HAL
open science

Dynamique morpho-sédimentaire de littoraux sableux macrotidaux à barres intertidales : modélisation numérique et expérimentations in situ

Thibault Oudart

To cite this version:

Thibault Oudart. Dynamique morpho-sédimentaire de littoraux sableux macrotidaux à barres intertidales : modélisation numérique et expérimentations in situ. Mécanique des fluides [physics.class-ph]. Université Grenoble Alpes, 2016. Français. NNT : 2016GREAI057 . tel-01587735

HAL Id: tel-01587735

https://theses.hal.science/tel-01587735

Submitted on 14 Sep 2017

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

Communauté UNIVERSITÉ Grenoble Alpes

THÈSE

Pour obtenir le grade de

DOCTEUR DE la Communauté UNIVERSITÉ GRENOBLE ALPES

Spécialité : **MEP : Mécanique des fluides, Energétique, Procédés**

Arrêté ministériel : 7 Août 2006

Présentée par

Thibault OUDART

Thèse dirigée par **Philippe Larroudé et Arnaud Hequette**

préparée au sein **du Laboratoire des Écoulements Géophysiques et Industriels**
et de **l'Ecole Doctorale I-MEP2**

Dynamique morpho-sédimentaire de littoraux sableux macrotidaux à barres intertidales : modélisation numérique et expérimentations in situ

Thèse soutenue publiquement le **12 octobre 2016**,
devant le jury composé de :

Mr, Christophe Baudet
Professeur des Universités, Université Grenoble Alpes, Président
Mr, Vincent Rey
Professeur des Universités, Université de Toulon, Rapporteur
Mr, François Marin
Professeur des Universités, Université du Havre, Rapporteur
Mme, Nadia Sénéchal
Maître de Conférences , HDR, Université Bordeaux 1, Examinatrice
Mr, Philippe Larroudé
Maître de Conférences HC, HDR, Université Grenoble Alpes, Directeur de thèse
Mr, Arnaud Hequette
Professeur des Universités, Université du Littoral, Co-Directeur de thèse

Remerciements

Je souhaiterais tout d'abord remercier mes directeurs de thèse avec qui j'ai travaillé au cours de ces 4 dernières années. Philippe qui m'a toujours fais confiance et m'a laissé choisir la direction que je souhaitais prendre dans mon travail de recherche. Je souhaiterais également le remercier pour son implication dans mon orientation professionnelle de la licence à la thèse, ainsi que pour son soutien pour les futurs projets qui commencent à se mettre en place. Je remercie Arnaud pour son aide précieuse lors de la mise en place des campagnes de mesures, de l'exploitation et de l'interprétation des résultats.

Cette thèse n'aurait jamais été possible sans l'ensemble des personnes qui ont participé aux campagnes de terrain et à l'exploitation des données, Vincent, Adrien Crapoulet, Alexandra, Philippe et Arnaud, avec un remerciement tout particulier pour Adrien Cartier qui m'a fréquemment hébergé chez lui lors de mes séjours à Dunkerque et pour m'avoir rappelé fréquemment que la fin des trois ans arrive vite, trop vite (au fait-Adrien, est-ce que tu as une date de soutenance ?).

Un grand merci également à l'ensemble du service informatique du LEGI : Gaby, Cyrille et Olivier sans qui une thèse de modélisation numérique n'aurait pas été possible.

Je souhaiterais également remercier tous les membres de mon jury de thèse, Vincent Rey, François Marin, Nadia Sénéchal, et Christophe Baudet pour leurs remarques constructives à la fois dans les rapports et lors de la soutenance.

Merci également à toutes les personnes du LEGI que j'ai croisées au cours de ces 4 années avec qui j'ai pu discuter lors de pauses café (ou cigarettes), avec une pensée particulière pour Aimie avec qui j'ai partagé un bureau pendant 3 ans même si l'on était jamais d'accord sur le réglage du thermostat . . . ! Un

grand merci également à Olivier Boutron avec qui j'ai travaillé à la Fondation Tour du Vallat pendant la fin de rédaction de ce mémoire et avec qui j'ai pu longuement discuter de la préparation de la soutenance, ainsi que des possibilités après la thèse.

Je souhaiterais enfin remercier toute ma famille qui m'a toujours encouragé au cours de ces 4 années et a également permis de fortement réduire le nombre de fautes dans ce manuscrit, notamment mes frères, mon père ainsi que ma mère

avec sa façon si personnelle d'encourager.

Enfin, le dernier remerciement va pour Maryline qui m'a accompagné chaque jour et qui a supporté les réveils au milieu de la nuit pour lancer de nouveaux calculs ainsi que pour s'être si bien occupé de moi dans les périodes critiques de fin de rédaction de thèse, et de préparation de la soutenance !

Sommaire

I Introduction **11**

II Processus morphodynamiques sur les plages sableuses à barres intertidales **17**
- II.1 Introduction 18
- II.2 La houle 19
- II.3 Morphodynamique côtière 27
- II.4 Conclusion 34

III Présentation des sites d'études et des mesures in-situ **35**
- III.1 Présentation de la zone d'étude 36
- III.2 Les moyens de mesures in-situ 44
- III.3 Méthode de mesures in-situ 52
- III.4 Conclusion 61

IV Les modèles morphodynamiques **63**
- IV.1 Le modèle hydrodynamique pour la prise en compte des courants 65
- IV.2 Prise en compte de la houle avec les méthodes spectrales . . . 70
- IV.3 Évolution morphodynamique et estimation du transport sédimentaire sur le littoral 78
- IV.4 Couplage des différents codes 84
- IV.5 Conclusion 86

V Paramétrage et validation des modèles hydrodynamiques **87**
- V.1 Génération du courant de marée 88
- V.2 Détermination du coefficient de Strickler 93
- V.3 Génération des houles 100
- V.4 Paramétrisation des formules de transport solide 105
- V.5 Conclusion 107

VI Comparaisons mesures in-situ et simulations numériques sur la plage de Hardelot **109**
VI.1 Méthodologie 110
VI.2 Comparaisons de la houle 115
VI.3 Comparaisons de la vitesse longshore 119
VI.4 Comparaisons des flux de sédiments 124
VI.5 Comparaisons morphodynamique 130
VI.6 Analyse des résultats 137
VI.7 Conclusion 140

VII Comparaisons mesures in-situ et simulations numériques sur la plage de Zuydcoote **143**
VII.1 Méthodologie 144
VII.2 Comparaisons de la houle 148
VII.3 Comparaisons de la vitesse longshore 152
VII.4 Comparaisons des flux de sédiments 157
VII.5 Comparaisons morphodynamique 164
VII.6 Analyse des résultats 170
VII.7 Conclusion 173

VIII Discussion et conclusion générale **175**
VIII.1 Discussion générale 176
VIII.2 Conclusion générale 189
VIII.3 Perspectives 191

