cependant, on note dans les deux cas (i) au niveau de la barre artificielle une augmentation de la hauteur de houle, de l'ordre de 5 % pour Grassmeijer et Van Rijn (1999) et de 10 % pour Grassmeijer et Ruessink (2003), (ii) suivie dans le creux situé en aval d'une réduction de la hauteur de près de 25 % pour les deux jeux de données. Les modèles tendent globalement à sous-estimer la hauteur de houle au niveau de la barre artificielle et à surestimer dans le creux situé en aval. FUNWAVE fournit la meilleure estimation de la hauteur maximale de levée de la houle au niveau de la barre artificielle.

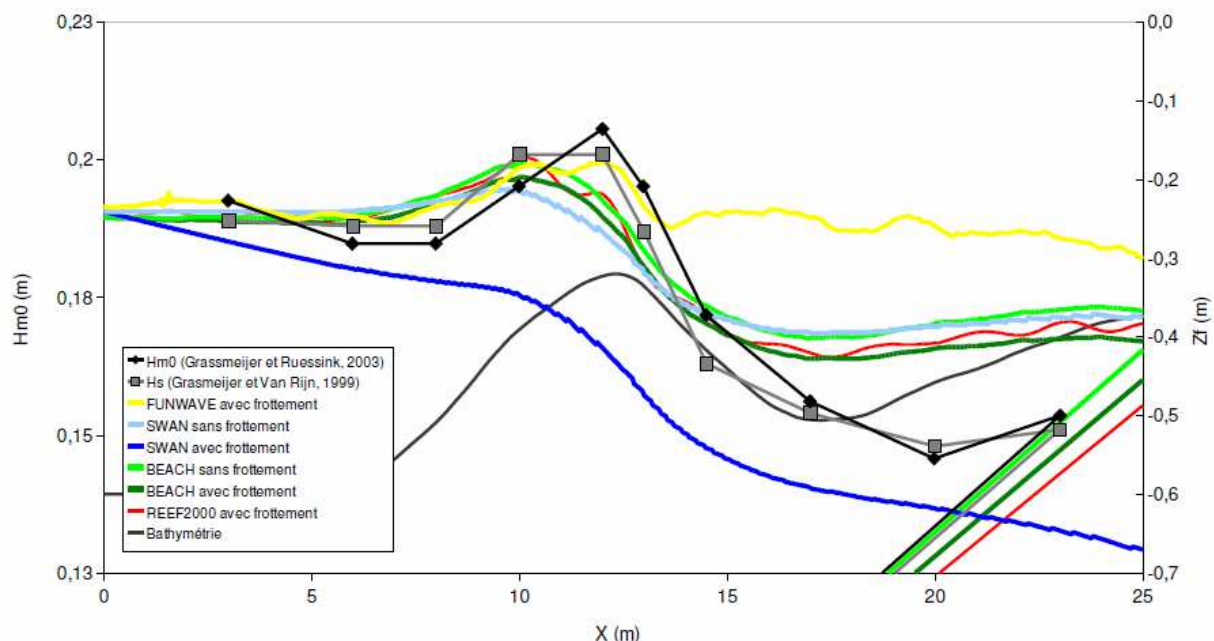


Figure 6 : Hauteurs H_{m0} mesurées par Grasmeijer et Van Rijn (1999) et Grasmeijer et Ruessink (2003) et prédites pour l'essai TUDB2.

Cependant, le modèle sous-estime de près de 25 % la décroissance de la hauteur à l'approche du rivage avec une valeur calculée de $H_{m0}=0,19$ m contre $H_{m0}=0,15$ m au niveau des mesures. Les autres codes prédisent une hauteur maximale de houle en un point situé 2,5 m avant la hauteur maximale mesurée par Grasmeijer et Ruessink (2003). REEF 2000 reproduit le plus fidèlement la variation de la hauteur de houle entre son augmentation au niveau de la barre artificielle et sa décroissance dans le creux situé en aval. BEACH présente des résultats sensiblement plus éloignés des mesures que ceux de REEF 2000. Cet écart peut être attribué à la prise du frottement sur le fond qui réduit globalement de 10 à 15 % la hauteur H_{m0} calculée. BEACH avec frottement fournit ainsi les meilleures estimations de la levée de la houle au niveau de la barre alors que BEACH sans frottement se rapproche de la décroissance observée dans le creux situé en aval. SWAN est plus sensible à la prise en compte du frottement sur le fond. Bien que plus éloignés des mesures que REEF 2000 et BEACH, les résultats obtenus avec SWAN sans frottement sont nettement plus satisfaisants que ceux issus de SWAN avec frottement. La dissipation de l'énergie de la houle par frottement sur le fond réduit ainsi de près de 20 % les hauteurs H_{m0} calculées par le modèle.

2.4.3 LIP11D1B

Les configurations retenues pour les modèles de propagation de houle diffèrent des cas précédents au niveau de la paramétrisation du déferlement et de la résolution du maillage unidimensionnel. Le modèle de frottement sur le fond de Madsen et al. (1988) intègre ainsi dans SWAN la nature des sédiments de fond avec un paramètre de rugosité de fond $kN=2,5$ $D50=0,005$ m. Les pas d'espaces des maillages des modèles sont les suivants : $\Delta X=0,5$ m pour FUNWAVE, $\Delta X=0,2$ m pour SWAN et BEACH et ΔX réparti en 120 mailles sur la longueur du profil bathymétrique pour REEF 2000. Les six modélisations effectuées sont : FUNWAVE avec frottement, SWAN et BEACH avec et sans frottement et REEF 2000 sans frottement. La Figure 7 présente les évolutions horaires de la hauteur H_{m0} et de l'élévation du niveau moyen liée à la houle après 17 heures de l'essai LIP11D1B. BEACH et REEF 2000 fournissent les meilleures estimations de la hauteur de houle avec une erreur quadratique normalisée inférieure à 3,5 % sur l'ensemble des simulations (Tableau 3).

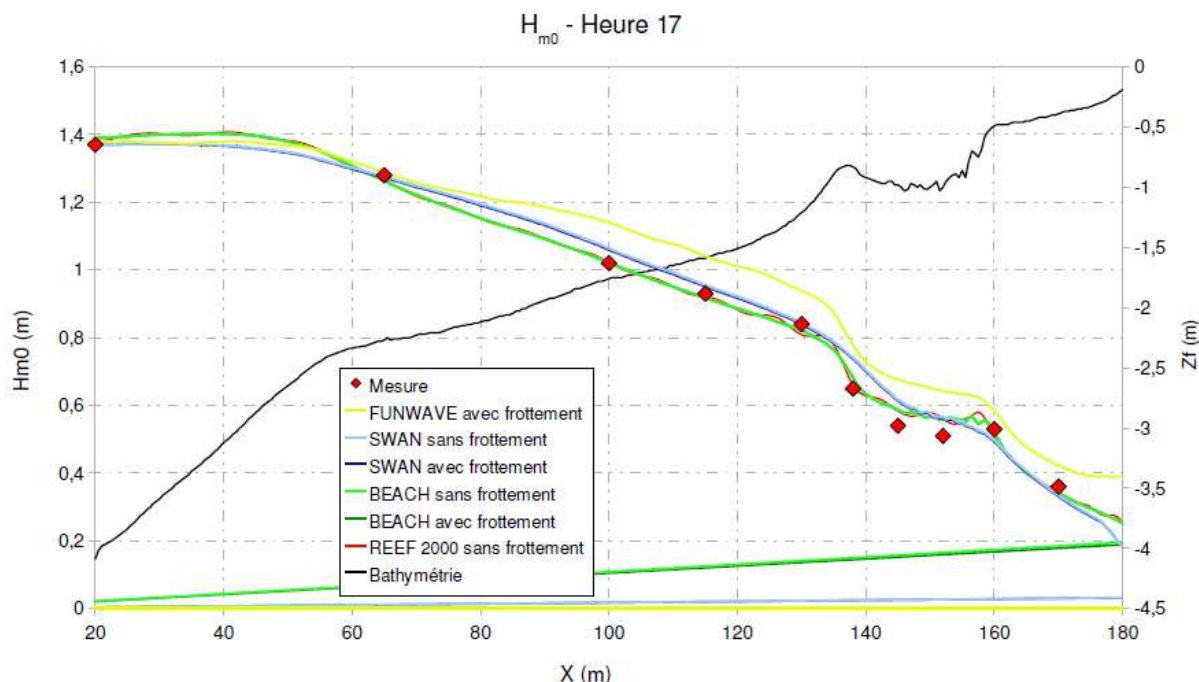


Figure 7 : Hauteurs H_{m0} mesurées et prédites à la dix-septième heure de l'essai LIP11D1B.

Les diminutions et augmentations de la hauteur au niveau des deux barres sableuses d'avant-plage sont correctement reproduites. Les résultats obtenus avec SWAN sont très proches de ces estimations. En dépit d'une tendance à surestimer les hauteurs, le scatter index reste inférieur à 5,1 %. La réduction du coefficient de frottement avec une valeur de kN dix fois plus petite que la valeur recommandée par défaut rend pratiquement négligeable la dissipation d'énergie par frottement sur le fond. L'amélioration des résultats se limite à une réduction de l'erreur quadratique normalisée de 5,1 à 4,8 % sur l'ensemble des simulations (Tableau 3).

H_{m0}	FUNWAVE avec frottement	SWAN sans frottement	SWAN avec frottement	BEACH sans frottement	BEACH avec frottement	REEF 2000 sans frottement
C1	0,087 m	0,026 m	0,022 m	0,010 m	-0,003 m	0,008 m
C2	0,097 m	0,043 m	0,040 m	0,028 m	0,026 m	0,030 m
C3	0,087 m	0,035 m	0,032 m	0,021 m	0,022 m	0,022 m
C4	0,109	0,033	0,028	0,012	-0,004	0,010
C5	11,4 %	5,1%	4,8%	3,3%	3,1%	3,5%
C6	0,990	0,994	0,994	0,997	0,997	0,996
C7	1,184	1,057	1,049	1,017	0,989	1,011
C8	0,150 m	0,092 m	0,088 m	0,082 m	0,069 m	0,087 m

Tableau 3 : Critères de comparaison modèles - mesures de la hauteur H_{m0} sur les 170 points de l'essai LIP11D1B.

FUNWAVE surestime de près de 10 % la hauteur de houle lorsque la profondeur est inférieure à 2 m. Le résultat de cette surestimation est une augmentation du scatter index global à la valeur de 11,4 %. Le classement des modèles pour l'estimation de la hauteur de houle est conservée lorsque l'analyse se limite aux points situés sous une profondeur inférieure à 2,5 m. Les résultats numériques de l'élévation du niveau moyen liée à la houle sont de moins bonne qualité. Ce résultat est en partie liée à la présence de biais dans les mesures. Les modèles représentent cependant les phénomènes de setup et setdown au niveau des deux barres sableuses d'avant-côte. Bien que les estimations sur l'ensemble des points soient d'un ordre comparable entre les modèles, on note une sensible amélioration des prédictions avec BEACH et REEF 2000 pour les points situés à proximité de la côte.

2.4.4 SandyDuck'97

Les configurations des modèles sont analogues à celles présentées dans le Tableau 2. Les pas d'espaces des maillages sont les suivants : $\Delta X=1$ m pour FUNWAVE, $\Delta X=1$ m pour SWAN, $\Delta X=0,5$ m pour BEACH et ΔX réparti en 120 mailles sur la longueur du profil bathymétrique pour REEF 2000. L'influence de l'incidence de la houle sur les résultats numériques est testée dans le code REEF 2000.

Les autres simulations prennent en compte une incidence nulle de la houle au large. Six modélisations sont comparées : FUNWAVE avec frottement, SWAN avec et sans frottement, BEACH avec frottement et REEF 2000 avec frottement et des incidences nulles et réelles. Les Figures 8 à 12 montrent les évolutions de la hauteur H_{m0} le long des profils bathymétriques pour les cinq cas sélectionnés (Tableau 1). BEACH n'a pas fonctionné pour le quatrième cas (faible houle et forte période). Les évolutions simulées pour le premier cas (faibles hauteurs et périodes) (Figure 8) présentent des différences importantes avec les mesures. L'accord modèles mesures est meilleur pour les quatre autres cas. Il reste cependant difficile de dégager une hiérarchie globale des performances de chaque modèle. Les meilleurs résultats sont obtenus avec SWAN intégrant le frottement pour les cas 3 et 5. L'omission du frottement dans SWAN permet d'obtenir les meilleures estimations pour le cas 4. BEACH et REEF 2000 s'approchent le mieux des mesures effectuées dans le cas 2. Les prédictions obtenues avec FUNWAVE sont intermédiaires des modèles SWAN, BEACH et REEF 2000. Enfin, la prise en compte de l'incidence réelle dans REEF 2000 améliore les estimations de la hauteur de houle. Mais cette amélioration reste d'un ordre moins élevé que celle obtenue avec la prise en compte du frottement dans SWAN.

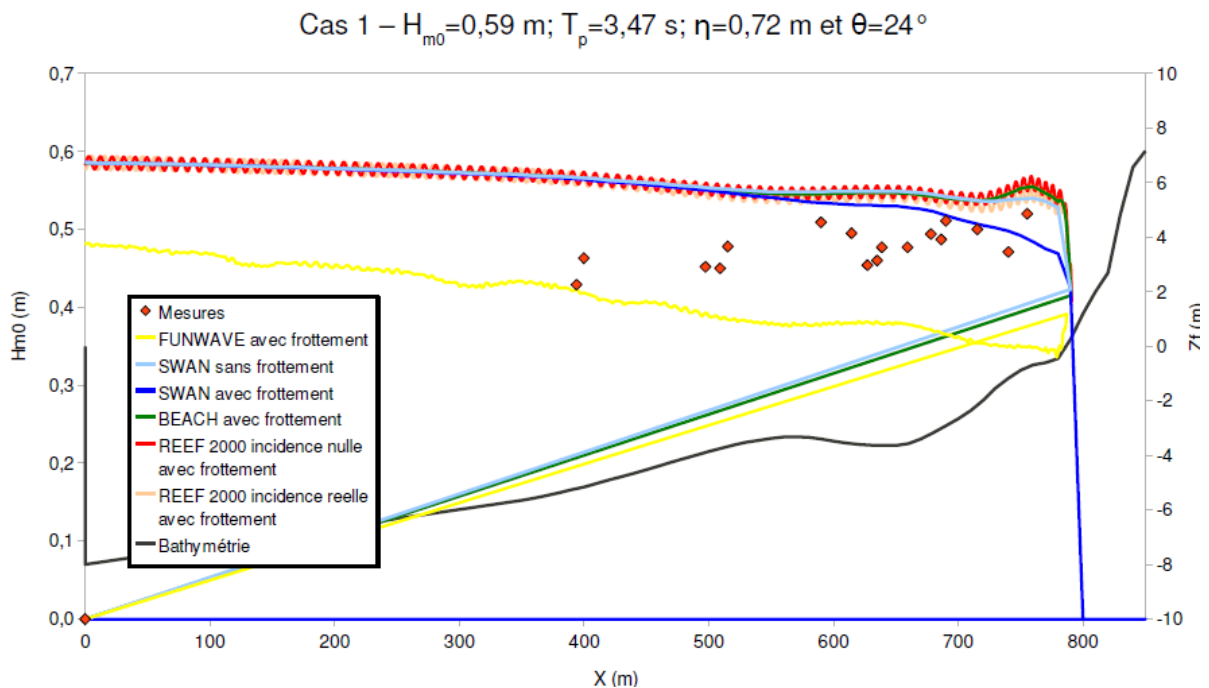


Figure 8 : Hauteurs H_{m0} mesurée et prédites pour le premier cas de l'essai SandyDuck'97.

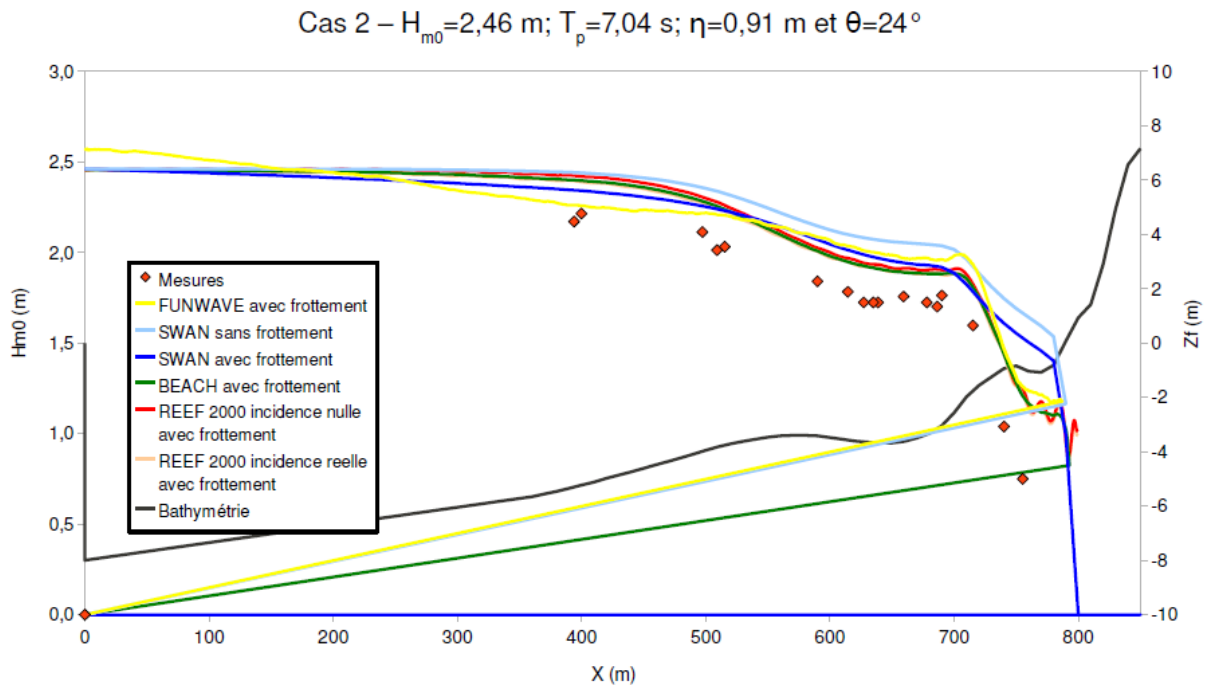


Figure 9 : Hauteurs H_{m0} mesurée et prédites pour le second cas de l'essai SandyDuck'97.