Bibliographie **200**

Glossaire **201**

Liste des figures

I.1 Schéma de la stratégie de modélisation 15

II.1 Paramètres des vagues 19
II.2 Profils des quatre types de déferlement d'après Galvin 22
II.3 Schématisation du courant de dérive pour une houle arrivant avec un angle faible par rapport à la plage 25
II.4 Schématisation du courant de retour 26
II.5 Les différents type de transport 27
II.6 Sommation des contraintes dues à la houle et à un courant . . . 31
II.7 Échelle spatio-temporelle des systèmes morphodynamiques côtiers 33

III.1 Localisation géographique de la Côte d'Opale. 37
III.2 Évolution de la marée réelle dans la manche. 38
III.3 Carte des courants de surface dus à la marée. 39
III.4 Hauteur d'eau à proximité de Calais et de Hardelot. 39
III.5 Évolution relative de l'intensité de courant de marée et de vagues sur le littoral du Nord-Pas-de-Calais du large vers la côte. 40
III.6 Roses des houles au niveau de Dunkerque et du Touquet. 40
III.7 Évolution du trait de côte entre 1963 et 2000. 41
III.8 Localisation des sites d'études de Zuydcoote(1) et de Hardelot(2). 42
III.9 Site d'étude de Hardelot. 42
III.10 Profil du site de Hardelot exprimé par rapport au zéro hydrographique (m) 42
III.11 Site d'étude de Zuydcoote. 43
III.12 Profil du site de Zuydcoote exprimé par rapport au zéro hydrographique 43
III.13 Photo de la plage de Zuydcoote. 43
III.14 A) Photographie d'un ADCP déployé sur l'estran. B) Schéma technique d'un ADCP. 45

III.15 A) Photographie d'un Midas DWR Valeport déployé sur l'estran. B) Schéma technique d'un Midas DWR Valeport. 46
III.16 A) Photographie d'un S4 ADW déployé sur l'estran. B) Schéma technique d'un S4 ADW. 47
III.17 Schéma d'un marégraphe numérique à ultra son du SHOM. . . 48
III.18 Dispositif de mesures topographiques par station DGPS Leica Système 1200. 49
III.19 Schéma d'un piège à sédiment développé par KRAUS. 50
III.20 Schéma d'un piège à sédiment utilisé pour les mesures in-situ et réalisé lors de la thèse d'A. Cartier. 51
III.21 Mise en place d'un Midas DWR Valeport à la nuit tombée. 53
III.22 Piégeage de sédiment. 53
III.23 A)Position des appareils de mesures sur : A) le profil du site de Hardelot, B) le relevé topographique du site de Hardelot 54
III.24 Position des appareils de mesures sur : A) le profil du site de Zuydcoote, B) le relevé topographique du site de Zuydcoote . . 55
III.25 Vent moyen pendant la campagne de Hardelot 56
III.26 Vent moyen à Hardelot A) Vent moyen mensuel des mois de mars à Hardelot(entre 2003-2014), B) Vent moyen annuel à Hardelot (entre 2003-2014) 57
III.27 Vent moyen pendant la campagne de Zuydcoote 57
III.28 Vent moyen à Zuydcoote A) Vent moyen mensuel des mois de juin à Zuydcoote(entre 2003-2014), B) Vent moyen annuel à Zuydcoote (entre 2003-2014) 58

IV.1 Domaine de calcul 65
IV.2 Grille spectro-angulaire utilisée dans TOMAWAC 77

V.1 Évolution de la marée réelle dans la manche. 89
V.2 Position des marégraphes utilisés. 90
V.3 Schéma de la méthode pour calculer le temps de parcours de l'onde entre deux marégraphes. 91
V.4 A) Différence de hauteur d'eau (m) et B) hauteur d'eau(m) imposées aux conditions aux limites pour la plage de Hardelot. . . 92
V.5 A) Différence de hauteur d'eau (m) et B) hauteurs d'eau(m) imposées aux conditions au limites pour la plage de Zuydcoote. . . 92
V.6 Évolution du coefficient C_D en fonction du rapport z_0/h. 94
V.7 Hardelot, hauteur de houle au large et hauteur d'eau au niveau de A) ADCP B2 B) ADCP bâche. 95
V.8 $U(z)$ en fonction de $\ln(z)$ au niveau de l'ADCP dans la bâche . . 95
V.9 $U(z)$ en fonction de $\ln(z)$ au niveau de l'ADCP B2 96

V.10 Zuydcoote, hauteur de houle au large et hauteur d'eau au niveau de A) ADCP B2 B) ADCP bâche. 96
V.11 Vitesse longshore due à la marée sur la plage de Hardelot au niveau des différents appareils pour différents coefficients de Strickler. 98
V.12 Vitesse longshore due à la marée sur la plage de Zuydcoote au niveau des différents appareils pour différents coefficients de Strickler. 99
V.13 Estimation de la direction principale de la houle en fonction de la direction au large 102
V.14 Correction de la direction principal des vagues en degrés sur la plage de Hardelot 103
V.15 Correction de la hauteur significative des vagues sur la plage de Hardelot 103
V.16 Courant instable généré par le déferlement à proximité des conditions aux limites 104
V.17 Courant de houle atténué à l'approche des conditions aux limites104

VI.1 Profil de la plage de Hardelot (m) exprimé par rapport au niveau zéro hydrologique avec l'emplacement des différents appareils de mesures 110
VI.2 Paramètres de la houle au niveau de la limite au large 112
VI.3 Hauteur d'eau (m) calculée et mesurée au dessus des différents appareils de mesures 114
VI.4 Hauteur significative de la houle (m) calculée et mesurée au dessus des différents appareils de mesures 117
VI.5 Période pic de la houle calculée et mesurée au-dessus des différents appareils de mesures 118
VI.6 Vitesse longshore calculée et mesurée au-dessus de l'appareil de mesure B3 119
VI.7 Vitesse longshore calculée et mesurée au-dessus de l'appareil de mesure B2 120
VI.8 Vitesse longshore calculée et mesurée au-dessus de l'appareil de mesure dans la bâche 121
VI.9 Vitesse longshore calculée et mesurée au-dessus de l'appareil de mesure B1 122
VI.10 Débit solide calculé en fonction du débit solide mesuré avec la formule de Bailard 126
VI.11 Débit solide calculé en fonction du débit solide mesuré avec la formule de Bijker 127

VI.12 Débit solide calculé en fonction du débit solide mesuré avec la formule de Soulsby-Van Rijn 128
VI.13 Débit solide calculé en fonction du débit solide mesuré avec la formule de Kamphuis 129
VI.14 A) Évolution morphodynamique 2D pendant la campagne de mesure B) Évolution morphodynamique 3D pendant la campagne de mesure 130
VI.15 Évolution morphodynamique entre le début et la fin de la campagne de mesure avec la formule de Bailard 133
VI.16 Évolution morphodynamique entre le début et la fin de la campagne de mesure avec la formule de Bijker 134
VI.17 Évolution morphodynamique entre le début et la fin de la campagne de mesure avec la formule de Soulsby-Van Rijn 135
VI.18 Évolution morphodynamique entre le début et la fin de la campagne de mesure avec la formule de Kamphuis 136
VI.19 Comparaison de l'évolution du fond sur la plage de Hardelot entre les mesures in-situ et la formule de Bijker 139
VI.20 Comparaison de l'évolution du fond sur la plage de Hardelot entre les mesures in-situ et la formule de Bailard 140

VII.1 Profil de la plage de Zuydcoote exprimé par rapport au niveau zéro hydrologique avec l'emplacement des différents appareils de mesures 144
VII.2 Paramètres de la houle au niveau de la limite au large 145
VII.3 Hauteur d'eau (m) calculée et mesurée au dessus des différents appareils de mesures 147
VII.4 Hauteur significative de la houle (m) calculée et mesurée au dessus des différents appareils de mesures 150
VII.5 Période pic de la houle calculée et mesurée au-dessus des différents appareils de mesures 151
VII.6 Vitesse longshore calculée et mesurée au-dessus de l'appareil de mesure B3 152
VII.7 Vitesse longshore calculée et mesurée au-dessus de l'appareil de mesure B2 154
VII.8 Vitesse longshore calculée et mesurée au-dessus de l'appareil de mesure dans la bâche 155
VII.9 Vitesse longshore calculée et mesurée au-dessus de l'appareil de mesure B1 156
VII.10 Débit solide calculé en fonction du débit solide mesuré avec la formule de Bailard 160

VII.11 Débit solide calculé en fonction du débit solide mesuré avec la formule de Bijker 161
VII.12 Débit solide calculé en fonction du débit solide mesuré avec la formule de Soulsby-Van Rijn 162
VII.13 Débit solide calculé en fonction du débit solide mesuré avec la formule de Kamphuis 163
VII.14 A) Évolution morphodynamique 2D pendant la campagne de mesure, B) Évolution morphodynamique 3D pendant la campagne de mesure. 164
VII.15 Évolution morphodynamique entre le début et la fin de la campagne de mesure avec la formule de Bailard 166
VII.16 Évolution morphodynamique entre le début et la fin de la campagne de mesure avec la formule de Bijker 167
VII.17 Évolution morphodynamique entre le début et la fin de la campagne de mesure avec la formule de Soulsby-Van Rijn 168
VII.18 Évolution morphodynamique entre le début et la fin de la campagne de mesure avec la formule de Kamphuis 169
VII.19 Comparaison de l'évolution du fond sur la plage de Zuydcoote entre les mesures in-situ et la formule de Bijker 172
VII.20 Comparaison de l'évolution du fond sur la plage de Zuydcoote entre les mesures in-situ et la formule de Bailard 172

VIII.1 Débit solide calculé avec la formule de Bailard sur la plage de Hardelot en $kg.m^{-1}.s^{-1}$ au cours d'une marée 178
VIII.2 Intensité du transport sédimentaire à Zuydcoote sur la période de mesure avec la formule de Bijker avec représentation de l'évolution du fond 179
VIII.3 Intensité du transport sédimentaire à Zuydcoote sur la période de mesure avec la formule de Bailard avec représentation de l'évolution du fond 180
VIII.4 Intensité du transport sédimentaire à Hardelot sur la période de mesure avec la formule de Bijker avec représentation de l'évolution du fond 181
VIII.5 Intensité du transport sédimentaire à Hardelot sur la période de mesure avec la formule de Bailard avec représentation de l'évolution du fond 182
VIII.6 Contrainte total normalisée au fond sur la durée de la campagne de Zuydcoote pour différents γ avec localisation par rapport au fond et à l'évolution in-situ 184

VIII.7 Représentation des zones d'érosions maximales possibles avec le modèle numérique en fonction de la zone de déferlement et par rapport à la zone d'érosion observée (sur la plage de Zuydcoote) avec une représentation schématique de l'effet de la houle sur le courant moyen 188

Liste des tableaux

II.1 Type de déferlement en fonction du nombre d'Irribaren 22

III.1 Valeur moyennes de z_0 pour différent fond 60

IV.1 Coefficient de Strickler et rugosité équivalente pour différents types de fond 70

VI.1 Liste des piégeages à Hardelot 124
VI.2 RMSE sur les vitesses à Hardelot 138
VI.3 RMSE sur les hauteurs significatives de la houle à Hardelot . . . 138
VI.4 MSE sur l'évolution du fond à Hardelot 139

VII.1 Liste des piégeages à Zuydcoote 158
VII.2 RMSE sur les vitesses à Zuydcoote 170
VII.3 RMSE sur les hauteurs significatives de la houle à Zuydcoote . . 170
VII.4 MSE sur l'évolution du fond à Zuydcoote 171

VIII.1 Amélioration théorique possible de l'évolution du fond pour l'étude de Hardelot pour les différentes formules de transport solides et les différents indices de déferlements. 186
VIII.2 Amélioration théorique possible de l'évolution du fond pour l'étude de Zuydcoote pour les différentes formules de transport solides et les différents indices de déferlements. 186

Chapitre I

Introduction

> « *La théorie, c'est quand on sait tout et que rien ne fonctionne. La pratique, c'est quand tout fonctionne et que personne ne sait pourquoi.* »
>
> Albert Einstein

Les littoraux sableux font partie des systèmes les plus dynamiques à l'échelle de la Terre. Bien que leur évolution soit plus lente que les phénomènes de fonte de la banquise et des glaciers, leur dynamique dépend directement de ceux-ci par l'évolution du niveau marin et des conditions météorologiques. Ils représentent 170 000 km sur la planète [Man84a], abritent près de 40% de la population mondiale [CSM+97] et jouent un rôle important dans de nombreux domaines très variés allant de la biodiversité par les espèces qu'ils abritent aux retombées économiques par le tourisme, l'énergie marémotrice ou encore le commerce maritime. Le domaine côtier a, de par ces faits, été mis en avant dans la recherche scientifique au cours des 50 dernières années. La compréhension des littoraux a mis en lumière différentes échelles spatiales et temporelles d'évolutions, de l'influence des digues et des ports aux effets du réchauffement climatique par l'élévation du niveau des mers et l'accentuation des phénomènes météorologiques extrêmes.

Le littoral français est fortement impacté par ces phénomènes avec plusieurs grands événements aux cours des dernières années tels que des submersions, notamment à Dunkerque, l'ensablement du Mont Saint Michel, ou encore la tempête Xynthia et ses conséquences. Ces événements entraînent à la fois des risques pour les populations ainsi que des coûts liés au désensablement ou au réensablement. Il est donc important de continuer d'améliorer cette compréhension de la dynamique du littoral afin de permettre une gestion orientée sur le long terme.