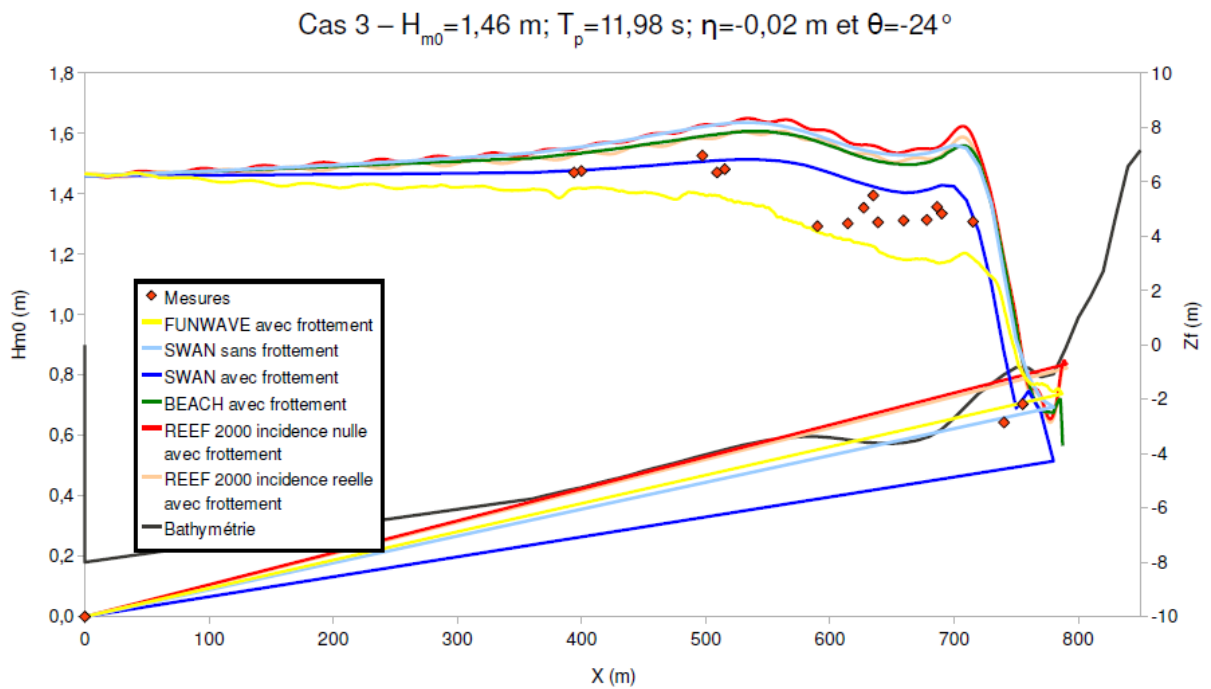


Figure 10 : Hauteurs H_{m0} mesurée et prédites pour le troisième cas de l'essai SandyDuck'97.

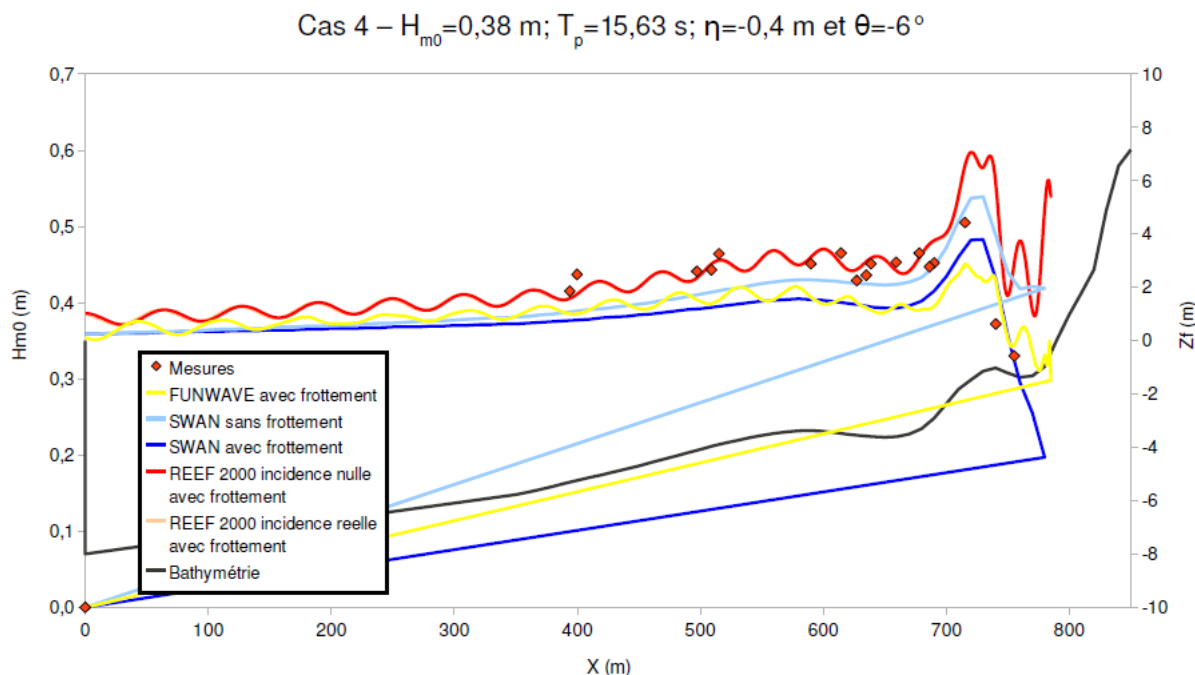


Figure 11 : Hauteurs H_{m0} mesurée et prédites pour le quatrième cas de l'essai SandyDuck'97.

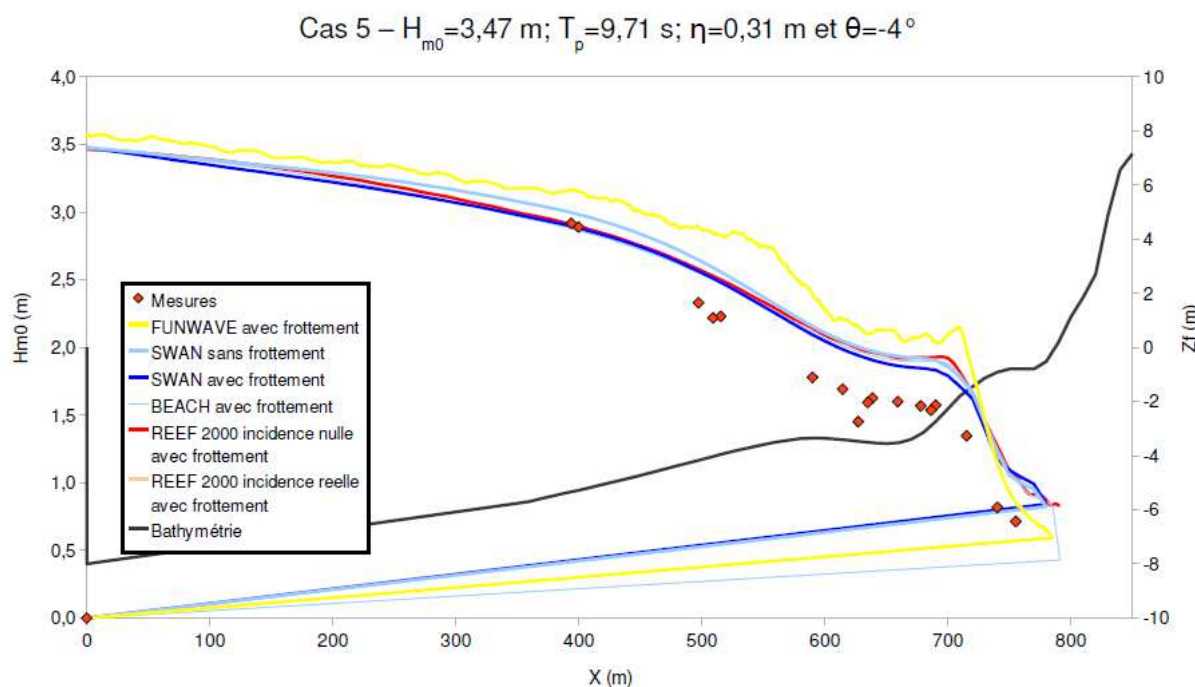


Figure 12 : Hauteurs H_{m0} mesurée et prédites pour le cinquième cas de l'essai SandyDuck'97.

2.5 Conclusions et perspectives

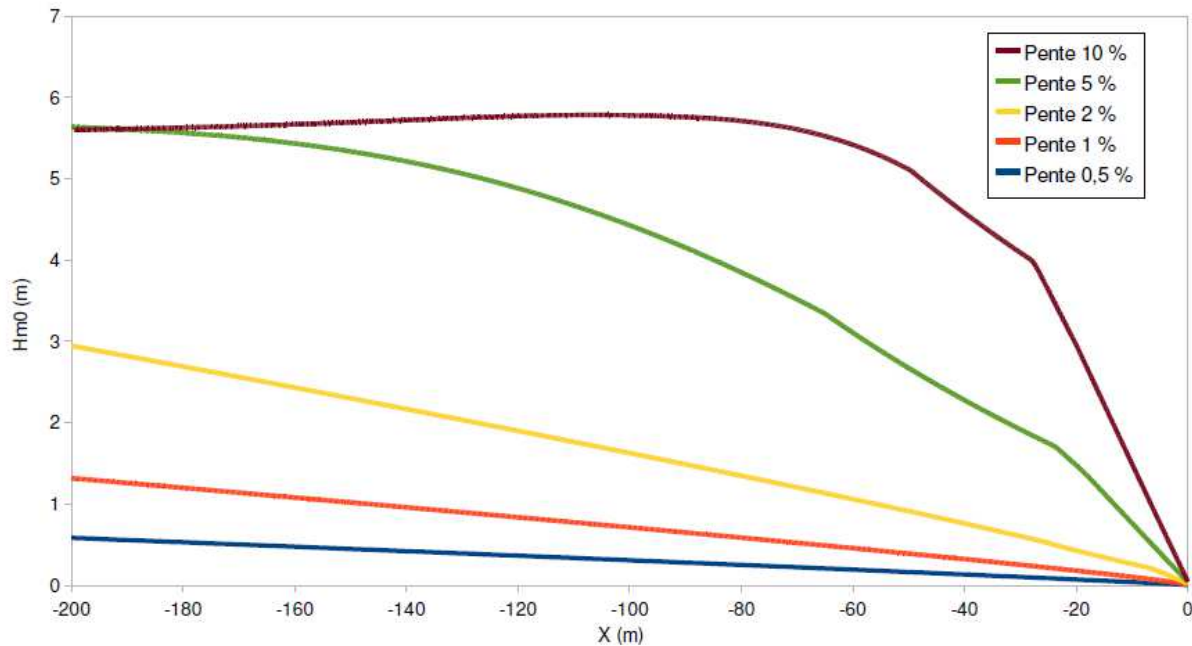
Cette étude a permis de comparer quatre modèles de propagation de houle correspondant à trois méthodes de description et de propagation d'un état de mer irrégulier du large à la côte : FUNWAVE pour le forçage par la série temporelle de vagues, SWAN pour l'utilisation d'un spectre de variance énergétique discrétisé en un nombre fini de fréquences et BEACH et REEF 2000 pour l'imposition directe d'un paramètre intégré tel que les hauteurs de houle H_{m0} et H_{rms} . Les principaux résultats de cette étude sont les suivants :

- Les meilleures estimations de la hauteur de houle sont obtenues avec FUNWAVE dans le cas d'une pente linéaire. Ces performances se dégradent dans le cas de barres sableuses d'avant-côte où les résultats du modèle présentent une grande variabilité divergeant dans certaines

situations des mesures. BEACH et REEF 2000 fournissent dans ce cas les meilleures prédictions de la hauteur de la houle à la côte. SWAN présente une plus grande stabilité des résultats avec des valeurs de qualité intermédiaire.

- Le frottement avec sa valeur par défaut dans SWAN améliore globalement les prédictions de la hauteur de houle à la côte.
- Les estimations du niveau moyen lié à la houle sont de qualité comparable entre les modèles.
- L'application au cas réel de SandyDuck'97 montre les limites de l'approche unidimensionnelle simplifiée par l'omission de processus clés tels que l'incidence oblique de la houle et le forçage par le vent.

La variabilité observée entre les résultats numériques de chaque modèle ne permet pas une approche analytique de la fonction de transfert large – côte de la hauteur H_{m0} tel que Goda (2000) le propose pour la hauteur $H_{1/3}$. Cette difficulté est illustrée à partir des estimations numériques par BEACH et SWAN de la hauteur H_{m0} pour différentes pentes de fond dans le cas d'une houle incidente de 6 m de



hauteur et 12 s de période de pic (Figures 13 - 14).

Figure 13 : Evolutions de la hauteur H_{m0} prédites avec SWAN intégrant les effets de la dissipation d'énergie par frottement sur le fond le long des profils bathymétriques pour différentes pentes de fond.

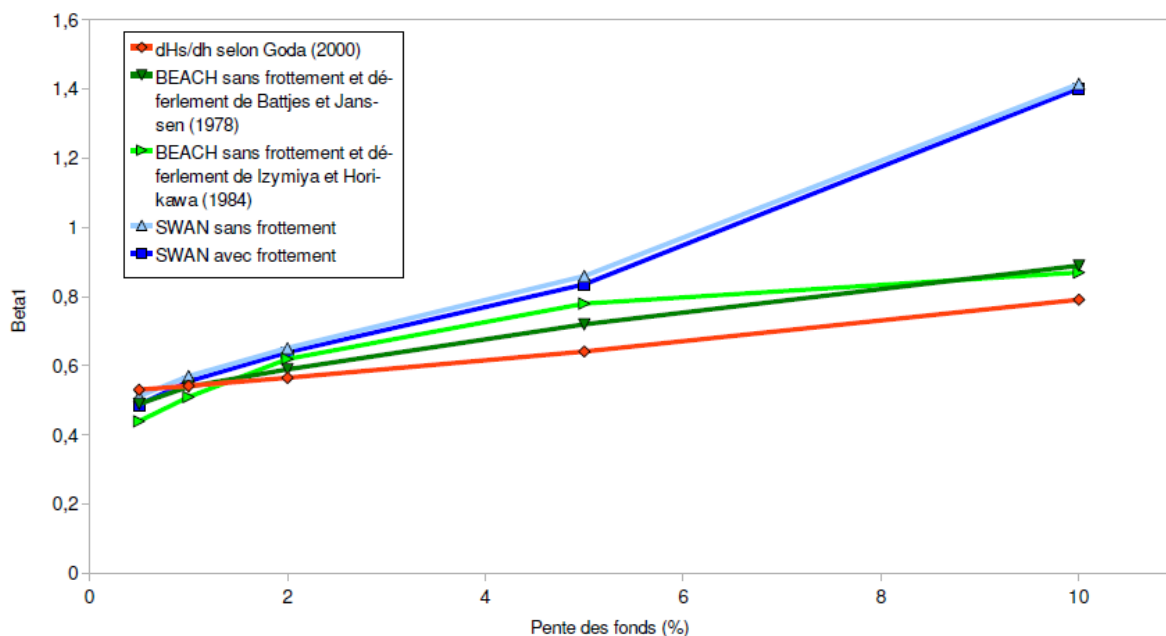


Figure 14 : Evolutions de $dHm0/dh$ en fonction de la pente des fonds évaluée analytiquement à partir de la formule de Goda (2000) et calculées par BEACH et SWAN.

Le coefficient $\beta_1 = dHm0/dh$ introduit par Goda présente ainsi des évolutions sensibles au type de modèle (voir figure 14), ainsi qu'aux paramétrisations du frottement et du déferlement. En dépit de cette variabilité des résultats numériques, les modèles retenus dans le cadre de cette étude restent cependant capables d'approcher l'ordre de grandeur des hauteurs de houle en faibles profondeurs s'adaptant aux différentes configurations de bathymétrie et de forçage. Pour des faibles pentes, modèles numériques et modèle analytique de Goda convergent.

2.6 Références

- Arcilla, A.S., Roelvink, J.A., O'Connor, B.A., Reniers, A., Jimenez, J.A., 1994. The Delta Flume'93 experiments. Dans Proc. Coastal Dynamics'94, ASCE, NewYork, Barcelone, Espagne, 488502.
- Baldock T.E., Huntley D.A., 2002. Longwave forcing by the breaking of random gravity waves on a beach. Proc. R. Soc. Lond. A, 458, 21772201.
- Battjes, J., Janssen, J., 1978. Energy loss and setup due to breaking of random waves. In: Proceedings of 16th International Conference of Coastal Engineering. Vol. ASCE. 569–587.
- Becq F., Benoit M., 1996. Implantation et comparaison de différents modèles de houle dans la zone de déferlement. Rapport EDF R&D LNH HE42/ 96/037/A.
- Benoit M., 1999. Extension de l'équation de réfraction diffraction de Berkhoff pour traiter des bathymétries rapidement variables – Développement et validation d'un algorithme applicable aux cas monodimensionnels pour une houle linéaire. Projet CLAROMECOMAC (Fiche CEP M06101.99). Rapport EDF R&D LNH HE42/99/049/A.
- Berkhoff J.C.W., 1972. Computation of combined refraction diffraction. Proc. 13th Int. Conf. On Coastal Eng., 1, 471490.
- Booij, N.R.C., Ris, R.C., Holthuijsen, L.H., 1999. A third generation wave model for coastal regions, part i, model description and validation. Journal of Geophysical Research 104 (C4), 7649–7666.
- CIRIA/CUR/CETMEF, 2009. Guide Enrochement. Utilisation des enrochements dans les ouvrages hydrauliques. Traduction française du Rock Manual, PM09.01, CETMEF, 1302 p. <http://www.cetmef.developpementdurable.gouv.fr/uploads/RockManual/intro.pdf>.
- Ea, Enw and Kfki, 2007. EuOtop: Wave Overtopping of Sea Defences and Related Structures – Assessment Manual, www.overtoppingmanual.com
- Goda, Y., 2000. Random Seas and Design of Maritime Structures, second ed. World Scientific, Singapore.
- Grasmeijer B.T., Van Rijn L.C., 1999. Transport of fine sands by currents and waves. III: Breaking waves over barred profile with ripples. Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, 7179.
- Grasmeijer B.T., Ruessink B.G., 2003. Modeling of waves and currents un the nearshore Parametric vs. probabilistic approach. Coastal Engineering 49, 185207.

- Guillou, N., 2008. Rôles de l'hétérogénéité des sédiments de fond et des interactions houlecourant sur l'hydrodynamique et la dynamique sédimentaire en zone subtidale – applications en Manche orientale et à la pointe de la Bretagne, Thèse de l'Université de Bretagne Occidentale, 469 p.
- Hu, K., Ding, P., Zhu, S., Kong, Y., 2003. Numerical simulation of typhoon waves around the waters of the yangtze estuary – a case study of typhoon sinlaku. Dans International Conference on Estuaries and Coasts, 929936.
- Hudson, 1958, Design of quarystone layers for rubble mound breakwaters. Waterways Experiment Station Report, Vicksburg, USA, n° 22. Waterways Experiment Station Report, Vicksburg, USA, n° 22.
- Izumiya, T. Horikawa, K., 1984. Wave energy equation applicable in and outside the surf zone. Coastal Engineering, Japan, 27, 119137.
- Kennedy, A.B., Chen, Q., Kirby, J.T., Dalrymple, R.A., 2000. Boussinesq modeling of wave transformation, breaking and runup. Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, 126 (1), 3948.
- Kirby, J.T., Wei, G., Chen, Q., Kennedy, A.B., Dalrymple, R.A., 1998. FUNWAVE 1.0. Fully nonlinear Boussinesq wave model. Documentation and user's manual. Rapport de recherche CACRC9806. Center for Applied Coastal Research, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Delaware.
- Lin, W., Sanford, L.P., Suttles, S.E., 2002. Wave measurement and modeling in Chesapeake bay. Continental Shelf Research, 22, 26732686.
- Madsen, O.S., Poon, Y.K., Graber, H.C., 1988. Spectral wave attenuation by bottom friction: Theory. In: Proc. 21th Int. Conf. Coastal Engineering, ASCE. 492–504.
- Morellato, D., 2008. Dynamique des plages sableuses soumises à l'action des vagues, de la marée et des rechargements artificiels. Thèse de l'Université de Bretagne Occidentale, 280 p.
- Ris, R.C., Holthuijsen, L.H., Booij, N., 1999. A thirdgeneration wave model for coastal regions. 2. verification. Journal of Geophysical Research, 104 (C4), 7667–7681.
- Roelvink, J.A., Reniers, A.J.H.M., 1995. LIP11D Delta Flume Experiments: a dataset for profile model validation. Rapport technique H2130, WL/Delt hydraulics, Delft, the Netherhlands.
- Ruessink B.G., Walstra D.J.R., Southgate H.N., 2003. Calibration and verification of a parametric wave model on barred beach. Coastal Engineering, 48, 139149.
- SWAN team, 2009. SWAN Cycle III version 40.72 AB – scientific and technical documentation. Rapport technique, Delft University of Technology, 107 p.
- Swart, D.H., 1974. Offshore sediment transport and equilibrium beach profiles. Delft Hydraulics Laboratory, Publ. 131.
- Van der Meer, J.W., 1988. Rock slops and gravel beaches under wave attack. Thèse de l'Université de Delft.
- Wei, G., Kirby, J.T., Grilli, S.T., Subdramanya, R., 1995. A fully nonlinear Boussinesq model for surfaces waves. Part 1. Highly nonlinear unsteady waves. Journal of Fluid Mechanics, 294, 7192.

ANNEXE 3 : METHODE STATISTIQUE SIMPLIFIEE A L'AIDE DE LA COPULE DE GUMBEL

3.1 Méthode de référence

La méthode retenue dans le cadre du projet SAO POLO "Stratégies d'Adaptation des Ouvrages de Protection marine ou des modes d'Occupation du Littoral vis-à-vis de la montée du niveau des mers et des Océans" pour définir les événements présentant la fréquence combinée de retour choisie consiste à recourir une distribution normale bivariée pour les paramètres de hauteur de houle et de surcote avec un facteur de corrélation linéaire étant celui mesuré sur des relevés conjoints houle-surcote. Il est alors nécessaire de procéder à un changement de variables sur les hauteurs de houle et les surcotes permettant de passer des distributions réelles des paramètres aux lois normales correspondantes. Ensuite, en introduisant la répartition réelle des hauteurs de marée astronomique, il est possible de générer des couples de points conjoints de niveau de pleine mer et de hauteur de houle sur une période par exemple de 1000 ans afin de déterminer les courbes d'isoprobabilité de 100 ans de période de retour moyenne retenue comme référence de dimensionnement des ouvrages. La technique proposée requiert des moyens assez conséquents. C'est pourquoi, nous avons essayé de trouver des méthodes simplifiées permettant de conduire à des résultats sensiblement voisins sans recourir à la procédure complète.

3.2 Méthode alternative

3.2.1 Calculs des fréquences sur échantillon

Nous avons l'échantillon de mesures simultanées de hauteur de houle et de surcote ($H_i ; s_i$) avec i variant de 1 à n . On associe à chaque couple ($H_i ; s_i$) de l'échantillon, une fréquence de dépassement mesurée égale à :

$$F_{\text{mes}}(H_i ; s_i) = n_i / (n+1)$$

où n_i est le nombre de couples ($H_j ; s_j$) de l'échantillon tels que $H_j \geq H_i$ et $s_j \geq s_i$.

Ce travail se fait à l'aide d'une petite moulinette informatique très simple à réaliser. De même, on mesure la fréquence de dépassement de chaque paramètre pris individuellement afin de définir les fréquences individuelles de dépassement de H et de s , soit :

$$F_{H_{\text{mes}}}(H_i) = n_k / (n+1)$$

où n_k est le nombre de valeur H_k de l'échantillon tels que $H_k \geq H_i$,

$$F_{s_{\text{mes}}}(s_i) = n_p / (n+1)$$

où n_p est le nombre de valeur H_p de l'échantillon tels que $s_p \geq s_i$.

REMARQUE : La procédure ici suggérée est la plus simple. On aurait aussi pu travailler en regroupant les valeurs ou les couples par classes de valeurs de façon à avoir dans chaque classe un nombre minimum de valeurs et tâcher d'éviter les grosses incertitudes sur les fréquences les plus faibles. On peut aussi ne travailler que sur les valeurs supérieures à un seuil.

3.2.2 Fréquences combinées houle-surcote

Notre but est de modéliser la corrélation entre les houles et les surcotes en proposant une relation définissant la fréquence combinée en fonction des fréquences individuelles.

Soit $F(H, s) = \text{Fonction}(F_H(H), F_s(s))$

Avec $F_H(H) = \text{Prob}(\text{houle} > H)$

$F_s(s) = \text{Prob}(\text{surcote} > s)$

Et $F(H, s) = \text{Prob}(\text{houle} > H \text{ et surcote} > s)$

3.2.3 Copule de Gauss (Méthode de référence)

Elle est basée sur une transformation des variables : Soit u la valeur dont la probabilité de dépassement suivant la loi normale standard centrée est égale à $F_H(H)$.

Soit u tel que :
$$F_H(H) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_u^{+\infty} \exp\left(-\frac{t^2}{2}\right) dt$$

De même v tel que : $F_S(s) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_v^{+\infty} \exp\left(-\frac{t^2}{2}\right) dt$

Alors : $F_{ga}(H, s) = \int_u^\infty \int_v^\infty \frac{1}{2\pi\sqrt{1-\rho^2}} \exp\left(-\frac{x^2 - 2\rho xy + y^2}{2(1-\rho^2)}\right) dx dy$

Où ρ est le coefficient de corrélation (la méthode de référence passe par la génération de façon aléatoire des événements suivant cette loi sur une période de 1000 à 10000 ans).

3.2.4 Copule de Gumbel (Méthode alternative)

On utilise une expression analytique directe :

$$\left(-\text{Ln } F_{gu}(H, s)\right)^\alpha = \left(-\text{Ln } F_H(H)\right)^\alpha + \left(-\text{Ln } F_s(s)\right)^\alpha$$

Soit : $F_{gu}(H, s) = \exp\left\{-\left[\left(-\text{Ln } F_H(H)\right)^\alpha + \left(-\text{Ln } F_s(s)\right)^\alpha\right]^{1/\alpha}\right\}$

Où α est le coefficient de "corrélation" attaché à cette copule.

$\alpha=1$ correspond à l'indépendance des variables.

3.2.5 Intégration de la marée

Soit $F_{H,N}(H,N) = \text{Prob}(\text{houle} > H \text{ et niveau d'eau} > N)$. Un niveau d'eau de pleine mer N résulte d'une combinaison d'une marée haute astronomique z et d'une surcote $N-z$. Si on considère que surcote et marée astronomique sont deux phénomènes indépendants, alors on parvient à l'équation donnée ci-dessus.

$$F_{H,N}(H, N) = \int_{\text{Marée haute min}}^{\text{Marée haute max}} F_{gu}(H, N-z) \text{ densprob}_{\text{marée astro}}(z) dz$$

3.2.6 Vérification de la mise en œuvre du calcul

Les vérifications ont porté sur le cas du Havre. On a comparé les courbes d'isoprobabilité pour 1, 10 et 100 ans avec la copule de Gauss et un coefficient de corrélation de 0,29 obtenues par la méthode de référence d'une part et par la méthode basée sur la copule de Gumbel d'autre part. Tous les coefficients relatifs aux distributions individuelles sont également les mêmes, ce sont ceux calculés initialement avec la méthode de référence. La comparaison des courbes est donnée ci-dessous :

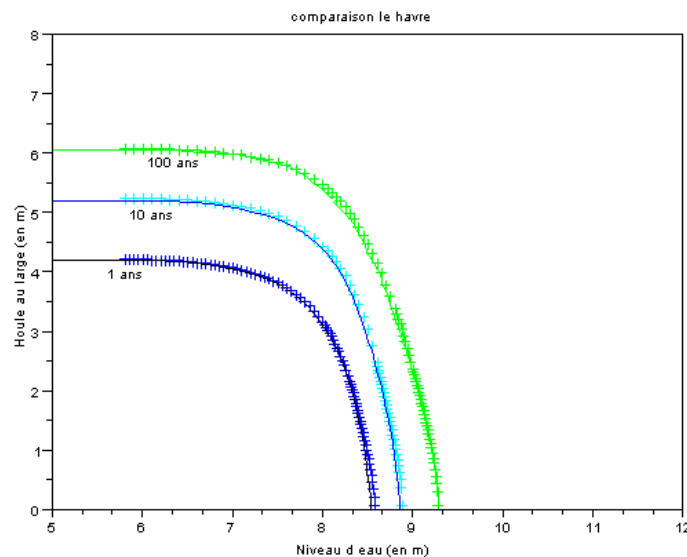


Figure 8 : Comparaison des méthodes basées sur la copule de Gauss et la copule de Gumbel respectivement.

Les croix sont obtenues par calcul et les lignes par la méthode de génération de 10 000 ans de données.

3.2.7 Fréquence de dépassement de débit de franchissement

Nous pouvons utiliser la méthode consistant à compter les points situés au-delà d'une courbe de débit pour estimer les fréquences.

On peut également procéder par le calcul. On trouve, en découpant le domaine en une série de bandes verticales de largeur ΔN , que la probabilité cherchée peut s'écrire :

$$P(Q > Q_{dommé}) \approx \sum_C F_{H,N}(H, N) - F_{H,N}(H, N + \Delta N)$$

$$P(Q > Q_{dommé}) \approx \sum_C -\frac{\partial F_{H,N}(H, N)}{\partial N} \Delta N$$

D'où
$$P(Q > Q_{dommé}) = \int_C -\frac{\partial F_{H,N}(H, N)}{\partial N} dN$$

En découpant la surface, non pas en bandes verticales, mais en bandes horizontales, on montre de la même façon que :

$$P(Q > Q_{dommé}) = \int_C -\frac{\partial F_{H,N}(H, N)}{\partial H} dH$$

Une comparaison a été faite entre les deux méthodes pour le site du Havre pour la courbe de 0,05 m³/s. Le comptage des points conduit à une période de retour de 1000 ans et le calcul par intégration une valeur de 790 ans.

Nous disposons donc d'une méthode alternative capable de calculer les probabilités associées aux couples houle-surcote ou houle-niveau ainsi que celles de dépassement de débit franchissant. Les calculs sont beaucoup plus simples et beaucoup plus rapides avec la copule de survie de Gumbel.

3.3 Comparaison des deux méthodes

Des calculs préalables avaient indiqué une relation entre les coefficients de corrélation de Gauss et ceux de Gumbel pour les gammes de fréquences qui nous intéressent :

Coefficient Gauss	0	0,07	0,2	0,3	0,4
Coefficient Gumbel	1	1,09	1,28	1,46	1,67

Nous avons repris le coefficient de corrélation de 0,29 de Gauss pour le site du Havre que nous avons associé à une valeur de 1,44 pour le coefficient de Gumbel. Nous avons recalculé à l'aide de la copule (de survie) de Gumbel les courbes d'isoprobabilité hauteur-niveau.

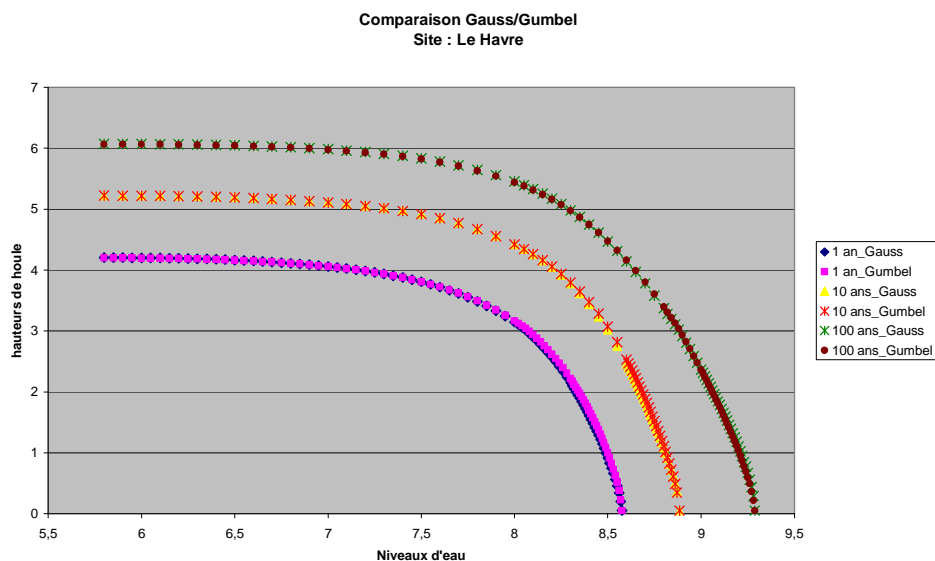


Figure 9 : Comparaison des méthodes basées sur la copule de Gauss et la copule de Gumbel respectivement.

On constate une bonne superposition des courbes issue de Gauss et de Gumbel. Le calcul de période de retour associée au débit de 0,050 m³/s passe de 789 ans avec Gauss à 856 ans avec Gumbel. Les valeurs restent sensiblement voisines.

3.3.1 Modélisation de la corrélation

Pour chaque couple (H_i ; s_i) de l'échantillon retenu, on calcule grâce aux fréquences individuelles, les fréquences théoriques suivant le type de copule et le coefficient de corrélation choisi.

Soit $F_{cal}(H, s) = \text{Copule Gauss } \rho (F_H(H), F_s(s))$

Ou $F_{cal}(H, s) = \text{Copule Gumbel } \alpha (F_H(H), F_s(s))$

3.3.2 Calage du paramètre

Un des modes de calage possible est la méthode des moindres carrés appliquée sur les écarts des logarithmes des fréquences combinées calculées et mesurées sur l'échantillon. En d'autres termes, on va chercher à minimiser l'erreur suivante :

$$E_2 = \sum_i (\ln F_{cal}(H_i, s_i) - \ln F_{mes}(H_i, s_i))^2$$

On peut également ne compter que les sommes des erreurs, soit :

$$E_1 = \sum_i |\ln F_{cal}(H_i, s_i) - \ln F_{mes}(H_i, s_i)|$$

Pour obtenir des valeurs d'erreurs plus faciles à interpréter, on se réfère de préférence aux grandeurs suivantes :

$$r_1 = \exp\left(\frac{1}{n} E_1\right) \quad \text{ou encore} \quad r_2 = \exp\left(\frac{1}{n} \sqrt{E_2}\right)$$

r₁ ou r₂ étant des rapports qu'on cherche à minimiser et qu'on voudrait le plus proche possible de un.

3.3.3 Résultat des calages

Nous avons exploité l'échantillon des valeurs brutes de Saint-Malo qui comportent environ 5 887 couples de valeurs. Les traitements décrits plus haut ont été appliqués aux 10% des couples présentant les hauteurs de houle les plus fortes soit 587 couples de valeurs fixant ainsi un seuil de houle de 1,72m. Les résultats du calage sont illustrés sur les graphiques ci-dessous :

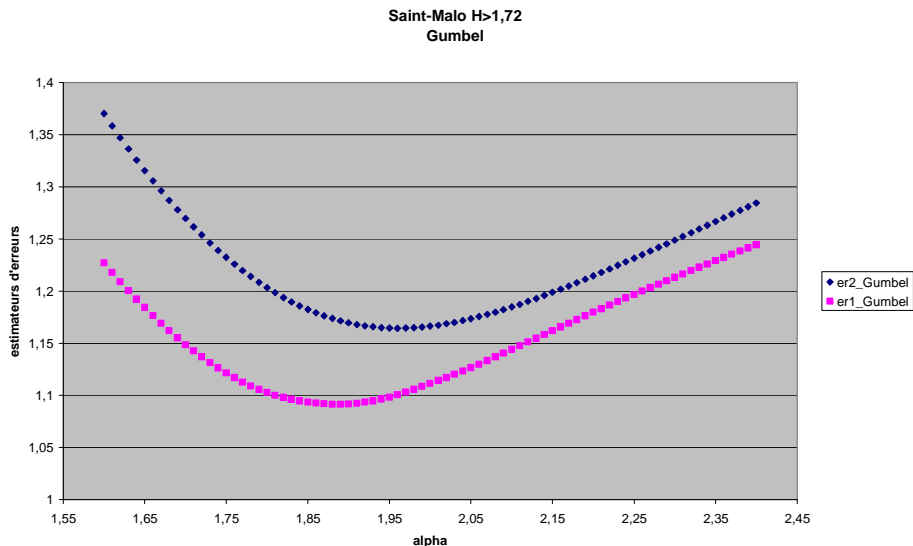


Figure 10: Calage du coefficient de corrélation α

Les valeurs des coefficients à retenir se distinguent assez nettement. On constate toutefois de légers écarts entre les minima suivant le type d'estimateurs retenu :

alpha	r2	r1
1,89	1,171	1,091
1,96	1,164	1,1

Tableau 3 : Calage du coefficient de corrélation α

Il faut noter que les erreurs obtenues avec les deux copules sont du même ordre de grandeur. Il convient de noter aussi que l'ajustement peut également s'opérer grossièrement de façon visuelle. Nous avons reporté ci-dessous des comparaisons entre les fréquences mesurées et calculées avec la copule (de survie) de Gumbel et pour divers coefficients :

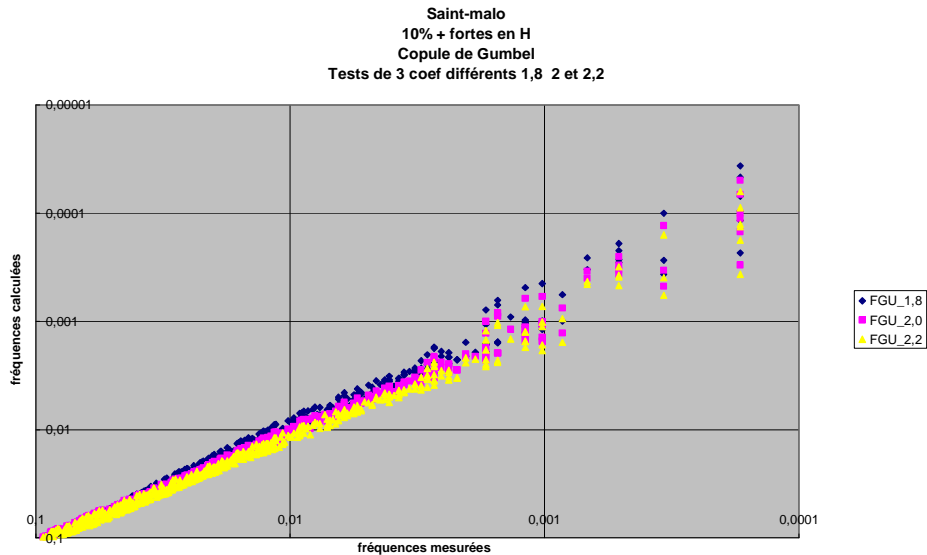


Figure 11: Approche graphique pour le calage de la copule de Gumbel.

L'idéal serait que le nuage de points suive parfaitement la droite $y=x$. On voit que les points obtenus avec une valeur de α de 2,2 sont légèrement trop bas, alors que ceux issus d'une valeur de 1,8 sont un peu trop hauts. Une valeur voisine de 2 semble donc raisonnable. Il ne faut sans doute pas trop accorder d'importance aux points concernant les valeurs des plus basses fréquences car il s'attache à ces points une très forte incertitude quant à l'estimation de leur fréquence. En effet, ces valeurs peuvent n'être calculées qu'à partir d'un seul point expérimental.