Cette thèse s'inscrit dans cet objectif de compréhension de dynamique du littoral et plus précisément des plages du Nord-Pas-de-Calais caractérisées par un marnage important avec des structures sableuses plutôt rectilignes dénommées barres bâches. Ce littoral a été particulièrement étudié ces dernières années avec de nombreuses thèses à la fois sur les zones en accrétions et en érosions par le suivi du trait de côte et également sur la dynamique sédimentaire.

Cette dynamique sédimentaire résulte d'un système complexe dans lequel interagissent différents forçages tels que l'hydrodynamique de la marée, la dynamique de la houle et la mise en mouvement des sédiments. Ces forçages sont caractérisés par une forte rétroactivité, la marée jouant un rôle important sur la dynamique de la houle notamment par le déplacement des zones de déferlement en fonction des variations tidales et également sur le transport sédimentaire par la contrainte de cisaillement induite, la houle ayant une influence sur l'hydrodynamique et la mise en suspension des sédiments principalement dans la zone de déferlement, et enfin le transport sédimentaire impactant l'hydrodynamique et la houle par l'évolution du fond et la concentration de sédi-

ment dans l'eau. Ce système global est lui-même soumis à des forçages extérieurs comme les conditions météorologiques tels que le vent ou les variations de pression atmosphérique. La compréhension de la dynamique sédimentaire nécessite donc de bonnes connaissances sur ces forçages.

Cette thèse repose sur le couplage et la comparaison entre des données expérimentales in-situ obtenues lors de deux campagnes de mesures d'une semaine chacune sur des plages du Nord-Pas-de-Calais et un modèle numérique dynamique 2DH de ces deux campagnes prenant en compte l'influence de la houle, la dynamique de la marée, le transport sédimentaire et les évolutions morphologiques. Ce type de modèle numérique nécessite une paramétrisation importante ainsi que de nombreuses données hydrodynamiques compte tenu des différents forçages en jeu, ce qui induit de longues étapes de calibrations. De plus, les modèles numériques nécessitent un temps de calcul d'autant plus grand que le nombre de mailles est important ainsi que de la durée de la simulation voulue. La durée des simulations étant fixée par la durée des campagnes de mesures, soit une semaine, et le nombre de mailles dépendant de la taille du domaine étudié, ici une partie de l'estran. Ce temps de calcul dépend également de la résolution souhaitée et déterminée à partir des processus physiques étudiés.

Les mesures courantométriques, la houle et ses propriétés, ainsi que le transport sédimentaire et l'évolution du fond obtenu à partir des mesures in-situ seront donc comparées aux simulations numériques 2DH. La zone de déferlement sera particulièrement étudiée, celle-ci jouant un rôle prédominant sur la mise en suspension et le transport de sédiment ainsi que sur le courant de dérive. Plusieurs formules de transport sédimentaire seront également utilisées afin de déterminer la formule la plus adaptée sur ces plages.

Ce type d'étude avec un suivi précis d'un site est peu fréquemment réalisé compte tenu des moyens à mettre en œuvre avec la nécessité d'utiliser plusieurs appareils de mesures in-situ onéreux ainsi que par l'utilisation d'une grande capacité de calcul pour le modèle numérique. Cela a pu être réalisable à l'aide des ressources expérimentales du Laboratoire d'Océanologie et de Géosciences (LOG) et des serveurs de calcul du Laboratoire des Écoulements Géophysiques et Industriels (LEGI). De plus, le type d'hydrodynamique et de plage du littoral du Nord-Pas-de-Calais sont très particuliers avec un fort marnage et des structures morphologiques rectilignes ce qui en fait un système peu étudié en dehors de la France.

Stratégie de modélisation :

La stratégie de modélisation a évoluée tout au long de la thèse en fonction des écueils rencontrés. La plus grande difficulté réside dans la rétroactivité entre les différents modules et principalement entre celui de la houle et celui de l'hydrodynamique 2DH.

Il est important de déterminer leurs rôles vis-à-vis des résultats qui en découlent pour la calibration. Il est également nécessaire de prendre en compte que certains paramètres tels que le critère de déferlement de la houle ne pourront être que partiellement calibrés, et devront donc être considérés comme variables.

La méthode finale retenue est d'effectuer la calibration en plusieurs étapes tout en tenant compte que l'ajout de module et du couplage augmente le temps de calcul :

1. Calibration du modèle hydrodynamique pour représenter les courants générés par la marée. Cette calibration ne peut être faite que pour les appareils de mesures installés le plus bas sur l'estran et pendant les périodes où la houle a le moins d'influence sur les courants.
2. Calibration de la houle au niveau de la plage avec une propagation depuis des données au large. Cette étape est couplée avec le modèle hydrodynamique précédant pour prendre en compte les variations du niveau d'eau.
3. Ajustement par rapport aux mesures in-situ du modèle hydrodynamique avec la prise en compte de la houle.
4. Calibration des formules de transport à partir des ajustements précédents. Pour ces simulations les trois modules sont donc couplés.
5. Simulations finales en faisant varier certains paramètres, tels que l'indice de déferlement ou la formule de transport.

À ces paramètres physiques s'ajoutent des paramètres de stabilité numérique avec notamment le traitement des bancs découvrant.

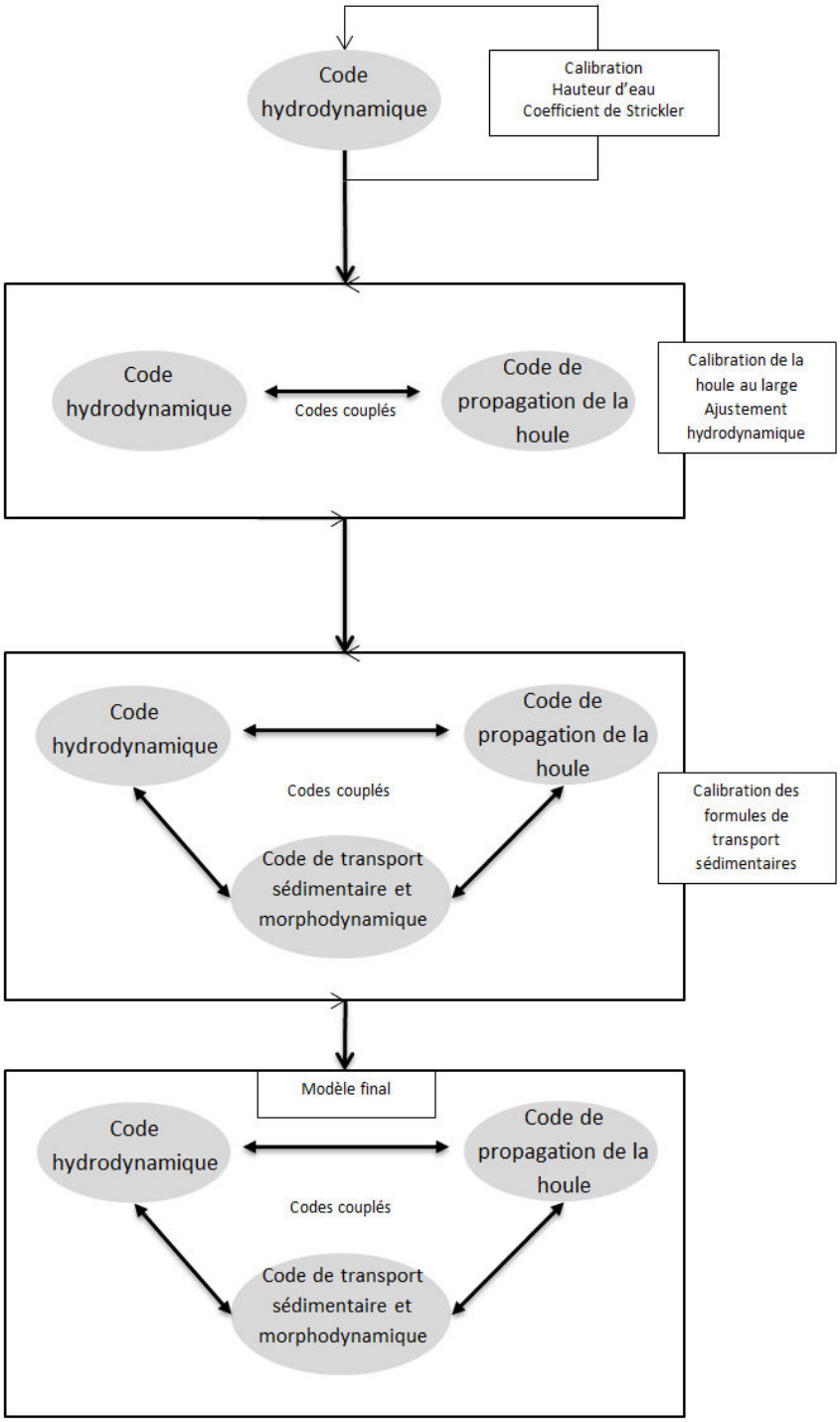

FIGURE I.1 – Schéma de la stratégie de modélisation

Organisation du mémoire :

Le chapitre II présente les différents phénomènes physiques qui ont lieu sur les plages tidales, leurs interactions et leurs rôles dans le transport de sédiment. Dans ce chapitre est également présenté un bref descriptif des différents types de plages.

Le chapitre III présente la méthode et les moyens mis en œuvre pour la réalisation des mesures in-situ ainsi qu'une description des sites étudiés.

Les modèles numériques sont présentés dans le chapitre IV, avec une description du modèle 2DH, de la méthode spectrale de propagation de la houle ainsi que le code de transport sédimentaire et les différentes formules utilisées. Ce chapitre présente également le couplage entre les trois codes.

Le chapitre V présente les différentes étapes de calibration numérique qui ont été réalisées ainsi que les modifications qui ont dû être faites pour permettre un modèle stable et fiable.

Enfin, les chapitre VI et VII présentent les résultats obtenus pour les deux zones étudiées, avec la comparaison entre les mesures in-situ et les simulations numériques. Sont comparés les houles, les vitesses des courants, le transport sédimentaire à certains instants, ainsi que l'évolution morphologique au cours des campagnes de mesures.

Chapitre II

Processus morphodynamiques sur les plages sableuses à barres intertidales

« *Le temps est comme un fleuve que formeraient les événements.* »

Marc Aurèle

Sommaire

II.1 Introduction **18**

II.2 La houle **19**

II.2.1 Définition 19

II.2.2 Dynamique pour les faibles profondeurs 20

II.2.3 Les courants de houle 24

II.3 Morphodynamique côtière **27**

II.3.1 Le transport sédimentaire 27

II.3.2 Classification des plages à barres intertidales 32

II.3.3 Échelle d'évolution spatio-temporelle des plages à barres intertidales 33

II.4 Conclusion **34**

Processus morphodynamiques sur les plages sableuses à barres intertidales

II.1 Introduction

Les plages macrotidales à barres intertidales et plus particulièrement les plages du Nord-Pas-de-Calais sont exposées à plusieurs processus hydrodynamiques qui régissent le mouvement des masses d'eau et du transport sédimentaire. Parmi ces processus, deux jouent un rôle prédominant : les courants des marées et l'action des vagues.

Les courants des marées dépendent à la fois du marnage, de la topographie locale, ainsi que des variations de pression atmosphérique locales. Ces courants peuvent être particulièrement forts dans les zones resserrées telles que les embouchures ou les baies caractérisées par des zones de faible profondeur avec un rétrécissement spatial, mais également à plus grande échelle comme la Manche entre le Royaume-Uni et la France.

À ces courants de marées s'ajoutent les courants liés aux vagues qui deviennent généralement prédominants dans les zones de faible profondeur avec la présence de houle. En effet, lorsque la profondeur diminue, une valeur critique de rapport entre la hauteur des vagues et la profondeur peut être atteinte et provoquer un déferlement bathymétrique. La zone de surf est définie comme la zone où ces vagues déferlent et où les courants sont généralement dominés par ce processus. La propagation de la houle en amont du déferlement est également soumise à différents processus tels que la réfraction, la diffraction ou la réflexion qui peuvent modifier à la fois sa direction et sa fréquence.

Ces deux courants peuvent être complémentaires ou opposés et deviennent tour à tour dominants localement en fonction des variations de la profondeur et des conditions de houle. Une des principales difficultés engendrée par la prise en compte de la houle et des marées simultanément est la variabilité du niveau d'eau qui entraîne une variation de la zone de surf et donc un changement spatial des courants associés. Ces variations de la zone de surf sont d'autant plus importantes que le marnage est important et que la durée des marées est faible.

À ces processus s'ajoutent des effets dépendants plus directement du site étudié tels que la topographie locale et la présence d'un système de barres inter-

tidales typique sur le littoral du Nord-Pas-de-Calais ainsi que de la pente de la plage.

II.2 La houle

II.2.1 Définition

Une vague est une onde de gravité généralement générée par le vent qui se propage à la surface des océans. Cette onde peut être caractérisée à partir des différents paramètres des ondes standards. Elle peut être décrite par sa période T, sa longueur d'onde λ, son nombre d'onde $k = 2.\pi/\lambda$ et sa hauteur H qui correspond à deux fois son amplitude A. Son élévation par rapport à la surface libre est notée $\eta(\vec{x}, t)$ Fig.II.1.