Les mêmes constatations peuvent être faites avec la copule de Gauss :

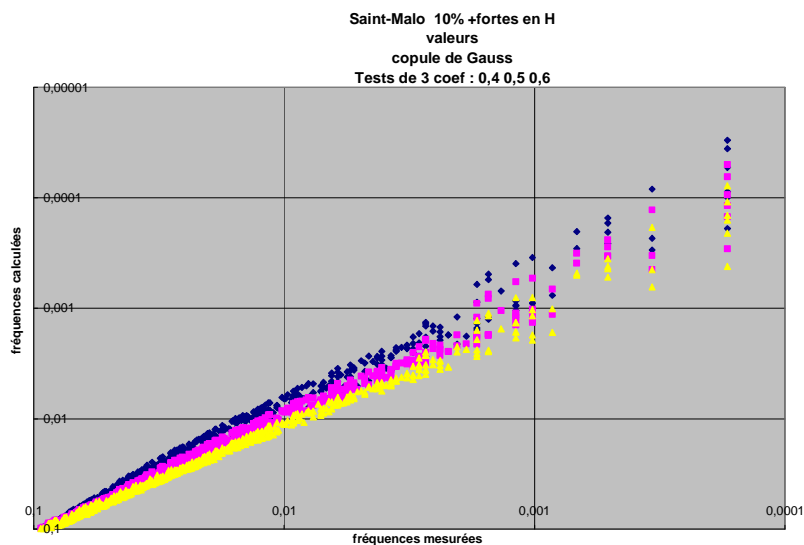


Figure 12: Approche graphique pour le calage de la copule de Gauss.

On constate bien qu'il convient de retenir une valeur comprise entre 0,5 et 0,6.

3.3.4 Comparaison entre les deux copules

A titre de comparaison, nous avons reporté sur un même graphique les résultats obtenus avec une valeur de α de 1,96 (Gumbel) et de ρ de 0,54 (Gauss) :

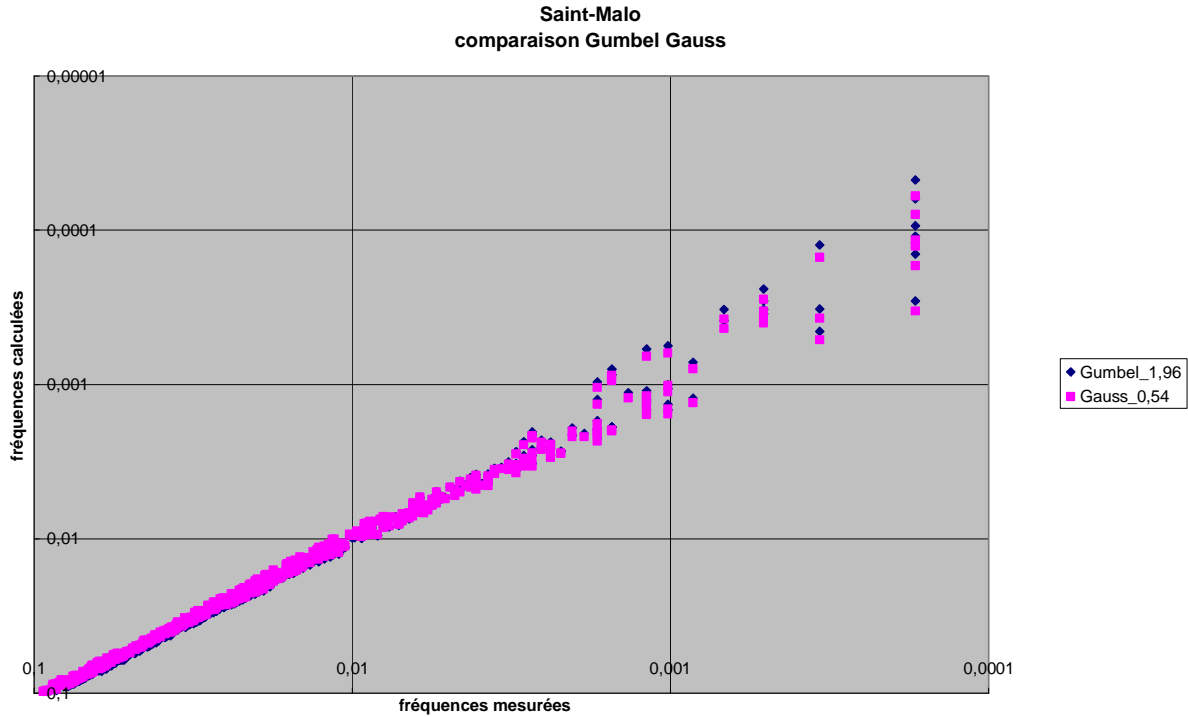


Figure 13 : Approche graphique pour les deux copules.

Les écarts apparaissent assez faibles dans la gamme de fréquence considérée. Toutefois, une petite divergence commence à apparaître pour les plus faibles fréquences. Il convenait donc de mesurer les éventuels écarts sur des extrapolations à des périodes de retour plus importantes. Nous avons donc comparé les lignes d'isoprobabilité combinée centennale obtenue avec Gauss et Gumbel. Afin d'évaluer l'importance de l'écart, nous avons reporté sur le même graphe, la ligne d'isoprobabilité décennale obtenue avec Gumbel. Le schéma comporte également l'ensemble des quelque 6000 points de l'échantillon brut :

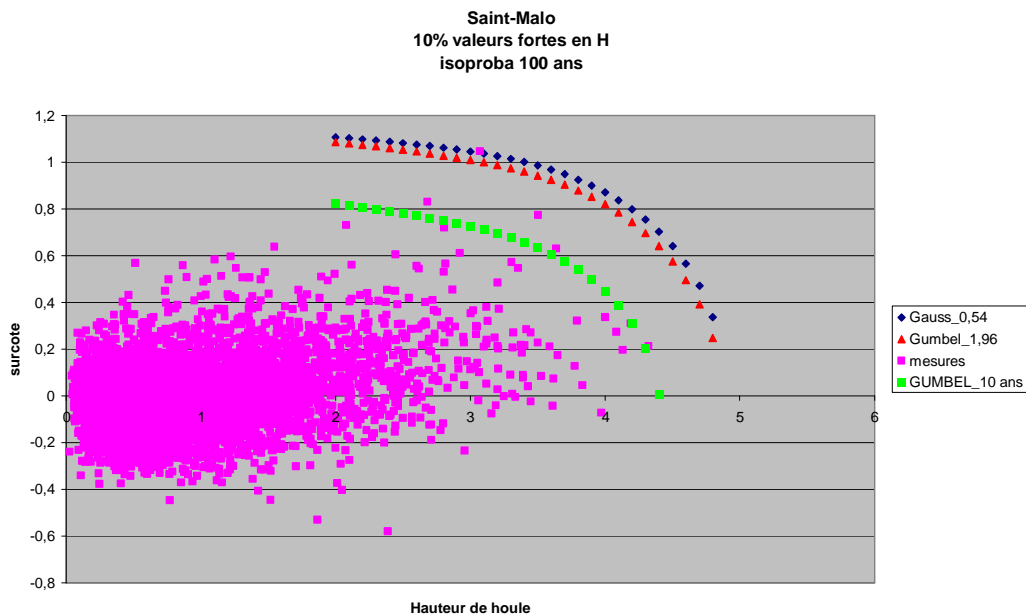


Figure 14 : Isoprobabilité centennale pour les deux copules.

Nous considérons que les écarts sont faibles. La copule de survie de Gumbel conduit à des résultats très voisins de celle de Gauss. Elle présente l'avantage d'une mise en œuvre beaucoup plus simple, plus rapide et plus directe que celle de Gauss. Le calage peut se faire en minimisant l'erreur entre les fréquences combinées calculées et les fréquences mesurées sur un échantillon choisi de valeurs pertinentes. De plus, il serait ultérieurement intéressant de faire des comparaisons de calage à l'aide de la méthode du maximum de vraisemblance à partir de différents seuils de valeurs à tester.

ANNEXE 4 : L'APPROCHE QUALITATIVE

4.1 L'intérêt des approches qualitatives

Le recours au calcul constitue pour l'ingénieur une attitude spontanée lui permettant de limiter l'aspect arbitraire inévitable que revêtent les choix des paramètres ou des dispositions qu'il retiendra pour son projet. Les méthodes de calcul et leurs modalités de mise en oeuvre font, d'une façon générale et dans une certaine mesure, l'objet, de la part de la communauté scientifique, d'un certain consensus qui autorise une certaine uniformité de pratiques. Il faut toutefois garder présent à l'esprit que tout calcul représente un modèle de représentation simplifiée de l'état d'un ouvrage et des sollicitations auxquels il sera soumis durant sa durée de vie prévue. L'ensemble des paramètres significatifs à retenir pour définir un ouvrage (sans doute jamais aussi uniforme que ses plans pourraient le laisser supposer), son environnement et leur interaction reste suffisamment vaste pour que les choix de l'ingénieur conduisent à de sensibles variations. C'est pourquoi les résultats des calculs réalisés pour estimer la performance des ouvrages en fonction des conditions naturelles et de leur évolution demandent à être relativisés, recoupés et complétés par des approches qualitatives plus difficiles à formater. En particulier, l'examen du comportement de la structure depuis sa construction et l'analyse de la pertinence des caractéristiques de ses éventuelles réparations ou renforcements successifs constituent des outils d'évaluation intéressants de performances et d'adéquation des paramètres définissant l'ouvrage en fonction du rôle que les concepteurs ont souhaité lui voir jouer. Le présent chapitre se donne pour objet de développer ces différents aspects et d'explicitier les pratiques à la disposition des techniciens.

4.2 Limites de l'approche par le calcul

4.2.1 Validité des hypothèses des calculs statistiques

Dans le cadre de notre programme d'étude, nous avons voulu intégrer la prise en compte d'une éventuelle corrélation entre houles et surcotes. Pour ce faire, le niveau de corrélation a été calculé sur la base de l'analyse d'un échantillon de mesures simultanées de houles et de surcotes. Nous avons retenu deux types de copules différentes, la loi normale bivariée et la copule de survie de Gumbel. Nous avons utilisé des modèles statistiques pour analyser un échantillon de mesures de phénomènes physiques supposés pouvoir être raisonnablement représentés par ces modèles mathématiques. En fait, les mesures enregistrées relèvent de classes de phénomènes de nature sensiblement différents. Ainsi en Manche, les fortes houles peuvent résulter de la propagation de tempêtes levées dans l'océan Atlantique. Mais, il peut également s'agir de houles générées dans une région relativement proche, on parlerait alors de mers de vent. Dans un cas, comme dans l'autre, l'analyse météorologique fine de la génération et de l'évolution du phénomène permettrait de cerner l'éventuelle surcote susceptible d'accompagner la tempête. Les calculs ne font pas de distinction entre les différentes configurations physiques favorables ou non à la production des surcotes. La réalisation des calculs indifférenciés conduit donc dans une certaine mesure à réaliser des statistiques sur des populations hétérogènes, masquant en quelque sorte, l'insuffisance de connaissance et de description des processus physiques par des procédures de calcul purement statistiques. De plus, le problème de franchissement occupe une place prépondérante dans le présent programme de recherche. Or, la période de la houle représente un paramètre important dans l'estimation des débits franchissant. Il reste donc tentant de chercher à développer des méthodes plus complètes intégrant la prise en compte de ce paramètre supplémentaire, d'autant que cette distinction devrait permettre de progresser dans la classification de la nature des événements évoquée plus haut. Toutefois, l'introduction d'un nouveau paramètre rend beaucoup plus complexes les calculs à réaliser et peut paradoxalement augmenter l'incertitude qui s'attache au niveau de corrélation entre les divers paramètres que l'on cherche précisément à caractériser, dans la mesure où la taille de l'échantillon peut rapidement s'avérer trop faible pour espérer obtenir des résultats de fiabilité acceptable. De la même façon, pour réduire les inconvénients d'une réalisation de statistiques sur des événements de nature différente, une procédure consisterait à séparer les houles par secteur angulaire de provenance et mener les calculs statistiques pour chaque secteur particulier. Cependant, il faut préciser que les enregistrements de direction ne sont pas systématiquement disponibles, leur absence est d'ailleurs plutôt la règle générale. De plus, les échantillons souffriront également du problème de taille soulevé plus haut de sorte que le choix des paramètres de corrélation pourraient dans certains cas s'entacher d'une forte incertitude. Nous n'avons ici évoqué que les difficultés relatives à la détermination d'un paramètre de corrélation entre houles et surcotes. Nous rappelons brièvement les incertitudes générales qui pèsent sur la détermination des valeurs extrêmes des hauteurs de houle et des surcotes prises de façon indépendante. Il faut

mentionner le fait que les incertitudes énoncées le plus souvent par l'intermédiaire des intervalles de confiance ne porte généralement que sur l'incertitude des valeurs liée à la taille de l'échantillon de valeurs permettant l'ajustement des paramètres des lois statistiques. Le problème de la représentativité de la période d'enregistrement ou des éventuelles indisponibilités des houlographes lors des fortes tempêtes n'apparaît généralement pas dans les fourchettes d'incertitude avancées. Dans le même ordre d'idées, l'intégration de données récentes de mesure dans les statistiques conduit dans la grande majorité des cas à une révision à la hausse des valeurs extrêmes de période de retour donnée. Le recours au calcul statistique constitue une étape indispensable à l'évaluation de la performance d'un ouvrage. Il convient toutefois, de relativiser les résultats obtenus en regard des diverses sources d'incertitude.

4.2.2 Incertitudes sur les formules de franchissement

Ce sont les contraintes en matière de franchissement qui conditionnent les dispositions adoptées pour l'arase d'un ouvrage. Pour estimer les performances des structures vis-à-vis de ce phénomène, la procédure à laquelle l'ingénieur a le plus volontiers recours consiste à exploiter les formules analytiques fournissant les débits de franchissement en fonction des paramètres de houle, de niveau du plan d'eau et de la cote d'arase de l'ouvrage. Il existe différents formats et c'est notamment celui du TAW qui a été utilisé dans le cadre du présent programme de recherche en raison de la référence qu'il représente désormais. Il convient toutefois de souligner quelques particularités dans l'application de ces formulations. Tout d'abord, ces formules résultent de l'exploitation de résultats d'essais menés sur modèle réduit en canal à houle. Les paramètres proposés pour l'application des formules en fonction des diverses configurations des ouvrages ont été calibrés à l'aide des débits mesurés. Il faut préciser que l'ensemble des résultats autour des valeurs moyennes qui seront retenues pour une configuration donnée accuse généralement des dispersions très marquées. C'est la raison pour laquelle, les auteurs suggèrent également des paramètres modifiés pour augmenter le niveau de sécurité dans le cas d'un dimensionnement par exemple. Il reste que l'ampleur des dispersions enregistrées incite à la prudence quant à l'utilisation brutale des résultats des calculs. Il faut d'ailleurs préciser que l'application stricto sensu des formules telles que celles du TAW se heurte en pratique à des difficultés particulières. Ainsi faut-il théoriquement utiliser comme paramètre, la période énergétique moyenne en pied d'ouvrage. On sait que cette période est susceptible de grandes variations au cours de sa propagation depuis le large jusqu'aux zones de faibles profondeurs. Or, on ne dispose quasiment jamais en nature de mesures de la période moyenne énergétique en pied d'ouvrage, contrairement aux expérimentations en canal. Des orientations générales permettant de cerner les valeurs à retenir à la côte à partir d'autres caractéristiques de profondeur et de houle au large restent disponibles dans la littérature mais l'incertitude qui s'attache à cette période pénalise l'application des formules de ce type. Il faut aussi souligner le fait que de multiples aspects difficiles à prendre en compte contribuent à amplifier la dispersion des résultats. Ainsi l'agencement des vagues de hauteur variable joue-t-il un rôle particulier sur le franchissement. Si deux hauteurs fortes se suivent dans un train de vagues, la réflexion de la première peut faire déferler la seconde. Au contraire, si la deuxième vague est précédée d'une vague de hauteur modérée, la réflexion de cette dernière peut au contraire faire gonfler la seconde et produire alors un débit très important. Le débit généré par une même vague dépend donc des vagues qui l'ont précédée. C'est ce que l'on constate de façon très claire en modèle réduit. La prise en compte du facteur de groupement pourrait peut-être permettre de progresser sur cet aspect mais il n'est pas sûr qu'il suffise dans sa forme actuelle à réduire de façon significative la dispersion générale des résultats de débits franchissant. De toute façon, on se heurterait au même problème de la connaissance de l'allure exacte du train de vagues en pied d'ouvrage. Ensuite, il importe de préciser que les formules de franchissement ont été calibrées sur des dispositions d'ouvrage très précises. Les formulations les plus courantes portant sur les digues à talus ont, par exemple, été mises au point sur des structures disposant en crête d'ouvrage d'une arase large de trois blocs de même nature que ceux de la carapace et disposés sur deux épaisseurs bloquées à l'arrière par un mur vertical calé à la même cote que l'arase des blocs. Il est bien évident que les ouvrages côtiers peuvent présenter des géométries s'écartant sensiblement de cette référence. De même, d'autres paramètres tels que la profondeur relative, la pente des fonds, la présence d'une éventuelle butée de pied susceptibles d'exercer une influence sur les franchissements ne sont pas pris en compte dans les formules générales. Tous ces aspects expliquent que les calculs de débits franchissant, s'ils constituent des éléments importants pour le concepteur ou l'évaluateur des performances d'une structure sont généralement entachés d'une incertitude importante dont il convient d'être conscient.

4.2.3 Incertitudes sur les formules de stabilité

Les considérations développées plus haut concernant les formules de franchissement valent également pour les formules de stabilité. Par exemple, lorsqu'on répète sur modèle réduit des essais que l'on veut identiques de stabilité sur une carapace en enrochements, les résultats en terme de dommages

accusent pourtant une dispersion notable. On estime qu'elle est due en priorité aux écarts de disposition relative de l'ensemble des éléments constituant la carapace. La dispersion concerne aussi bien le début de dommage que les dommages avancés ou la ruine. A ce propos, il convient de rappeler que d'une façon générale, plus le bloc de carapace est performant, plus la dispersion enregistrée sur sa stabilité est forte. De même, plus le bloc est performant, plus la marge qui sépare le début de dommage de la ruine a tendance à se réduire. Cela tient au fait que l'efficacité des blocs performants résulte de ses aptitudes à l'imbrication et que le niveau d'imbrication réel est extrêmement dépendant de la configuration de la pose réalisée qui représente elle-même un paramètre au caractère aléatoire particulièrement marqué. Outre la dispersion des résultats constatés sur modèle physique, on pourrait, comme pour le paragraphe précédent, lister l'ensemble des paramètres que les multiples équations de stabilité ignorent dans leur formulation, la profondeur relative, la disposition des fonds et de l'éventuelle butée, la hauteur du franc-bord, la forme du spectre, le facteur de groupement, etc... De plus, comme dans le cas du problème du franchissement, l'influence de la direction d'incidence des houles accentue encore le problème de la fiabilité des formulations.

4.2.4 Incertitudes sur les données

Les calculs manient des données caractéristiques des sollicitations exercées par l'environnement sur l'ouvrage ainsi que les paramètres représentatifs de sa constitution. L'ensemble de ces données est également concerné par diverses sources d'erreur et d'incertitudes. Un groupe de travail de l'AIPCN, dans un rapport intitulé "analyse des digues à talus en enrochements" avait notamment proposé des valeurs d'écarts types et même les éventuels biais sur les caractéristiques des paramètres d'états de la mer en fonction de leur mode d'obtention, mesures à l'aide de différents types d'équipement, calculs numériques, etc... De même, des coefficients de variation portant sur les caractéristiques de l'ouvrage avaient également été avancés. La prise en compte de ces multiples écarts par rapport aux paramètres moyens de référence associée aux incertitudes liées aux statistiques de houle avait permis de définir un mode de calcul semi déterministe avec un calage du format des coefficients partiels. Cette méthode qui pouvait être appliquée dès les années 90 n'a pourtant séduit que très peu de concepteurs en France et ne semble occuper qu'une place très confidentielle chez les praticiens.