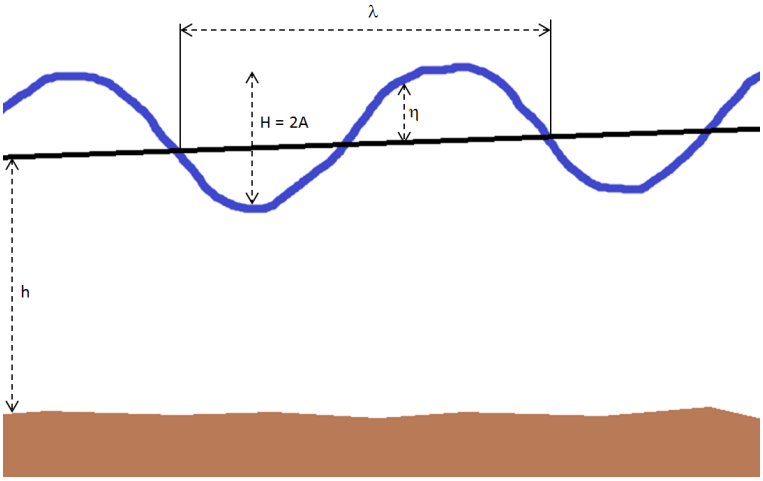

FIGURE II.1 – Paramètres des vagues

La dynamique des vagues peut être estimée à partir d'un développement de Stockes du premier ordre en considérant une surface libre sinusoïdale. On peut alors écrire sont élévation $\eta(\vec{x}, t)$ sous la forme :

$$\eta(\vec{x}, t) = A\cos(\vec{k}.\vec{x} - \omega t) \tag{II.1}$$

Avec ω et k définis par la relation de dispersion :

$$\omega^2 = gk\tanh(kh) \tag{II.2}$$

La vitesse de propagation de l'onde $\vec{c}$ peut être calculée à partir de ces paramètres :

$$\vec{c} = \frac{\omega}{k}\frac{\vec{k}}{k} = \sqrt{\frac{g}{k}\tanh(kh)}\vec{e}_k \tag{II.3}$$

On définit également $\vec{c}_g$ la vitesse de propagation de l'énergie, appelée vitesse de groupe :

$$\vec{c}_g = \nabla_{\vec{k}}\omega = \frac{1}{2}\vec{c}\left(1 + \frac{2kh}{\sinh 2kh}\right) \tag{II.4}$$

L'énergie des vagues E est fonction de leur amplitude A :

$$\mathrm{E} = \frac{\rho g \mathrm{A}^2}{2} \tag{II.5}$$

Le flux d'énergie total $\vec{\mathrm{E}}_t$ est exprimé à partir de l'énergie des vagues et de leur vitesse de groupe :

$$\vec{\mathrm{E}}_t = \mathrm{E}\vec{c}_g = \frac{\rho g \mathrm{A}^2}{2}\frac{1}{2}\vec{c}\left(1 + \frac{2kh}{\sinh 2kh}\right) \tag{II.6}$$

II.2.2 Dynamique pour les faibles profondeurs

A l'approche de la côte, la diminution de profondeur permet de considérer que $kh << 1$ et permet donc de réécrire la vitesse de phase :

$$c \approx \sqrt{gh} \tag{II.7}$$

La vitesse de propagation des vagues est alors seulement contrôlée par la profondeur d'eau locale.

La diminution de la profondeur entraîne plusieurs modifications sur la houle, telles que la modification de sa direction de propagation par la réfraction, ou encore de la dissipation par le déferlement et le frottement au fond.

Réfraction

Lorsque les vagues approchent de la côte on observe deux types de réfractions qui jouent un rôle prédominant dans la répartition et la direction des houles : la réfraction par un courant et la réfraction bathymétrique.

La réfraction par un courant peut être représentée par la prise en compte du mouvement de la masse d'eau en considérant un courant $\vec{U}$ constant dans la colonne d'eau et en négligeant les effets non linéaires :

$$\vec{c_c} = \vec{U} + \vec{c} \tag{II.8}$$

Les crêtes des vagues vont donc tourner en fonction de ce courant côtier.

La réfraction bathymétrique se traduit par une évolution de la direction des crêtes des vagues en fonction de la profondeur. En considérant un milieu de faible profondeur, la vitesse de propagation dépend uniquement de la profondeur et les vagues vont donc s'orienter perpendiculairement à la pente de la plage ou des barres. Ce phénomène commence à être observé pour $kh < \pi$. Ce phénomène peut être traduit à partir de la conservation du nombre d'onde k entre deux zones de profondeurs différentes :

$$\frac{\sin\theta_1}{c_1} = \frac{\sin\theta_2}{c_2} \tag{II.9}$$

Avec θ l'angle d'incidence de la houle par rapport à la côte.

Frottement au fond

Le frottement au fond est pris en compte lorsque les oscillations des particules au fond dues à la houle ne sont plus négligeables. Dans ce cas-là, un coefficient de frottement est appliqué. Différentes formes existent telles que celles obtenues pendant la campagne JONSWAP [HBB+73] qui se traduit par une perte d'énergie, ou encore des modèles à partir des vitesses orbitales et de la rugosité du fond comme celui de Nielsen [Nie92].

Déferlement bathymétrique

Le déferlement bathymétrique est l'un des principaux moteurs de la dynamique sédimentaire sur les plages. Il apparaît lorsque la vitesse horizontale des particules supérieures de la crête dépassent la vitesse de la vague. Cela entraîne une déstabilisation de la vague qui se traduit par une zone de forte turbulence suivie de ressauts hydrauliques.

On distingue généralement quatre types de déferlement Fig.II.2 :

— le déferlement glissant ("Spilling breaker") caractéristique des plages à faible pente,

— le déferlement plongeant ("Plunging breaker") caractéristique des plages à pente moyenne, l'énergie est dissipée sur une très petite zone,

— le déferlement gonflant ou frontal ("Surging breaker") caractéristique des plages à forte pente, il est souvent caractérisé par un courant de retour élevé.

— le déferlement par effondrement ("Collasping breaker") qui correspond à une situation entre le déferlement plongeant et le déferlement gonflant.

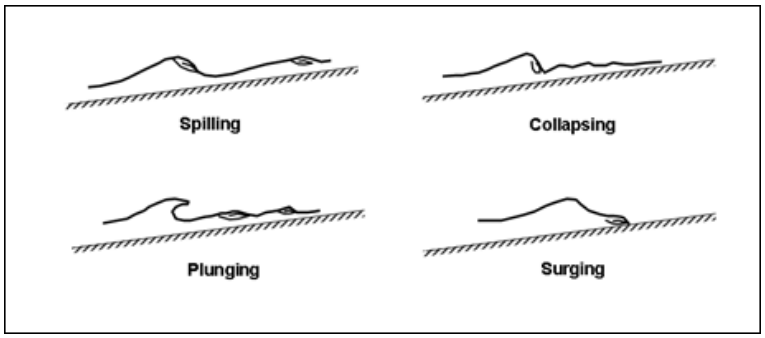

FIGURE II.2 – Profils des quatre types de déferlement d'après Galvin [Gal68]

Le type de déferlement est généralement caractérisé à partir des nombres d'Irribaren ξ_0 au large et ξ_d au déferlement, Tableau II.1 :

$$\xi_0 = \frac{\beta}{\sqrt{\frac{H_0}{\lambda_0}}} \tag{II.10}$$

$$\xi_d = \frac{\beta}{\sqrt{\frac{H_d}{\lambda_0}}} \tag{II.11}$$

Avec β la pente de la plage, H la hauteur de la houle, et λ la longueur d'onde. L'indice 0 faisant référence au large, et l'indice d au déferlement.