4.2.5 Ecart entre l'ouvrage et sa représentation

Dans le même domaine que celui évoqué dans le paragraphe précédent, il importe également de mentionner une source d'écarts importante entre les paramètres utilisés dans les calculs et les valeurs réellement représentatives de l'ouvrage. Généralement, les calculs réalisés pour estimer les performances d'une structure porteront sur les valeurs figurant sur les coupes-types des dossiers d'ouvrage. Les plans de recollement des ouvrages ne sont pas systématiquement disponibles et ce peut être simplement des coupes théoriques de projet qui vont servir de référence. Plusieurs sources de variations entre la structure et sa représentation sont donc à considérer. Tout d'abord, les caractéristiques géométriques sont susceptibles de variations tout au long des ouvrages linéaires et notamment les cotes d'arase si déterminantes dans le problème de franchissement. Ces variations peuvent résulter des écarts de construction ou des tassements qui se produisent toujours de façon différenciée d'autant que bon nombre d'ouvrages de front de mer reposent sur des sols en place non consolidés. De plus, s'agissant notamment d'ouvrages en enrochements, la carapace est sujette à des tassements inévitables et à des mouvements de blocs susceptibles d'accentuer l'hétérogénéité de son revêtement. Les éventuelles reprises ou réparations peuvent aussi avoir conduit à des modifications significatives sans que tous ces éléments aient fait l'objet d'un enregistrement approprié. Un aspect particulièrement difficile à appréhender est également celui de la prise en compte de la fatigue de l'ouvrage sur l'évaluation de ses performances. Nous avons vu que la profondeur en pied d'ouvrage constituant un paramètre déterminant sur le niveau de sollicitations des structures. Or, les fonds, le plus souvent de nature sédimentaire, devant les ouvrages ne sont généralement pas fixes et sont, au contraire, susceptibles de grandes variations à des multiples échelles de temps. Il peut s'agir d'érosion générale à long terme ou de variation saisonnière de profils moyens ou de remaniement marqué du stock à l'occasion d'événements extrêmes. La présence de l'ouvrage lui-même ou des structures implantées au sein de la même cellule sédimentaire peut également affecter l'amplitude des variations. Le choix de la géométrie des fonds devant l'ouvrage constitue pour l'ingénieur une difficulté majeure qu'il traite au travers de l'examen des multiples profils de plage, s'ils sont disponibles, en s'appuyant sur l'analyse des mouvements sédimentaires dans la zone géographique pertinente du point de vue de l'ouvrage.

4.2.6 Incertitudes dues aux modèles de propagation

Le transfert des statistiques de houle du large vers la côte constitue sans doute une des étapes les plus génératrices d'incertitudes sur les résultats de calcul. La connaissance des caractéristiques de houle en pied d'ouvrage, passe généralement par la mise en oeuvre de modèles physiques ou plus souvent

numériques. En dépit des progrès considérables accomplis dans les dernières décennies dans le développement des outils numériques modélisant de façon de plus en plus fidèle les caractéristiques des houles réelles, il reste difficile de reconstituer en de multiples points des synthèses statistiques représentatives des climats réels compte tenu de la variation des multiples paramètres exerçant une influence notable sur les résultats (niveau d'eau, hauteur de houle, période, direction, niveau des fonds sédimentaires, etc,...).

4.2.7 Synthèse

Nous avons plus haut mentionné quelques sources d'erreurs, d'approximations ou d'incertitudes qui invitent à toujours relativiser la précision de l'ensemble des calculs qu'il est possible et recommandé de réaliser. Pour recouper les éléments fournis par les calculs, il convient d'essayer de collecter des données réelles de comportement de l'ouvrage au cours de sa vie. L'exploitation de l'accidentologie constitue en particulier une source d'informations de premier ordre. De même, l'examen des incidents permet en général de détecter des points faibles ou des zones de plus grandes sollicitations. Les paragraphes suivants illustrent cette approche que nous avons qualifiée de qualitative. Un exemple d'application de cette démarche est également donné dans l'annexe suivante au travers d'une analyse réalisée par M. François BOUTTES sur le site de Saint-Malo.

4.3 Recueil de données historiques et observations spécifiques

4.3.1 Données particulières (photos, cartes postales, témoignages)

Nous nous intéressons surtout au comportement de l'ouvrage dans des conditions extrêmes. Cela signifie que les événements susceptibles d'être exploités demeurent limités en nombre et espacés dans le temps. Suivant l'âge de l'ouvrage traité, l'exercice de recueil de données peut donc conduire à un travail historique pouvant porter sur une période de temps supérieur au siècle. Pour certains événements, il sera difficile d'obtenir des données précises à partir des sources habituellement exploitées de nos jours. Il reste toutefois toujours possible de recourir aux coupures de presse de l'époque, aux éventuelles photos publiées, aux cartes postales, mêmes aux témoignages. De même, les archives des diverses administrations nationales ou territoriales peuvent également constituer des sources à ne pas négliger. Les éléments à recueillir concernent les niveaux d'eau maximaux atteints, si possible, l'intensité des houles dans les secteurs à préciser avec la durée des tempêtes, la nature et l'ampleur des dommages ainsi que leur localisation, les franchissements observés et les zones affectées, afin d'essayer de cerner les seuils ou combinaisons à partir desquels les incidents ou accidents se produisent.

4.3.2 Historique de l'ouvrage (projet, dommages, réparations)

La situation idéale correspond à celle où le gestionnaire dispose d'un dossier d'ouvrage comportant les études de conception de la structure, les documents de projet, les plans de recollement, les dossiers des éventuelles réparations et le suivi de la maintenance et de la surveillance de l'ouvrage. Inutile de préciser qu'il ne s'agit pas de la configuration standard. L'évaluation des performances de l'ouvrage obligera le plus souvent l'expert, à reconstituer, au moins partiellement, les éléments qui auraient dû figurer dans les dossiers absents. Il n'est pas courant de pouvoir identifier les paramètres ayant servi à la conception et au dimensionnement de l'ouvrage. Toutefois, certaines structures obéissent à d'anciennes règles générales dont les manuels de l'époque ont pu garder trace. Nous mentionnons plus haut que les plans de recollement ne sont pas systématiquement disponibles. L'ingénieur a donc, dans bien des cas, souvent intérêt à faire dresser des levés topographiques qui présenteront l'avantage d'établir un point zéro qui servira d'état de référence pour le suivi ultérieur de la vie de l'ouvrage. L'analyse des dommages antérieurs constitue l'outil de base de l'évaluation des performances de l'ouvrage pourvu que les caractéristiques des événements qui les ont générés puissent être déterminées avec la fiabilité suffisante. Pour les événements relativement récents, généralement le niveau maximal atteint pourra être reconstitué. Le niveau de la mer astronomique ne souffre pas de grosses incertitudes, l'ordre de grandeur de l'intensité des surcotes pourra être déduite de celles observées dans des ports voisins du site et le niveau de mer résultant recoupé par d'éventuelles observations de lasses de pleine mer relevés dans des zones abritées. En revanche, l'intensité des houles, sa période et son incidence en pied d'ouvrage représenteront des paramètres plus difficiles d'accès. Dans tous les cas, la hauteur des houles au large pourra servir de paramètre de référence. On devrait donc être en mesure de dresser la liste des dommages ou incidents en regard des combinaisons hauteurs de houle – niveau de mer, en identifiant des zones affectées à chaque fois. On peut également préciser que la législation impose désormais aux maîtres d'ouvrage des digues de protection, au travers notamment du décret du 11 décembre 2007 et des arrêtés du 29 février 2008 et du 12 juin 2008 relatifs à la sécurité des ouvrages hydrauliques, la confection d'un dossier d'ouvrage

rassemblant toute une liste de pièces techniques précises ainsi que la réalisation d'un diagnostic de sûreté et d'une étude de dangers. Ainsi la connaissance de l'état des ouvrages de protection du littoral classés comme digues de protection contre les inondations ainsi que celle de leur environnement devraient dans un terme relativement court donner lieu à une amélioration vraiment significative.

4.3.3 Points particuliers (de fragilité ou de moindre performance)

Les calculs concernent le plus souvent les sections courantes placées dans des conditions homogènes. En réalité, un ouvrage peut présenter des singularités telles des avancées, des coudes, des enracinements. De même, les conditions d'exposition aux houles peuvent varier fortement tout au long de l'ouvrage. L'analyse du comportement de l'ouvrage et de la localisation des dommages au cours de la vie de la structure révèle en général les zones critiques ou les points fragiles ou singuliers mieux que ne pourraient le prédire les calculs réalisés a priori.

4.3.4 Analyse de la pathologie

Notre programme d'étude privilégie parmi l'ensemble des pathologies possibles, celles que l'on considère comme références dans le dimensionnement, c'est-à-dire une instabilité des blocs de carapace et des débits excessifs de franchissement de la structure. Toutefois, un ouvrage peut souffrir d'autres types de pathologies qu'il importe à l'ingénieur de bien identifier. Si l'on souhaite estimer la marge de sécurité dont dispose un ouvrage dans les conditions d'exposition actuelles et son aptitude à fonctionner dans le cas d'une surélévation du niveau de la mer, il est nécessaire de réaliser un diagnostic pour identifier les pathologies susceptibles de l'affecter de façon préférentielle. Si, par exemple, la structure est sujette à l'érosion en son pied, le renforcement des blocs de carapace ou l'exhaussement de son arase ne pourront constituer à eux seuls une réponse correcte d'adaptation de l'ouvrage à la surélévation du niveau. Une fois encore, c'est l'analyse des dommages passés et de la maintenance qu'il a fallu opérer qui renseigne le mieux sur les faiblesses de l'ouvrage et sur les pathologies particulières auxquelles il est soumis. Pour le type de structures examinées dans le cadre de la présente recherche, on peut souligner quelques pathologies auxquelles on peut accorder une attention particulière. Nous avons mentionné plus haut l'érosion en pied. Il s'agit logiquement d'un phénomène assez courant car il est toujours difficile a priori d'estimer l'ampleur des variations prévisibles du niveau des fonds devant l'ouvrage en raison de la complexité des mouvements sédimentaires d'échelles temporelles et spatiales multiples. D'ailleurs l'édification de l'ouvrage lui-même modifie les conditions d'équilibre du stock sédimentaire. Certes, le concepteur a pu prévoir des dispositions spécifiques pour palier le risque. Mais la résistance de l'ouvrage vis-à-vis de ce type de dégradation doit toujours faire l'objet de vérifications. Parmi les modes de dégradation d'ouvrage, on peut également citer les pertes progressives de matériaux de corps d'ouvrage à travers les éléments de plus gros calibre constituant la carapace. Ce type de pathologie concerne surtout des ouvrages en enrochements sans doute de taille relativement modeste implantés assez haut sur la plage et pour lesquels les règles de filtre auraient pu être assez largement ignorées. Toutefois, il peut également concerner des perrés en maçonnerie dont les joints sont toujours susceptibles de se dégrader et d'autoriser des fuites de matériaux du massif protégé. Pour la problématique spécifique de la capacité des ouvrages à supporter une remontée du niveau de la mer, c'est a priori sur les processus de dégradation de l'ouvrage par érosion de l'arase de la structure et notamment de la partie arrière par les franchissements qu'il faut se concentrer. Un des mécanismes standard est celui où les franchissements parviennent à atteindre une zone arrière non protégée d'où se propagent de façon régressive les dégradations pour affecter progressivement la partie supérieure de la carapace. Les configurations de houle et de niveau de la mer ayant pu occasionner ce type de mécanisme sont particulièrement intéressantes à relever. Ensuite, c'est le processus de dommages à la carapace par la mise en mouvement de ces blocs à la suite de l'action des houles qui représente le second mode de dégradation à privilégier. En résumé, les pathologies à privilégier dans l'analyse sont les franchissements excessifs avec les dommages résultant sur la partie supérieure et arrière de l'ouvrage et les dommages directs à la carapace dus aux efforts de la houle sur les blocs. En plus de ces deux modes principaux, il convient de rajouter les affouillements en pied et les pertes de matériaux du remblai ou du corps d'ouvrage. Sauf dispositions particulières, les problèmes de stabilité générale de massif, au sens géotechnique du terme, sont assez rares pour le type d'ouvrage dont il est ici question. Ces considérations et orientations recourent notamment l'analyse du comportement des ouvrages de protection qu'avait réalisée Yves Lalaut pour l'ensemble du littoral métropolitain français dans le cadre de sa thèse.

4.3.5 Possibilité d'exploitation de l'analyse historique

Dans le champ de l'analyse historique, c'est en particulier l'analyse de ce qu'on peut qualifier d'accidentologie qui fournit les éléments les plus intéressants du point de vue de l'évaluation des performances d'un ouvrage ou de l'adéquation de ses caractéristiques vis-à-vis des conditions

naturelles auxquelles il est ou sera soumis. Les dommages, au sens des dégradations de la structure elle-même ou des atteintes aux personnes ou aux biens que l'ouvrage est supposé protéger ou encore des interruptions de service des infrastructures situées en arrière de la structure, doivent faire l'objet d'un recensement. Il est souhaitable que ce recensement comporte la localisation des dommages, leur description et leur ampleur et si possible que soient précisées les conditions naturelles de niveau de la mer et de houles qui ont générées ces événements ainsi qu'éventuellement les niveaux de plage. D'un point de vue schématique, l'analyse de ces dommages devra s'efforcer de déterminer si les dommages résultent d'un défaut ou d'une faiblesse de conception d'une des parties constituant l'ouvrage telle que des fuites de matériaux ou des érosions en pied ou si les dommages témoignent d'une insuffisance de son dimensionnement avec, par exemple, une arase trop basse ou des enrochements de trop faible dimension ou encore si les dommages ne concernent que quelques zones particulières ou fragiles. Dans le premier cas, il importe évidemment de remédier aux lacunes de conception. La seconde hypothèse est moins immédiate à mettre en évidence. Il est alors utile de pouvoir, dans la mesure du possible estimer les fréquences de retour des événements générateurs de dommages. L'examen des paramètres des conditions hydrauliques retenues pour le dimensionnement réalisé lors d'édification de l'ouvrage et leur comparaison avec celles des événements renseignent également sur les possibilités d'un éventuel sous-dimensionnement ou d'une mauvaise appréciation des conditions de transfert de ces conditions du large à la côte ou d'une surestimation des performances de la structure. Toutefois, l'absence des documents de conception d'origine reste assez fréquente. L'expert a aussi parfois la possibilité d'essayer de recalculer les paramètres des formules de stabilité et éventuellement de franchissement sur les caractéristiques des événements ayant généré des dommages, dans la mesure où un transfert, au moins sous forme simple, peut être tenté du large vers le pied de l'ouvrage. Dans ce cas, une extrapolation du comportement de l'ouvrage dans l'hypothèse d'une remontée du niveau de la mer peut être menée. Il est également fréquent qu'en fait, seules quelques zones particulières soient affectées par les dommages. En effet, il est rare de connaître la situation d'un ouvrage totalement homogène soumis tout au long de son linéaire à des sollicitations identiques. Dans les cas réels, mêmes les études les plus complètes ne sauraient réaliser une prise en compte parfaite de tous les phénomènes susceptibles de modifier l'intensité des sollicitations sur les diverses sections de l'ouvrage, qu'il s'agisse des déformations de houle ou des ondes longues qui les accompagnent ou encore des mouvements du stock sédimentaires. En dépit de ces phénomènes complexes qui ont pour conséquence de moduler la puissance des vagues suivant la localisation des sections sur toute l'implantation de l'ouvrage, l'expert peut cependant procéder à la même démarche que celle décrite précédemment concernant la possibilité de recalculer des paramètres de formules sur les événements de dommages recensés, par exemple en déterminant des coefficients de stabilité équivalents KD. Il faut toutefois rappeler que les calculs de calage ne pourront le plus souvent n'utiliser que les valeurs de hauteur de houle au large. Dans les configurations où la direction de provenance et la période jouent un rôle prépondérant, ces calages seront bien moins immédiats à réaliser et leur exploitation plus restreinte.

4.4 Conclusion

L'objet des considérations développées dans présent chapitre était de mettre en perspective les calculs permettant d'estimer a priori les performances d'un ouvrage, à partir de ces caractéristiques dimensionnelles et en fonction des conditions hydrauliques naturelles. Les données théoriques alimentant les calculs ainsi que les modèles de comportement ne constituent ou ne résultent que des schématisations simplifiées des phénomènes réels. Nous avons rapidement rappelé les principales sources d'incertitudes qu'elles supposent. Toutefois, l'examen du comportement réel de l'ouvrage, au travers notamment de son historique, peut permettre à l'expert de recouper ou de recalculer les éléments théoriques issus des calculs et, dans les cas les plus simples, d'extrapoler ultérieurement son comportement en cas de remontée du niveau de la mer. Une analyse du comportement historique de la digue de Paramé est donnée ci-après à titre d'illustration et d'exemple de la démarche qualitative décrite dans le présent chapitre. Il s'agit d'un travail réalisé par Monsieur BOUTTES plus particulièrement axée sur la formation des brèches dans l'ouvrage. Le document s'appuie notamment sur des travaux préalables de Madame BONNOT-COURTOIS, Monsieur LAFOND et a bénéficié de l'apport de la DREAL Bretagne et de la DDTM 35.

ANNEXE 5 : APPROCHE HISTORIQUE ET ANALOGIQUE DES CONDITIONS DE CREATIONS D'UNE BRECHE DANS LA DIGUE DE PARAMÉ A SAINT-MALO

5.1 Les sources et les méthodes employées pour l'analyse

La ville de Saint-Malo « intra-muros » est originellement une île reliée à la terre par un sillon sableux. Celui-ci servait de support à la route d'accès à la ville depuis le village de Paramé, la chaussée du sillon, et à des moulins et activités industrielles. Le sillon est aujourd'hui couvert par un ensemble de digues et de villas, pratiquement inchangé depuis 1903, ce qui en fait un témoin de référence des événements tempétueux depuis plus d'un siècle pour la Manche occidentale. Nous disposons d'une revue des archives du gestionnaire de l'ouvrage très détaillée du laboratoire de Dinard [Bonnot et al., 1988] sur l'histoire et les dégâts de la digue depuis la deuxième guerre mondiale. Le laboratoire a effectué un relevé systématique des situations météorologiques, hydrographiques (marégraphe de Saint-Servan) et d'états de mer. Il a également présenté une analyse complète du fonctionnement sédimentologique du site [Bonnot et al., 1994]. SOCOTEC [Pasquier et al., 1995] a complété ce travail par l'histoire du contexte urbain et relevé des événements tirés du journal, l'Union Malouine et Dinanaise (U.M.D), de 1850 à la deuxième guerre mondiale. Il a aussi décrit les événements de fin février 1990 et début avril 1994 (données du marégraphe probablement de Saint-Servan, et de la bouée datawell de Saint-Malo). Enfin, grâce à la Direction Départementale des Territoires et de la Mer d'Ille-et- Vilaine (DDTM35) et la Direction Régionale de l'Ecologie, de l'Aménagement Durable et du Logement de Bretagne (DREAL), nous disposons des éléments complémentaires de diagnostic du CETE de l'Ouest. Nous avons également examiné des témoignages notamment dans les articles d'Ouest-Eclair sur le site de la BNF [GALLICA] décrivant les tempêtes et leurs effets sur d'autres sites de Manche occidentale. Enfin, de nombreux éléments de contexte sont issus du site du patrimoine de la région Bretagne [GLAD]. La méthode que nous allons développer consiste à décrire l'ouvrage étudié, puis à examiner les situations récentes de dégâts pour décrire les risques de brèche par rapport notamment aux risques de franchissements des vagues. Ensuite, nous essayons de construire des analogies avec les observations des événements anciens. Nous aboutissons à des scénarios de références de franchissement avec ou sans brèche pouvant avoir des conséquences sur la digue et les maisons riveraines. Ce travail s'inscrit dans le programme de recherche SAO POLO du CETMEF, avec la participation de la DDTM35 pour mener une réflexion sur l'effet qu'aurait une éventuelle surélévation d'un mètre de la mer. La question est : comment interpréter ces données historiques du point de vue de la classification de la résistance de l'ouvrage et de la gravité des événements ?

5.2 Bref historique et description de la digue de la chaussée du sillon à la digue de Rochebonne

La digue dite de Paramé peut être classée parmi les ouvrages de type perrés, représentant environ 75% des ouvrages côtiers d'après une enquête de 1986 rapportée par le guide sur la vulnérabilité des cotes (réf. 7). Elle est de type plus particulièrement perré maçonné, composé d'une carapace en blocs en granit jointoyés, posés sur la dune avec un filtre intermédiaire en enrochement. Elle s'inscrit dans un ensemble de digues allant des remparts de la ville intra muros à Rochebonne. A l'ouest, proche de la ville intra muros, se trouve la chaussée du sillon qui supporte l'ancienne route nationale et sépare la mer des bassins portuaires. Cette digue a été renforcée notamment à partir du XVII^{ème} siècle (1752) par un parement protégé jusqu'au quai du port (quai Saint-Vincent) et, côté mer, par des « pilotins » en bois, troncs de bois enfoncés et « scellés ».

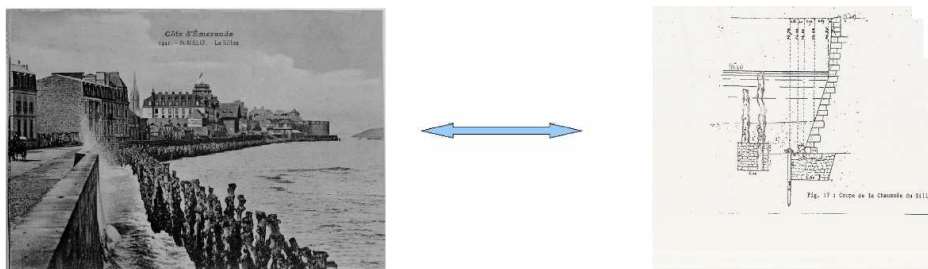


Figure 15 : Photographie [GLAD] et coupe type de la digue de la chaussée du sillon avec brise-lame en bois [Bonnot et al., 1988].

L'action des vagues a été la cause du renversement de certaines parties du parapet avec des dégâts importants au niveau du quai Saint-Vincent, le 6 février 1817. Des témoignages (1849, 1856, 1912, ...) signalent des arrachages de troncs d'arbre, des mouvements des blocs de couronnement de l'ouvrage et des déchaussements en pied. Les photographies de la tempête d'avril 1962 ci-dessous montrent les inondations de la chaussée, l'eau pouvant s'écouler jusqu'à la porte Saint-Vincent comme en 1909, 1912, 1914 et 1918, mars 2008 et février 1996.



Figure 16 : Photographies de la tempête d'avril 1962 illustrant la violence des franchissements [Meteo-paris].

A l'est de la chaussée, la digue dite de Paramé est, elle-même, un assemblage d'ouvrages (digue des dunes du Sillon, ...) à l'ouest de l'épi de La Hoguette. Suite à des destructions importantes dans la deuxième moitié du XIX^{ème} siècle, un ouvrage homogène a été réalisé du casino de Paramé (aujourd'hui les thermes) jusqu'à la chaussée du sillon (au niveau de l'ancien moulin proche de la cale de la Piperie) avec un profil digue concave. En pied d'ouvrage, sauf à proximité (ouest) de l'épi de La hoguette, une risberme en pierre soutient l'ouvrage, composé de blocs de granits jointoyés posés sur la dune, avec une simple couche intermédiaire de petit blocs. Elle est bloquée par des pieux fondés dans le substrat marneux situé sous 1 à 2 m de sable de la plage.



Figure 17 : Photographies du profil de l'ouvrage (partie haute et risberme) à l'ouest de l'épi de La Hoguette [GLAD].

A l'est de l'épi de La Hoguette, coté Paramé, une promenade fin du XIX^{ème} siècle (digue de Paramé ou de Rochebonne) entre le rocher de la Hoguette et Rochebonne est construite. Le profil a une pente de 2 pour 1 en maçonnerie terminée en partie supérieure par deux séries de blocs verticaux. Avant 1905, la partie supérieure de l'ouvrage était constituée d'un pavage ou cantelage. En août 1903, elle est achevée. Fin octobre 1905, une tempête par fort coefficient de marée (notamment les 30 et 31 Octobre) désorganise la partie supérieure de l'ouvrage sur 300 mètres. Cette partie est reconstruite avec un platelage (blocs jointoyés).



Figure 18 : Photographies de l'extrémité de la digue de Paramé coté Est (source CETE de l'Ouest et DDTM35)



Figure 19 : Dégâts après le « raz de marée » d'octobre 1905. Plus de joint entre les blocs du cantelage et les blocs de la paroi. Le haut de l'ouvrage est érodé et s'est affaissé. Des maisons sont « éventrées ». (document des archives départementales collecté par le CETE de l'ouest pour le compte de la DDTM35/DREAL).

5.3 Le fonctionnement de la plage, la bathymétrie, les vagues et les niveaux d'eau de tempêtes de référence

Le site (et donc la plage) est d'abord protégé partiellement des vagues par une première ligne d'îles. La plage proche de la digue forme deux cellules séparées par l'épi de La Hoguette continuant avec un léger décalage vers l'ouest par le Rocher aux dogues, derrière lequel se forme un tombolo (Figure 21). Elles sont entourées latéralement de pointes rocheuses avec quelques hauts fonds côté large. De ce fait, le comportement des vagues provenant du large est complexe : d'abord dispersée ou usée par les rochers, leur énergie se concentre de part et d'autre de l'épi de La Hoguette, particulièrement à l'ouest, aux centres de la partie ouest de la digue et particulièrement est de la digue derrière les rochers dits Les Hachés. Les fonds sont plus profonds à l'est de l'épi de La Hoguette, notamment au centre de la cellule, laissant parfois apparaître la marne sous le sable (environ 2,70 m IGN69 ou 9 m au dessus des côtes marines). A l'ouest de l'épi, le sable s'accumule selon les saisons avec un niveau de 1 à 2 m au dessus. La force des vagues répétées est la cause des dégâts. Si nous supposons une bathymétrie constante, Il est donc surprenant d'avoir parfois des indications de dégâts en centre de la cellule à l'ouest sans signalement de dégâts à l'est comme en 1975. La forme des sections courantes des perrés ouest et est étant assez proches, nous retenons deux autres paramètres explicatifs possibles : une érosion de la plage facilitant la montée de vagues fortes ou un endommagement de l'ouvrage avant la tempête plus fort qu'à l'est. L'effet de « coin » juste à l'ouest de l'épi de La Hoguette peut par contre expliquer une fragilité comme en 1950 ou 1920 avec l'absence en cas d'érosion du coin sableux de risberme.



Figure 20 : Bathymétrie, îles et rochers devant la digue et l'estuaire de La Rance (source SHOM) ; détail de la position des rochers des Hachés.



Figure 21 : Forme de la plage [GLAD] vue depuis Rochebonne vers la ville intra-muros (la flèche double indique le tombolo derrière le roc aux dogues) et position des dégâts relevés sur la digue[Bonnot et al., 1994].

En général, pendant les tempêtes, les vagues ont des formes complexes (prismatiques sur une largeur limitée) avec un effet de superposition des vagues incidentes et de la réflexion à l'intérieur des cellules. L'effet réfléchissant est bien net. En fait, c'est la forme concave des parements qui guident le jaillissement des vagues. Nous observons également que les hauteurs des vagues de tempête sont à la limite du déferlement et donc, de fait, c'est le niveau d'eau qui détermine la taille des plus grosses vagues sur l'ouvrage.

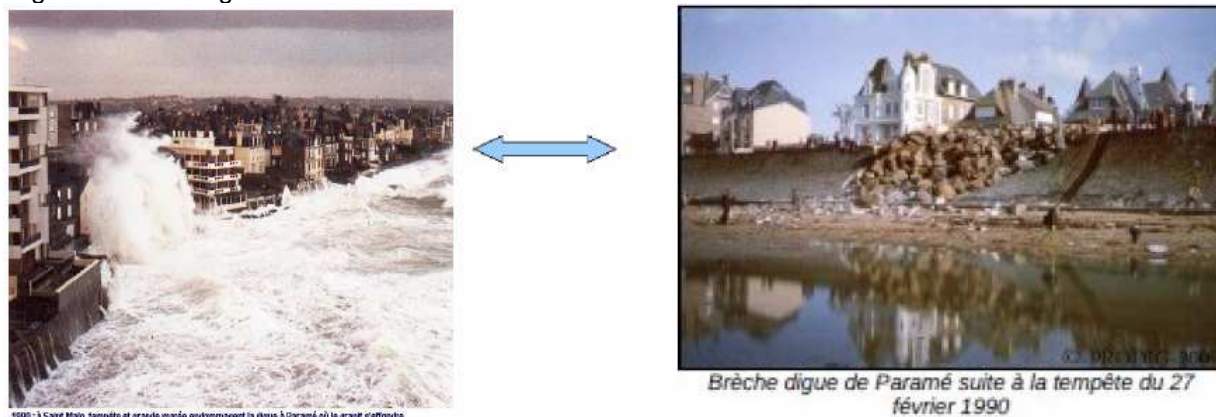


Figure 22 : A l'est de la digue, action des vagues en février 1990 et réparation après tempête (sources : site [lameteo] et C. Bonnot-Courtois) ; vagues de 3,5m mesurées par une bouée datawell mouillée par profondeur de 8m à l'WNW de la pointe de La Varde. Environ 4m de profondeur devant l'ouvrage à la pleine mer+surcote.

Les hauteurs de vagues au large ont été estimées avec la base de données CANDHIS, l'atlas numérique ANEMOC et les prévisions du site PREVIMER. Nous avons estimé la hauteur limite significative ou maximale de vagues proches de l'ouvrage par la méthode de Goda : en ordre de grandeur, pour des vagues de formes régulières, 0,6 fois la profondeur pour la hauteur significative et 0,8 fois pour la hauteur maximale comparé au coefficient de shoaling combiné au coefficient de réfraction moyen depuis le point de mesure. Pour l'effet de concentration, en s'inspirant du modèle physique de la bosse de Delft [Delft] aux points de concentration derrière les derniers rochers. Pour les niveaux de 1996 et 2008, nous avons utilisé la base de donnée SONEL, avec une vérification auprès de la capitainerie de Saint-Malo pour l'évènement de mars 2008. Il ressort que les hauteurs maximales estimées sont entre 3m et 3,5m et les hauteurs significatives, entre 2m et 2,5m au voisinage des points de créations des brèches, ce qui est compatible avec un arrachage des blocs de couronnement. Quelques paradoxes : l'absence de brèches en mars 2008 et février 1996, le premier évènement est le plus violent, il dure moins longtemps, mais est précédé en décembre 2007 de fortes tempêtes. Par ailleurs, les ouvertures de brèche sont signalées en fin de séquence en 1990 (en 1979, comme pour les évènements historiques, la brèche semble être constatée après) alors que les hauteurs de vagues sont moins fortes. Des constantes : en 1990, quatre fortes tempêtes se succèdent entre décembre 1989 et février 1990, en 1994, le mois de mars connaît une forte tempête, en 1979, trois fortes tempêtes, sans compter la violente tempête de janvier 1978 en Manche précèdent les dégâts. La tempête de 1979 peut être classée comme ordinaire en dehors de la concomitance avec une forte marée. Les série des évènements historiques confirment ce diagnostic : pour l'évènement du 30 au 31 octobre 1905, le journal Ouest-éclair décrit une submersion des ouvrages de Cancale similaire à celle observée en mars 2008 et l'hypothèse d'estimation de l'état de mer du site météo passion à partir du champ synoptique de pression de l'observatoire de Paris [Wetterzentrale]. La tempête dure longtemps, le vent local n'est pas important, la tempête au large ne paraît pas exceptionnelle au vu de la carte de pression de la réanalyse 20th siècle de la NOAA [meteociel]. Par contre, l'ouvrage est récent (1903) et peut-être pas stabilisé. Des fortes tempêtes ont bouleversé la plage en octobre 1904 et 1905. La brèche est ouverte sur les réparations sommaires les 13 et 14 mars 1906, comme en 1994. Pour finir, la tempête de 1905 est nettement moins violente que les tempêtes du 1^{er} décembre 1909, des 4 et 5 mars 1912 (inondation de la porte Saint-Vincent plus forte qu'en 1909), des 17 et 18 mars 1914, du 24 au 25 septembre 1918 (inondation de la porte Saint-Vincent plus forte qu'en 1912), des 7 et 8 janvier 1920 et du 29 au 31 octobre 1932. Des dégâts sur la partie Est de la digue ne sont signalés explicitement que sur le parement en 1912 (mais la digue a peu « souffert »), les 13 et 14 février 1914 (30 mètres de bordures) ; à noter aussi sur la partie ouest de l'ouvrage, le déchaussement du pied de l'ouvrage et son affaissement sur 30m en 1920 et la création d'un excavation en 1932 derrière la digue, immédiatement à l'ouest de l'épi de La Hoguette. Bien sûr, cette liste de dégâts et fortes tempêtes par les témoignages de journaux n'est pas exhaustive. En conclusion, il ressort que la création de la brèche à l'Est de l'épi de La Hoguette ne peut être expliquée uniquement par les paramètres hydrauliques (concomitance fortes marées, fortes vagues, fortes surcotes météorologiques), même si ceux-ci ont un rôle significatif pour discriminer les situations avec ou sans brèche en moyenne. La succession des tempêtes ou la réouverture d'un point fragile (avril 1994) jouent également un rôle explicatif. Cela suggère que l'état d'endommagement de l'ouvrage et l'état de la plage sont des paramètres importants.

5.4 Mécanismes d'érosion de surface et types de formules utiles pour expliquer les dégâts et tester un effet de surélévation de 1m de la mer

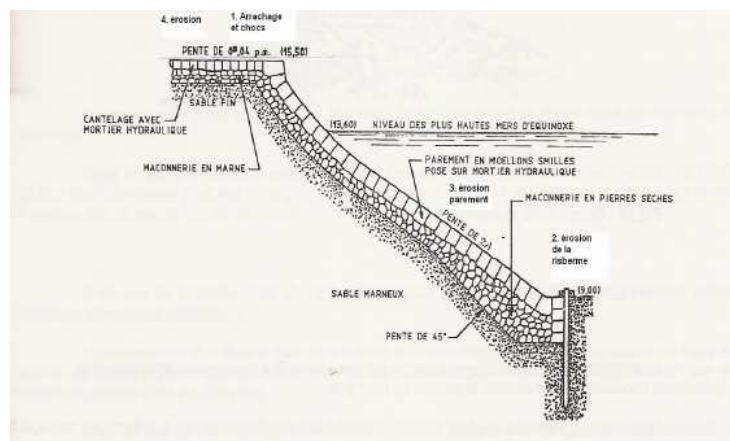


Figure 23 : Coupe type de l'ouvrage et types de pathologie de surface (1 : arrachement du bloc de couronnement par érosion facilité par l'usure des joints et la décohesion des blocs due à l'effondrement

répété des vagues 2 : érosion suite à déjoints par usure des joints du pied de l'ouvrage, déjoints par les chocs successifs, 3 déjoints par usure des joints du parement, 4 : déjoints par usure des joints à l'arrière du couronnement).

Les traces de réparation laissent penser que les brèches historiquement observées ont probablement eu pour première cause l'arrachement des blocs de couronnement par la force de traînée répétée des vagues franchissant l'ouvrage. Des joints usés et inefficaces et une désorganisation du cantelage due aux chocs de l'effondrement des vagues ont pu faciliter le mouvement. Enfin, les quelques cas d'affaissements laissent penser à également une rupture en pied et, éventuellement, des pertes de matériaux après usure des joints. Nous avons essayé plusieurs approches pour estimer ces fragilités (cf. chapitre 5 du rock manual [CIRIA et al]). Les formules de débit moyen comparées au débit critique sont peu discriminantes (pas d'effet de cumul des vagues, même si le calcul du run-up permet de caler un raisonnement sur la hauteur des vagues devant l'ouvrage. Elles sont plutôt utiles pour les submersions par franchissement. Les formules de vitesses maximum et de l'épaisseur de la lame d'eau associées à calcul de force de traînée permettent de tester l'hypothèse d'un effet de la plus forte vague supposée. Les formules de type nombre de stabilité permettent de cumuler les vagues et de faire varier un coefficient d'imbrication/traînée (à caler par comparaison avec ceux fournis par le rock manual [CIRIA et al]) pour le rapport entre la hauteur de vague (significative ou déferlante) et le diamètre caractéristique de la profondeur du bloc de granit. Enfin, on peut estimer les pressions d'effondrement des franchissements sur la bordure de l'ouvrage (guide [EurOtop], page 156). Par ces méthodes, nous avons remarqué qu'avec 1m de surélévation du niveau moyen de la mer, pour les tempêtes historiques, les franchissements deviennent plus horizontaux avec probablement moins d'effet de choc, la force de traînée augmente d'environ 20%, mais le coefficient d'imbrication/traînée peut légèrement diminuer pour la formule de stabilité, alors que la hauteur de vague bien sûr augmente de 60 à 80 cm. Enfin, pour un événement, le nombre de vagues à la pleine mer augmente peu, mais, d'autres tempêtes concomitantes par exemple avec des coefficients de vives eaux moyennes seraient plus agressives et participeraient au cumul de l'endommagement. Le suivi et l'entretien régulier devraient être renforcés.

5.5 Conclusion

Lorsque nous disposons de série de témoignages homogènes et longues, pour un ouvrage ancien, la méthode analogique peut compléter utilement les méthodes statistiques en leur fournissant des hypothèses à tester sur les mécanismes de rupture, et notamment d'endommagement cumulé, sur les mouvements des fonds, sur les caractéristiques des tempêtes. Il convient de construire avec soin le contexte physique et de gestion de l'ouvrage de chaque site en fonction du problème étudié, à savoir l'endommagement dans notre cas jusqu'à la création de brèche. Le classement hiérarchique des situations à risque historiques à partir d'un seul paramètre hydrodynamique en référence, même enrichi par cumul (nombre de vagues dépassant un seuil devant l'ouvrage) explique très partiellement les dommages. Sont également importantes les conditions d'entretien régulier et de suivi de l'état d'endommagement. Cela met aussi en valeur la nécessité de recourir à des scénarios utilisant la sensibilité des paramètres pour examiner la création des dégâts (avec l'aide par exemple d'arbres de défaillance). Pour couvrir les incertitudes, il serait conseillé d'utiliser des coefficients de sécurité à « dire d'expert » et de les tester par rapport aux situations historiques. L'ouvrage que nous avons étudié est peu soumis aux projections d'objet par les vagues (quelques pilotins, du sable certainement ou de très rares débris. Même si la méthode de l'expertise fondée sur l'expérience est ancienne, les « système expert » ont montré que sa formalisation pour l'aide à la décision, simulant l'esprit du spécialiste, n'est pas simple. Notre démarche donne seulement des pistes pour formaliser un lien entre les séries historiques et le diagnostic de création de brèche dans les ouvrages.

ANNEXE 6 : DIMENSIONNEMENT DU MODELE PHYSIQUE DE REFERENCE

L'objectif d'étudier différentes solutions de renforcement de digues maritimes existantes nous a conduit à choisir comme ouvrage de référence type une digue à talus avec carapace en blocs artificiels type BCR (blocs cubiques rainurés dits aussi d'Antifer). Ce type d'ouvrage nous a semblé assez représentatif du point de vue de la variété des digues existantes et des solutions de renforcement envisagées. Plutôt que de partir des plans d'un ouvrage existant, nous avons choisi de dimensionner une digue « virtuelle », dite de référence, en utilisant les règles de l'art actuelles à partir de conditions de bathymétrie et de climat de houle donnés.