TABLEAU II.1 – Type de déferlement en fonction du nombre d'Irribaren, d'après Galvin [Gal68]

Déferlement	ξ_0	ξ_d
glissant	$\xi_0 < 0,5$	$\xi_d < 0,4$
plongeant	$0,5 < \xi_0 < 3,3$	$0,4 < \xi_d < 2$
à effondrement	$\xi_0 = 3,3$	$\xi_d = 2$
gonflant	$3,3 < \xi_0$	$2 < \xi_d$

Cartier [Car11] a déterminé qu'un déferlement de type glissant a majoritairement lieu (90%) sur les plages du Nord-Pas-de-Calais, et plus précisément sur les plages de notre étude.

Cependant, bien que le type de déferlement ait une importance primordiale pour déterminer la zone de plus forte intensité, celui-ci est difficile à prendre en compte dans les modèles numériques.

La zone de déferlement se caractérisant par une zone de forte turbulence et la génération de forts courants, il est important de la déterminer avec le plus de précision possible. Dans la littérature, de nombreux critères définissent une cambrure de houle maximale H_m/λ.

Stockes [Sto80] a montré que l'angle de la crête de la vague la plus haute en eau profonde à un angle de 120°. Cet angle maximum a été traduit par Michell [Mic93] en une cambrure maximale :

$$\frac{\mathrm{H}_{m0}}{\lambda_0} = 0,14 \tag{II.12}$$

Ce critère a ensuite été modifié par Miche [Mic51] pour des ondes monochromatiques dans le cas d'une profondeur limitée :

$$\frac{\mathrm{H}_{mb}}{\lambda_b} = 0,142 \tanh\left(2\pi \frac{h_b}{\lambda_b}\right) \tag{II.13}$$

Avec l'indice b faisant référence au point de déferlement.

Dans le cas de très faible profondeur, Miche a déterminé une valeur limite fonction uniquement de la profondeur locale :

$$\frac{\mathrm{H}_{mb}}{h_b} = 0,88 \tag{II.14}$$

Dans le cas de vagues non monochromatiques, ce critère est souvent remplacé par la valeur proposée par [Owe80] qui peut augmenter avec la pente de la plage :

$$\frac{\mathrm{H}_{sb}}{h_b} = 0,55 \tag{II.15}$$

II.2.3 Les courants de houle

À l'approche de la côte, la profondeur devient très faible, et les échelles de longueurs horizontales deviennent très grandes devant l'échelle verticale. Le milieu peut dans ce cas-là être représenté uniquement par sa hauteur d'eau et ses vitesses moyennes horizontales, appelé modèle 2DH.

Dans un modèle 2DH l'action de houle est représentée par une tension de radiation proposée par Longuet-Higgins et Stewart [LHS64]. Si on considère une houle frontale, l'équation de conservation de la quantité de mouvement moyenne projetée dans la direction Oy perpendiculaire à la côte est donnée par (à partir de la théorie linéaire) :

$$S_{yy} = E\left(\frac{2kh}{\sinh 2kh} + \frac{1}{2}\right) \tag{II.16}$$

Dans le cas général, pour une direction de propagation θ avec l'axe O_y le tenseur s'écrit sous la forme :

$$S_{yy} = E\frac{c_g}{c}\cos\theta^2 + \frac{E}{2}\left(2\frac{c_g}{c} - 1\right) \tag{II.17}$$

$$S_{xx} = E\frac{c_g}{c}\sin\theta^2 + \frac{E}{2}\left(2\frac{c_g}{c} - 1\right) \tag{II.18}$$

$$S_{xy} = S_{yx} = E\frac{c_g}{c}\sin\theta\cos\theta \tag{II.19}$$

Les houles sont responsables de trois courants différents sur les côtes, le courant de dérive, le courant de retour, et le courant sagittal plutôt spécifique des plages à barres.

Le courant de dérive

Le courant de dérive, également appelé courant longshore est un courant parallèle à la côte généré par le déferlement des vagues Fig.II.3.

En supposant que le frottement du fond sur le fluide est de la forme $\vec{F} = -C_f V\vec{V}$ avec C_f un coefficient de frottement, et en considérant une plage plane avec une houle oblique on peut écrire l'équation de conservation de la quantité de mouvement sous la forme :

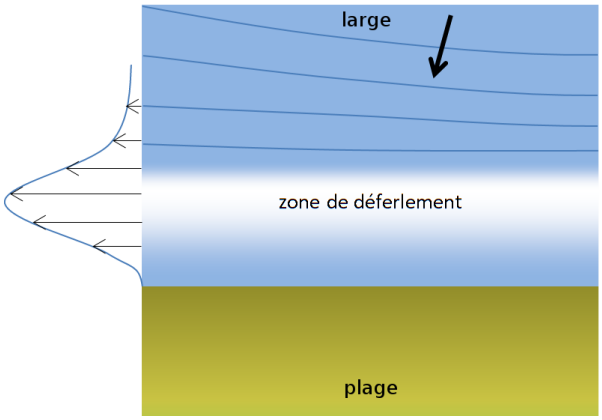

FIGURE II.3 – Schématisation du courant de dérive pour une houle arrivant avec un angle faible par rapport à la plage

$$\frac{\partial S_{yy}}{\partial y} + \rho C_f V^2 = 0 \tag{II.20}$$

Ce courant est responsable de la majeure partie du bilan sédimentaire sur les littoraux sableux, et se traduit par des transports de sédiments parallèles à la côte. Il est localisé au niveau de la zone de déferlement là où le gradient de tension de radiation est maximum. Ce courant a été particulièrement étudié au cours des quarante dernières années.

Reniers et Battjes [RB97] ont mis en évidence que ce courant maximum est mesuré in-situ dans la bâche derrière la barre alors qu'il est plutôt obtenu sur la barre pour les modèles 1DH et dans les laboratoires.

Plusieurs hypothèses ont été émises pour expliquer ces différences. Church et Thornton [CT93] ont montré que la turbulence induite par le déferlement des vagues modifiait la structure du courant de dérive. D'autres recherches ont été menées sur la prise en compte du rouleau de déferlement qui retarde le transfert de quantité de mouvement au courant [KN00]. Une troisième hypothèse présentée par Bowen [BI69] et Dalrymple [Dal78] prend en compte les variations de pression parallèlement à la côte induites par le déferlement. En déferlant les vagues vont générer un set-up avec des inhomogénéités dues aux faibles variations bathymétriques qui vont se traduire par des gradients de pression derrière la barre et générer un courant.

Le courant de retour

Le courant de retour, également appelé courant undertow est un courant de compensation de la quantité d'eau apportée par la houle Fig.II.4.