6.1 Conditions d'entrée pour le dimensionnement de la digue de référence

6.1.1 Houle au large

Pour dimensionner l'ouvrage nous considérons les conditions extrêmes suivantes :

- Hauteur $H_{s0} = 8\text{m}$
- Période $T_m = 12\text{ s}$
- Spectre : JONSWAP avec $\gamma=3,3$

6.1.2 Géométrie

- Bathymétrie : pente constante de 2%
- Profondeur en pied d'ouvrage : $h = 7\text{ m}$
- Pente de talus 3/2

6.1.3 Carapace

- Utilisation de blocs cubiques rainurés (BCR) en deux couches.

6.1.4 Endommagement

Avec les conditions précédentes on suppose être au tout début d'endommagement soit :

- Nombre de dommage : $N_{0d} = 0,2$ (Van Der Meer 1998)

6.1.5 Franchissement

Est retenue la valeur de débit de franchissement $q = 50\text{ l/s/m} = 0,05\text{ m}^3/\text{s/m}$ correspondant à des risques d'endommagement de la digue bien protégé en crête d'ouvrage et au talus derrière (EurOtop, 2007).

6.1.6 Stabilité de la carapace

Nous utilisons la formulation empirique de Van Der Meer (VDM, 1988) permettant de pré-dimensionner les digues avec une carapace en blocs cubiques rainurés en deux couches sur la base d'un critère de stabilité de la carapace.

La formulation de VDM est la suivante :

$$H_s / \Delta D_n = \left(6,7 \frac{N_{0d}^{0,4}}{N^{0,3}} + 1 \right) S_{0m}^{-0,1}$$

Où $S_{0m} = \frac{2\pi H_s}{g T_m^2}$ est la « cambrure » de la houle calculée avec la longueur d'onde au large et la hauteur significative au pied de l'ouvrage.

H_s : hauteur significative de la houle en pied d'ouvrage

$T_m = T_{02}$: période moyenne

D_n : diamètre nominal moyen

Δ : masse spécifique déjaugée

N : nombre des vagues incidentes ($N = 900 \Leftrightarrow 3h$ de tempête)

N_{od} : nombre de dommage calculé par le nombre relatif de blocs déplacés sur la carapace ($= N_{dép} * D_n / L_{ouv}$). Le critère de dommage N_{od} est en général choisi dans la plage 0,2 – 0,5.

6.2 Détermination de la hauteur significative au pied de l'ouvrage

a) A partir du climat de houle au large on peut déterminer la hauteur significative au sens statistique $H_{1/3}$ en pied d'ouvrage par la formulation de Goda (2000) rappelée dans le Guide Enrochement (P.396, Rock Manuel, CETMEF, 2009) ci-dessous :

Goda (2000) a mis au point des formules pour estimer la hauteur significative de la houle (voir l'Équation 4.105) et la hauteur maximale de la houle (voir l'Équation 4.106) dans la zone de déferlement.

$$H_{1/3} = \begin{cases} K_s H'_0 & \text{pour } h/L_o > 0.2 \\ \min \left\{ \left(\beta_0 H'_0 + \beta_1 h \right), \left(\beta_{max} H'_0 \right), \left(K_s H'_0 \right) \right\} & \text{pour } h/L_o < 0.2 \end{cases} \quad (4.105)$$

$$H_{max} = H_{1/250} = \begin{cases} 1.8 K_s H'_0 & \text{pour } h/L_o > 0.2 \\ \min \left\{ \left(\beta_0^* H'_0 + \beta_1^* h \right), \left(\beta_{max}^* H'_0 \right), \left(1.8 K_s H'_0 \right) \right\} & \text{pour } h/L_o < 0.2 \end{cases} \quad (4.106)$$

Le Tableau 4.14 donne les coefficients $\beta_0, \beta_1, \dots, H'_0$ est la hauteur significative équivalente de la houle au large, définie à la Section 4.2.2.5.

Tableau 4.14 Coefficients pour $H_{1/3}$ et H_{max}

Coefficients pour $H_{1/3}$	Coefficients pour H_{max}
$\beta_0 = 0.028 (H'_0 / L_o)^{-0.38} \exp(20 m^{1.5})$	$\beta_0^* = 0.052 (H'_0 / L_o)^{-0.38} \exp(20 m^{1.5})$
$\beta_1 = 0.52 \exp(4.2 m)$	$\beta_1^* = 0.63 \exp(3.8 m)$
$\beta_{max} = \max \left\{ 0.92, 0.32 (H'_0 / L_o)^{-0.29} \exp(2.4 m) \right\}$	$\beta_{max}^* = \max \left\{ 1.65, 0.53 (H'_0 / L_o)^{-0.29} \exp(2.4 m) \right\}$

On obtient le coefficient de shoaling, K_s , ci-dessus à l'aide de la théorie de la houle linéaire (voir l'Équation 4.98). m est la pente des fonds ($m = \tan \alpha$).

Tableau 4 - Guide Enrochement, CETMEF, 2009.

$$\text{Avec } K_s = \left[\tanh(kh) \left(1 + \frac{2kh}{\sinh(2kh)} \right) \right]^{-1/2}$$

Le climat de houle au large (grande profondeur) donne une longueur d'onde :

$$L_0 \approx \frac{g}{2\pi} T^2 \approx \frac{9.81}{2\pi} 12^2 \approx 225 (m).$$

La profondeur en pied d'ouvrage $h = 7$ m, la pente constante de la bathymétrie $m = 2\%$ et la hauteur significative au large $HS_0 = H'_0 = 8$ m donnent les valeurs des divers coefficients :

β_0	0,11
β_1	0,57
β_{\max}	0,92

D'où une hauteur significative en pied d'ouvrage :

$$H_S = H_{1/3\text{-pied}} = \min(4.8, 7.36, 12.96) = \mathbf{4.8 \text{ (m)}}$$

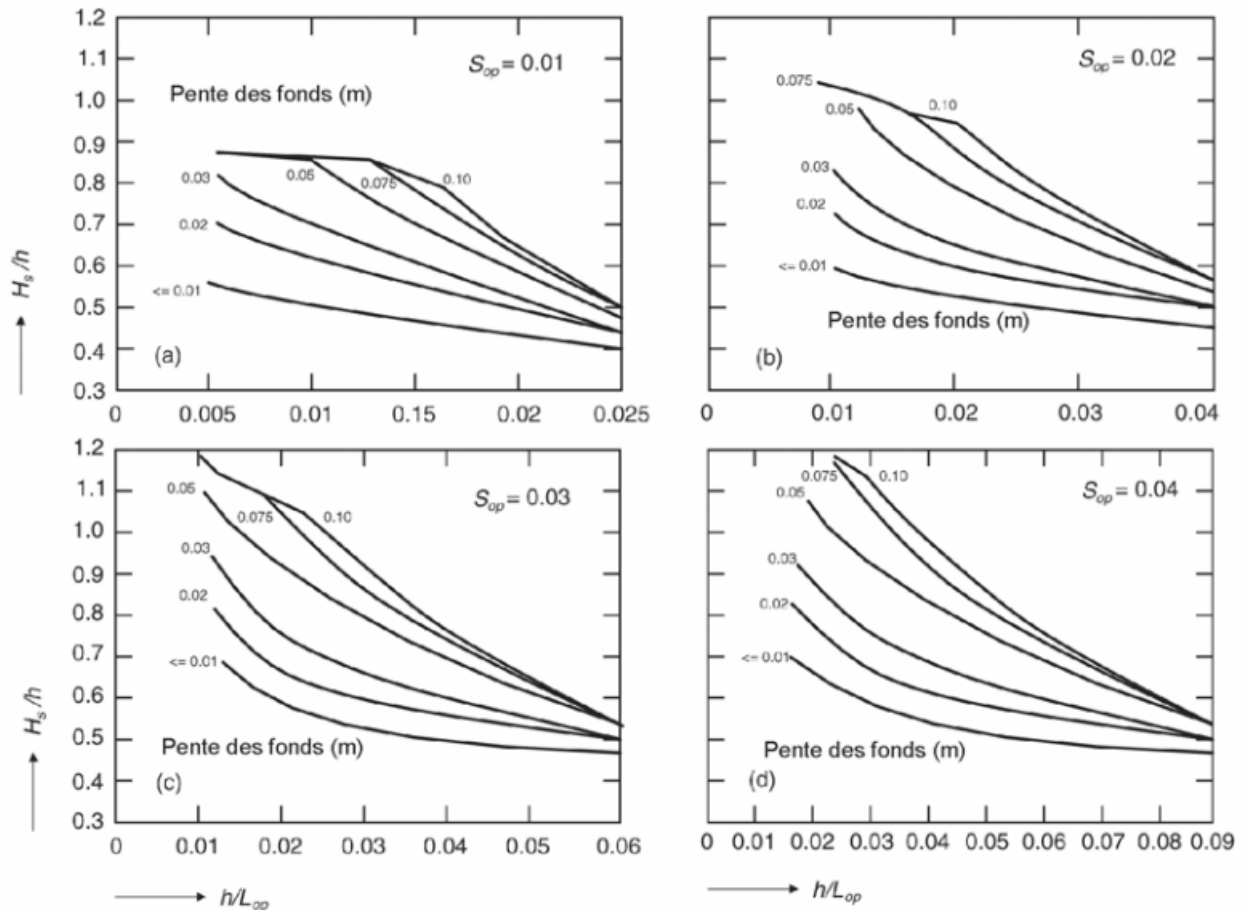
b) Déterminer la hauteur significative H_{m0} au sens spectral en pied d'ouvrage par la formulation de Van der Meer (1990) rappelée dans le Guide Enrochement (P.394-395, Rock Manuel, CETMEF, 2009) ci-dessous :

Encadré 4.8 *Méthode simplifiée d'estimation de H_{m0} sur des fonds peu profonds soumis à l'influence du déferlement.*

La Figure 4.40 présente les résultats obtenus à partir d'un modèle numérique simple en 1D de la décroissance énergétique (van der Meer, 1990) dans lequel est incluse l'influence du déferlement de la houle. Des essais ont montré que les estimations de hauteur de la houle qui utilisent les graphiques de dimensionnement tirés de ce modèle sont précises pour des pentes allant de 10/1 à 100/1. Pour les pentes inférieures à 100/1, il faut utiliser les prédictions relatives aux pentes de 100/1.

Le procédé d'utilisation de ces graphiques est le suivant :

1. Déterminer la cambrure de la houle en eau profonde $s_{op} = H_{s0} / L_{op}$ (où $L_{op} = g T_p^2 / (2\pi)$). Cette valeur détermine le graphique à utiliser. En supposant ici, pour des raisons pratiques, que $s_{op} = 0.043$, il faut utiliser les graphiques de la Figure 4.40 pour $s_{op} = 0.04$ et 0.05 , en interpolant entre les résultats de chaque valeur.
2. Déterminer la hauteur d'eau relative locale, h/L_{op} . La série de courbes couvre des diminutions des hauteurs de houle allant de 10 % à environ 70 %. Le déferlement limité se situe à droite des graphiques et le déferlement important à gauche. Si h/L_{op} est supérieur à la valeur maximale du graphique, cela signifie qu'il n'y a pas de déferlement ou seulement un déferlement limité, on peut alors postuler qu'il n'y a aucun déferlement (hauteur de la houle en eau profonde = hauteur de la houle en eau peu profonde).
3. Déterminer la pente des fonds ($m = \tan \alpha$). Les courbes sont données pour des valeurs de m comprises entre 0.075 et 0.01 (pente de 13/1 à 100/1). Pour les pentes moins inclinées, on utilisera la valeur de $m = 0.001$.
4. Entrer dans les deux graphiques sélectionnés la valeur de h/L_{op} calculée et identifier le rapport H_{m0}/h à partir de la courbe pour la pente des fonds calculée.
5. Effectuer une interpolation linéaire entre les deux valeurs de H_{m0}/h afin de déterminer H_{m0}/h pour la bonne cambrure de la houle.



La relation entre T_m et T_p est fonction du facteur de forme du γ spectre. On peut retenir la relation (Molin, 2002) :

$$T_m/T_p = 0,6063 + 0,1164 \gamma^{0,5} - 0,01224 \gamma$$

Avec nos paramètres:

- Hauteur $H_{s0} = 8\text{m}$
- Période $T_m = 12\text{ s}$
- Spectre : JONSWAP avec $\gamma = 1,6$
- Profondeur en pied d'ouvrage : $h = 7\text{ m}$
- Pente de talus 3/2
- Bathymétrie : pente constante de 2%

- 1) $T_m/T_p = 0,78 \Rightarrow T_p = 15,44\text{ s}$. Les conditions de houle au large donnent $s_{op} = 0,0215$. Il faut utiliser les graphiques pour lesquels $s_{op} = 0,02$ et $0,03$
- 2) Hauteur d'eau relative local : $h/L_{op} = 0,019$
- 3) La pente des fonds $m = 0,02$
- 4) Interpoler la valeur entre deux courbes $s_{op} = 0,02$ (on trouve $H_{m0}/h = 0,6$) et $s_{op} = 0,03$ (on trouve $H_{m0}/h = 0,69$), on a $H_{m0}/h = 0,614$
- 5) Avec $h = 7\text{ m}$ on a $H_{m0} = 4,3\text{ m}$

6.3 Détermination de la dimension des blocs

La formule de la stabilité $H_s / \Delta D_n = \left(6,7 \frac{N_{0d}^{0,4}}{N^{0,3}} + 1 \right) S_{0m}^{-0,1}$ avec $H_{m0} = 4,3$ m ; $\square = 1,4$; $N = 900$ donne les valeurs de diamètre nominal et de masse des blocs cubiques suivantes :

N_{0d}	D_n (m)	M (T)
0,2	1,39	6,5

6.4 Franchissement

La limitation du franchissement permet de déterminer la cote d'arase de l'ouvrage. Nous utilisons ici la formule empirique du TAW, 2002 rappelé dans le guide EUROTOP (2007, page 118) adaptée au cas d'une carapace en blocs cubiques rainurés posés sur une pente à 3/2 :

$$q / \sqrt{g H_{m0}^3} = 0.2 \exp\left(-2.3 \frac{R_c}{H_{m0}} \frac{1}{\gamma_f \gamma_\beta}\right)$$

où :

- $H_{m0} = H_S$: hauteur significative ($= 4 \sqrt{m_0}$) pour une distribution de Rayleigh ($= H_{1/3}$)
- R_c : cote d'arase
- γ_f : coefficient de rugosité de la carapace, ici égal à 0,47 dans le cas de blocs cubiques en deux couches
- γ_β : coefficient d'obliquité de la houle, ici égal à 1 (houle frontale)

Avec la valeur seuil retenue $q = 50$ l/s/m = $0,05$ m³/s/m et la hauteur significative en pied d'ouvrage $H_S = 4,8$ m on obtient la cote d'arase : **$R_c = 4,14$ m.**

Soit une hauteur initiale de digue de +11,14m.

Les conditions de houle et le dimensionnement de l'ouvrage à l'échelle naturelle nous permettent de choisir l'échelle du modèle physique en fonction des caractéristiques du canal à houle utilisé.

6.5 Choix de l'échelle et conséquences expérimentales

Le canal à houle a une longueur hors tout de 34 m, 1,20 m de profondeur et 0,9 m de large. Les caractéristiques déterminant le choix de l'échelle sont la profondeur du canal et la distance utilisable (23 m) entre le batteur et l'ouvrage qui doit être construit au niveau des vitres de visualisation sachant qu'on a intérêt à avoir l'échelle la plus grande possible. Ces contraintes nous conduisent à choisir une hauteur d'eau maximale dans le canal $h = 0,648$ m qui doit donc correspondre à une hauteur d'eau en pied de 8 m en nature (pour pouvoir simuler une surélévation du niveau moyen de 1 m) et une échelle $E = 30,5$.

La contrainte de hauteur d'eau dans le canal implique que nous ne pouvons pas obtenir des conditions de grande profondeur au batteur. Par ailleurs, nous faisons l'hypothèse que la surélévation du niveau moyen n'a pas d'effet sur les climats de houle au large. Cette hypothèse nous conduit à présenter les résultats pour les différentes configurations d'ouvrages en fonction des conditions de houle au large alors que les mesures de houle sont réalisées, entre autres, devant le batteur où règne des conditions de profondeur intermédiaires. La transposition des valeurs obtenues devant le batteur en valeurs du « large » sera réalisée en appliquant le coefficient de shoaling :

$$H_s = H_{s0} \left[\frac{k}{k_0} \frac{1 + \frac{2k_0 h_0}{\sinh(2k_0 h_0)}}{1 + \frac{2kh}{\sinh(2kh)}} \right]^{1/2}$$

Ce coefficient sera aussi utilisé pour choisir les consignes données au générateur de houle.

6.6 Bilan : configuration du modèle physique et plages de variation des caractéristiques des houles testées

Afin de comparer les résultats expérimentaux obtenus avec les modèles semi-empiriques utilisés aujourd'hui par les concepteurs d'ouvrages et, éventuellement, proposer des modifications de ces modèles prenant en compte les renforcements, nous avons choisi de ne pas seulement réaliser des mesures correspondant aux conditions extrêmes de houle mais de faire des campagnes de mesures pour quatre valeurs de période moyennes et plusieurs hauteurs de houle pour chacune de ces périodes.

Les conditions de houle testées seront donc :

Plage de période moyenne de la houle au large $T_m = T_{02}$:

- réelle : [7 s ; 11 s]
- modèle : [1,3 s ; 1,9 s]

Plage de hauteur significative de la houle au large H_{s0}

- réelle : [4 m ; 8 m]
- modèle : [0,13 m ; 0,25 m]

Plage de profondeur en pied :

- réelle : [7 m ; 8 m]
- modèle : [0,23 m ; 0,262 m]

Les paramètres de l'ouvrage et du fond sont les suivants :

Échelle : $E = 30,5$

Pente des fonds : 2%

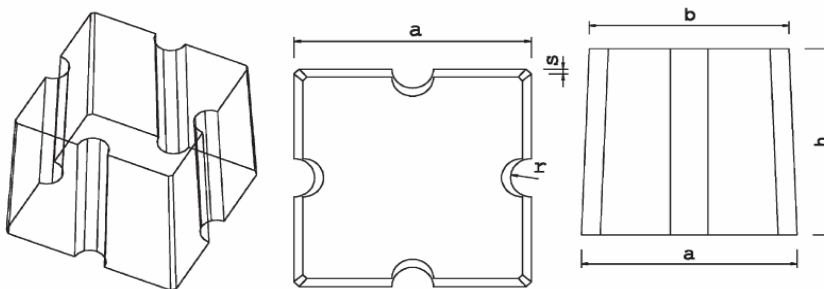
Longueur du fond incliné : ~20 m

Cote d'ouvrage initial par rapport au fond du canal : 0,765 m

Pente de talus : 3/2

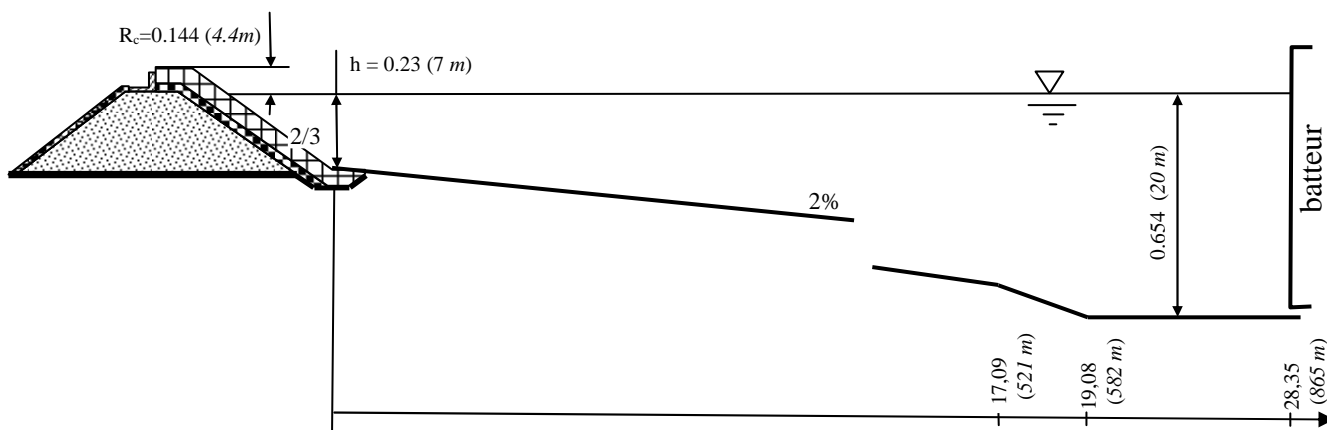
Durée d'essai dans modèle : 1956s (\Leftrightarrow 3h en prototype).

Les blocs artificiels pour la carapace ont été prêtés par EDF-R&D. Nous avons choisi des blocs en stock en nombre suffisant de dimensions les plus proches de celles calculées soit ceux présentés ci-dessous :



a(cm)	b(cm)	h(cm)	r(cm)	s(cm)	m(g)	V(cm ³)	ρ_s (kg/m ³)
5.4	5.1	5.4	0.75	0.15	314	128	2450

La disposition du modèle dans le canal est fixée comme suit pour la configuration de référence (en italique : valeurs en nature) :



ANNEXE 7 : PRETRAITEMENT DES DONNEES MNT LIDAR

7.1 Les étapes du prétraitement

Les données brutes LIDAR fournies constituent un fichier très lourd constitué d'un semis des points qu'il fallait transformer en une grille raster et un modèle numérique de terrain sous ArcGIS, permettant ensuite d'interpoler la cote du terrain en tout point à l'intérieur d'une maille.

Pour cela, plusieurs étapes ont été nécessaires :

- D'abord, il était indispensable de regrouper les multiples fichiers. Ainsi, nous avons combiné l'ensemble des points pour passer de 80 à quatre fichiers. L'essai en un seul fichier s'est soldé par un échec à cause de la taille et du nombre des points
- Ensuite, mettre sous forme de grille raster ces quatre fichiers par la méthode de Krigeage (interpolation raster à partir de points) :

7.2 Formule générale

La formule générale utilisée par cette méthode d'interpolation consiste en une somme pondérée des données (Source, ArcGis Desktop 2010) :

$$\hat{Z}(s_0) = \sum_{i=1}^N \lambda_i Z(s_i)$$

Où :

$Z(s_i)$ = valeur relevée à la i ème emplacement

λ_i = pondération inconnue de la valeur relevée à i ème emplacement

s_0 = emplacement de prédiction

N = nombre de valeurs relevées

Résultat : un raster d'une résolution 50 cm est ainsi créé.

ANNEXE 8 : SOMMATION DES DOMMAGES SUR LES BIENS

8.1 Courbe d'endommagement

L'estimation des dommages a été réalisée sur trois quartiers havrais et selon deux types d'analyse du risque d'inondation. Pour évaluer ces dommages, il faut calculer le taux d'endommagement de chaque bâtiment en fonction de la hauteur d'inondation. Celui ci permet d'obtenir une courbe d'endommagement pour chaque scénario d'aléa:

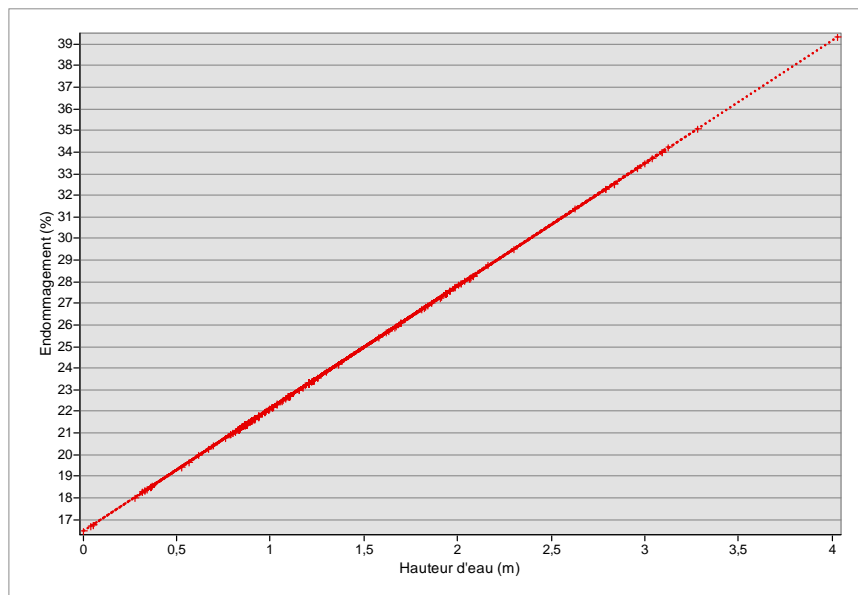


Figure 24 : Courbe d'endommagement des bâtiments en fonction des hauteurs d'eau obtenues selon le scénario de 10,30 m (%).

8.2 Calculs des dommages

Ces courbes ne donnent pas encore de coût de l'inondation. Il faut donc appliquer ce taux d'endommagement à une valeur surfacique d'un étage afin d'obtenir une courbe de dommage. Pour évaluer la surface au sol, nous divisons la surface totale du bâtiment par le nombre d'étage. Le coût des dommages de chaque bâtiment est estimé en fonction de l'équation du calcul des coûts.

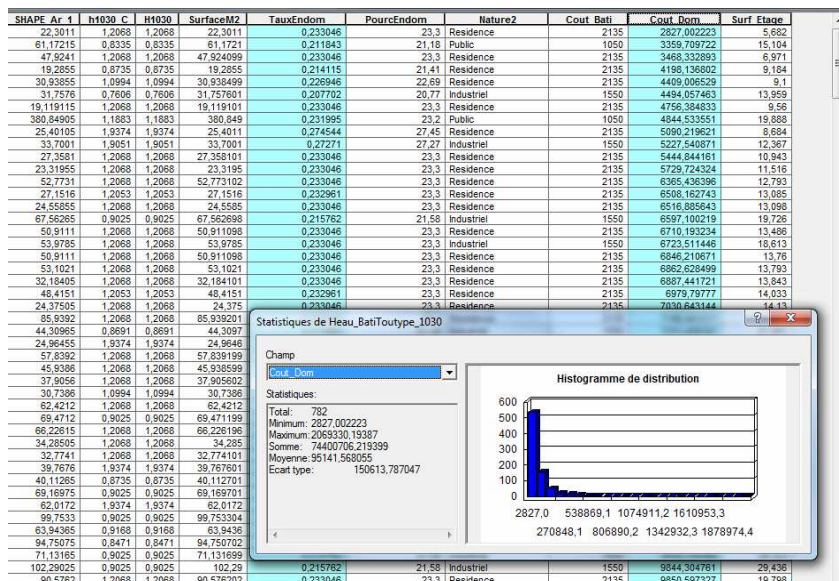


Figure 25 : Extrait de la table des attributs du calcul des dommages au niveau du quartier Centre - Saint François selon le scénario du 10,40m (valeur monétaire).

ANNEXE 9 : SOMMATION DES DOMMAGES SUR LES SCENARIOS

On peut, de façon schématique, pour estimer la moyenne du coût des dommages, soit faire un calcul sur une série d'événements définissant un scénario ou différents scénarii, soit faire une approximation du calcul théorique intégral.

9.1 Définition et propriétés

Soit $p(Q)$ la densité de probabilité d'occurrence de dépassement d'un débit Q .

La probabilité de dépassement d'un débit donné Q_d est alors égale à :

$$P(\text{débit} \geq Q_d) = \int_{Q_d}^{\infty} p(Q) dQ$$

Si n est le nombre d'événements par an. Le débit de période de retour T est, par définition, celui satisfaisant l'équation suivante :

$$P(\text{débit} \geq Q_T) = \int_{Q_T}^{\infty} p(Q) dQ = \frac{1}{nT}$$

Pour nous, $n=706$ et si $T=100$ ans, cette probabilité est $1/70600$.

Il est intéressant de noter que :

$$P(Q_T \geq \text{débit} \geq Q_{T/2}) = \int_{Q_{T/2}}^{\infty} p(Q) dQ - \int_{Q_T}^{\infty} p(Q) dQ = \frac{1}{nT/2} - \frac{1}{nT} = \frac{1}{nT}$$

De même :

$$P(Q_{T/2} \geq \text{débit} \geq Q_{T/3}) = \frac{1}{nT}$$

$$P(Q_{T/i} \geq \text{débit} \geq Q_{T/(i+1)}) = \frac{1}{nT}$$

9.2 Coût de dommages estimé par calcul d'intégration

Le coût des dommages pour chaque événement est donné par :

$$C = \int_{Q_s}^{\infty} p(Q) D(Q) dQ$$

Si $D(Q)$ est le coût du dommage induit par un événement de débit Q et Q_s le débit seuil à partir duquel il se produit un dommage. On découpe l'intégrale en k morceaux où la première borne Q_1 correspond au seuil Q_s et on fait l'approximation suivante :

$$C = \sum_{i=1}^{k-1} \int_{Q_i}^{Q_{i+1}} p(Q) D(Q) dQ + \int_{Q_k}^{\infty} p(Q) D(Q) dQ$$

$$C = \sum_{i=1}^{k-1} D(\bar{Q}_i) \int_{Q_i}^{Q_{i+1}} p(Q) dQ + D(\bar{Q}_k) \int_{Q_k}^{\infty} p(Q) dQ$$

Les \bar{Q}_i sont des valeurs moyennes comprises entre les deux bornes Q_i et Q_{i+1} pour i inférieur à k . On peut profiter de la relation mise en évidence dans le 1^{er} paragraphe pour simplifier l'expression. En effet, si on prend comme dernière borne, un débit QT correspondant à une période de retour T , et qu'on découpe l'intervalle avec $QT/2$, $QT/3$, $QT/4$, etc. jusqu'à se rapprocher de la borne Q_s , l'expression se simplifie en :

$$C = D(\bar{Q}_1) \int_{Q_s}^{Q_2} p(Q) dQ + \frac{1}{nT} \left(\sum_{i=2}^{k-1} D(\bar{Q}_i) + D(\bar{Q}_k) \right)$$

La première valeur Q_1 est en fait Q_s . Comme les dommages sont faibles pour ces débits proches du seuil, on néglige le premier terme. Ne reste plus que :

$$C = \frac{1}{nT} \left(\sum_{i=2}^{k-1} D(\bar{Q}_i) + D(\bar{Q}_k) \right)$$

Donc le coût moyen annuel est donné par :

$$C_a = \frac{1}{T} \left(\sum_{i=2}^{k-1} D(\bar{Q}_i) + D(\bar{Q}_k) \right)$$

Plusieurs questions se posent :

Comment choisir la valeur moyenne \bar{Q}_i et en particulier la dernière? Quelle valeur de T retenir ?

En ce qui concerne, la première question, ce que nous avons pour l'instant retenu, revient implicitement à prendre comme valeur moyenne la borne basse de chaque intervalle, puisqu'on se propose de sommer les dommages des événements QT , $QT/2$, $QT/3$, $QT/4$ etc. et de diviser par T le nombre d'années retenu pour faire le calcul.

Ainsi, avons-nous choisi, $T = 1000$ ans, les \bar{Q}_i ci-dessous, pour aboutir à :

$$C_a = 1/1000 * (D(Q_{1000}) + D(Q_{500}) + D(Q_{333}) + D(Q_{250}) + D(Q_{200}) + D(Q_{167}) + D(Q_{143}) + \text{etc.})$$

On voit bien que ce choix conduit à une valeur par défaut. On pourrait également prendre une valeur moyenne sur les intervalles. On a le choix entre :

- la moyenne arithmétique $\frac{V_i + V_{i+1}}{2}$
- géométrique $\sqrt{V_i V_{i+1}}$
- harmonique $\frac{2V_i V_{i+1}}{V_i + V_{i+1}}$

On peut rechercher les moyennes soit sur les T_i , soit sur $Q(T_i)$ soit sur les $D(Q(T_i))$. Le plus simple, semble t'il, serait de prendre des valeurs moyennes des $D(Q(T_i))$.

Reste la difficulté concernant le dernier intervalle entre QT et l'infini. Là encore, de multiples possibilités :

- La moyenne harmonique entre T et l'infini est $2T$, alors avec les moyennes sur les $D(Q(T_i))$:
- $C = 1/1000(D(Q_{2000}) + 0,5 * D(Q_{1000}) + D(Q_{500}) + D(Q_{333}) + D(Q_{250}) + D(Q_{200}) + D(Q_{167}) + \text{etc.})$
- On peut retenir la période correspondant à celle où la probabilité de dépassement d'un événement millennal soit de 0,5. Cela conduit à $1,44 T$, $[1/(1-1/e)]T$, soit 1440 ans.
- En supposant que le dommage est linéaire au-delà de QT , et que la distribution des débits suit une décroissance exponentielle comme :

$$P(\text{débit} \geq Q_{\text{donné}}) = \int_{Q_{\text{donné}}}^{\infty} \frac{e}{nT} \frac{1}{Q_T} \exp\left(-\frac{Q}{Q_T}\right) dQ$$

Alors, le calcul de l'intégrale sur le dernier tronçon conduit à substituer à $D(QT)$ la valeur :

$$D(Q_T) + [D(Q_T) - D(Q_{T/2})] \frac{Q_T}{Q_T - Q_{T/2}}$$

D'un point de vue théorique, on suppose que l'intégrale C existe :

$$C = \int_{Q_s}^{\infty} p(Q) D(Q) dQ$$

Cela suppose que

$$\int_{Q_T}^{\infty} p(Q) D(Q) dQ \text{ tend vers } 0 \text{ quand } T \text{ tend vers l'infini.}$$

Si on reprend les calculs d'approximation précédents, ce terme peut être pris en compte, dans la méthode la plus simple (la première présentée), sous la forme :

$$\int_{Q_T}^{\infty} p(Q) D(Q) dQ \approx D(Q_T) \frac{1}{T}$$

Si l'on veut affiner un peu le calcul en considérant une période double, on peut faire l'approximation suivante, toujours avec la méthode la plus simple :

$$\int_{Q_T}^{\infty} p(Q) D(Q) dQ \approx D(Q_T) \frac{1}{2T} + D(Q_{2T}) \frac{1}{2T}$$

La différence relative entre les deux expressions est égale à :

$$\frac{1}{2} \left(\frac{D(Q_{2T})}{D(Q_T)} - 1 \right)$$

Reste à choisir un seuil de précision. Nous travaillons sur le dernier terme de la somme des dommages, terme qui est le plus fort de la série. On pourrait opter, par exemple, pour une valeur de 1,40 pour le rapport entre les deux dommages $D(Q_{2T})$ et $D(Q_T)$, soit une différence relative de 20%. Il s'agit de seuils qu'il serait intéressant de tester sur des exemples réels. Cela signifierait que, dès que le rapport entre $D(Q_{i+1})$ et $D(Q_i)$ deviendrait inférieur à 1,40 par exemple, on ne chercherait pas à travailler sur une période de temps supérieure à $2T$. Evidemment, ceci suppose que la relation entre le dommage et le débit franchissant soit relativement continue. Les éventuels seuils importants que pourraient constituer la rupture d'une voie de communication ou l'envoi d'un hôpital par exemple, seraient à prendre en considération de façon spécifique dans l'analyse.

Cela signifie que l'analyse de la vulnérabilité du territoire et des enjeux va intervenir dans le "niveau de coupure" à faire dans le calcul. C'est tout l'intérêt d'une expertise en cette matière.

Dans la méthodologie, il est peut-être nécessaire de faire une exploration de la fonction $D(QT)$, c'est-à-dire faire le calcul pour quelques valeurs de Q afin de pouvoir cerner la période T à retenir. Evidemment, il serait judicieux ensuite d'utiliser ces points pour faire le calcul d'intégration.

9.3 Estimation du coût par scenarii

C'est la méthode, pour l'instant envisagée. On choisit une période donnée et on prend une liste d'événements ayant une chance raisonnablement moyenne de se produire pour faire un calcul de dommage moyen sur la période. Nous avons retenu, lors de la réunion du 30 mai 2011, une période de 1000 ans et les événements suivants :

- 1 événement de période de retour 1000 ans
- 1 événement de période de retour 500 ans
- 1 événement de période de retour 333 ans
- 1 événement de période de retour 250 ans
- 1 événement de période de retour 200 ans
- 1 événement de période de retour 167 ans
- 1 événement de période de retour 143 ans
- Etc ... jusqu'au seuil de déclenchement des dommages.

On calcule le coût moyen annuel par :

$$C_a = \frac{1}{1000} \sum_{i=1}^k D(Q_{T/i}) \quad \text{avec } k \text{ nombre d'événements pris en compte}$$

Nous venons de voir que ce calcul est, en fait, équivalent au calcul d'approximation de l'intégrale précédente en prenant comme valeur moyenne pour $D(Q)$ sur l'intervalle entre QT/i et $QT/i+1$ la valeur $D(QT/i+1)$. On obtient donc une valeur par défaut. Pour corriger cette sous-estimation, on peut ajuster de la façon suivante :

On choisit, comme plus grand débit, celui qui a une chance sur deux d'être dépassé au moins une fois en 1000 ans. Ensuite, comme deuxième débit le plus fort, celui qui a une chance sur deux d'être dépassé au moins deux fois en 1000 ans. Puis, comme 3ème débit, celui qui a une chance sur deux d'être dépassé au moins 3 fois en 1000 ans, etc...

On obtient ces valeurs, en utilisant la loi de Poisson. La probabilité qu'il se produise k événements de période de retour T/λ sur une période donnée T vaut :

$$P(\text{nombre} = k) = \frac{\lambda^k}{k!} \exp(-\lambda)$$

Par exemple, pour λ valant 1, la probabilité qu'il se produise au moins un événement millénaire en 1000ans est $1-1/e$ soit 63%.

Si on cherche l'événement correspondant à 50%, il conduit à un λ de 0,693 soit une période de retour de 1440 ans.

De même, on peut procéder de cette façon pour identifier l'événement qui a une probabilité de 0,5 d'être dépassé 2 fois ou plus. Il faut résoudre cette fois :

$$1 - \sum_{k=0}^1 \frac{\lambda^k}{k!} \exp(-\lambda) = 0,5$$

ce qui conduit à un λ de 1,678 soit une période de 696 ans.

$$1 - \sum_{k=0}^2 \frac{\lambda^k}{k!} \exp(-\lambda) = 0,5$$

De façon identique, la résolution de : conduit à 374 ans.

Finalement, nous pouvons proposer la série suivante :

- 1 événement de période de retour 1443 ans (au lieu de 1000)
- 1 événement de période de retour 596 ans (au lieu de 500)
- 1 événement de période de retour 374 ans (au lieu de 333)
- 1 événement de période de retour 272 ans (au lieu de 250)
- 1 événement de période de retour 214 ans (au lieu de 200)
- 1 événement de période de retour 176 ans (au lieu de 167)
- 1 événement de période de retour 149 ans (au lieu de 143)
- Les mêmes que précédemment etc ...