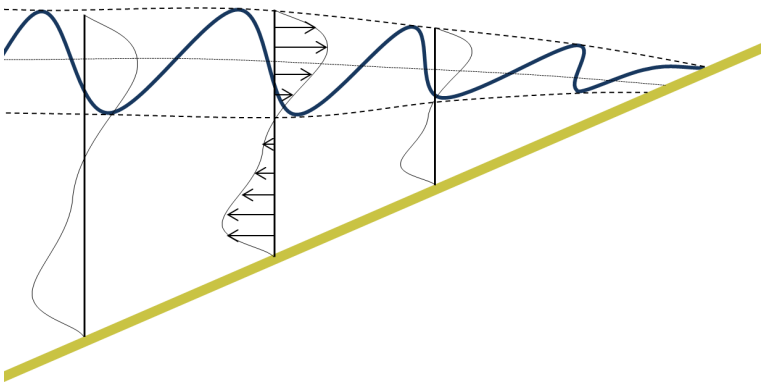

FIGURE II.4 – Schématisation du courant de retour

Il a été particulièrement étudié par Bowen et al [BIS68] et Faria et al [FTLS00]. Il se caractérise par un courant de fond proportionnel à la quantité d'eau apportée par la houle notamment au point de déferlement.

Ce courant est responsable d'une partie du transport de sédiment vers le large. il n'est cependant pas possible à modéliser avec un modèle 2DH, les vitesses étant intégrées sur la hauteur de la colonne d'eau.

Le courant sagittal

Le courant sagittal, ou rip current, est un courant intense et très étroit dirigé vers le large. Il est responsable d'un important transport de sédiment vers le large [Coo70]. Il est principalement observé sur les systèmes barre bâche tridimensionnels et dépend de nombreux facteurs commee la variabilité du forçage des vagues [Dal78], des interactions vagues-courant [DL78], ou encore de la bathymétrie locale [Cas04]. Il est principalement observé lorsque la bathymétrie entraîne des zones de focalisation des vagues, telles que les systèmes de barres en croissant d'Aquitaine, ce qui entraîne au niveau des barres des zones où sont poussées les masses d'eau, et génère un courant sagittal entre les barres pour évacuer ce surplus de masse d'eau.

Cependant le système barre bâche du Nord-Pas-de-Calais est principalement un système rectiligne avec des chenaux de vidange des bâches assez étroits de

l'ordre du mètre et ce courant est donc plus localisé.

II.3 Morphodynamique côtière

II.3.1 Le transport sédimentaire

Le sédiment commence à être transporté lorsque les forces hydrodynamiques qui agissent sur les particules deviennent supérieures aux forces qui les maintiennent dans le lit. Lorsque les particules sont arrachées, elles sont alors transportées par l'écoulement. Trois différentes formes de transport sont référencées : le transport par charriage, le transport par suspension et le transport dit "sheet flow" Fig.II.5.

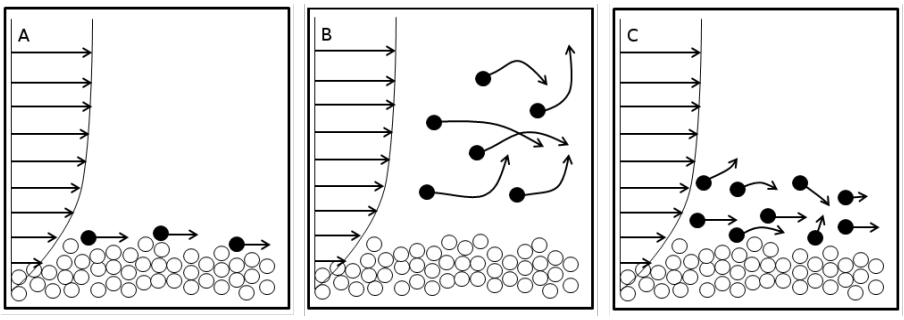

FIGURE II.5 – Les différents types de transport [FD92],A) charriage,B) suspension,C) "sheet flow"

Lors du transport par charriage, les particules sautent ou glissent sur le fond. Le transport par suspension représente la partie de sédiment qui est transportée au-dessus du fond, le sédiment est alors transporté par le courant. Le transport de type "sheet flow" correspond à la mise en mouvement de la partie supérieure du lit lorsque qu'il est soumis à une forte contrainte de cisaillement. Il a généralement lieu pour des courants forts et lorsque la taille des particules est grande.

La mise en mouvement des particules a donc lieu lorsque les forces d'entraînement F_t sont supérieures aux forces de frottement F_f.

$$F_t \approx \tau_c d^2 \tag{II.21}$$

Avec τ_c la contrainte de cisaillement, d le diamètre représentatif des particules, généralement le diamètre médian d_{50}.

$$F_f \propto (\rho_s - \rho) g \pi \frac{d^3}{6} \tag{II.22}$$

Avec ρ_s la densité du sédiment et ρ la densité du fluide.

La contrainte de cisaillement pour un courant moyen $\bar{U}$ est défini par :

$$\tau_c = \rho C_D \bar{U}^2 \tag{II.23}$$

Avec C_D le coefficient de frottement.

À partir de ces deux équations est définie une contrainte critique d'entraînement τ_{cr} au-delà de laquelle les particules sont misent en mouvement :

$$\tau_{cr} = \psi_{cr} (\rho_s - \rho) d g \tag{II.24}$$

Avec ψ_{cr} le paramètre de Shields critique.

Le paramètre de Shields critique peut être calculé avec différentes formules. Celle retenue ici est celle proposée par Van Rijn en fonction du diamètre sédimentologique d_* définie par :

$$d^* = \left(\frac{(s-1) g d^3}{\nu^2}\right)^1 / 3 \tag{II.25}$$

$$\begin{aligned}
\psi_{cr} &= 0,24 d_*^{-1} && \text{pour} \quad d_* < 4 \\
&= 0,14 d_*^{-0,64} && \text{pour} \quad 4 < d_* < 10 \\
&= 0,04 d_*^{-0,01} && \text{pour} \quad 10 < d_* < 20 \\
&= 0,013 d_*^{0,29} && \text{pour} \quad 20 < d_* < 150 \\
&= 0,055 && \text{pour} \quad 150 < d_*
\end{aligned} \tag{II.26}$$

Le paramètre peut également prendre en compte les effets de la pente locale.

Le sédiment est donc transporté lorsque le paramètre de Shields ψ est supérieur au critère de stabilité défini par le Shields critique.

$$\psi = \frac{\tau}{(\rho_s - \rho) g d} > \psi_{cr} \tag{II.27}$$

Le transport par charriage a lieu dès que ce critère est dépassé, le transport par suspension est généralement pris en compte lorsque $\psi > 2\psi_{cr}$. Le "sheet flow" a lieu lorsque le paramètre de Shields est nettement plus élevé, pour $\psi \approx 0,8$.

Les contraintes de houle

De la même manière que pour le cas d'un courant, une contrainte de cisaillement liée à la houle peut être calculée. Cette contrainte de cisaillement τ_w est exprimée en fonction non plus du courant moyen, mais de la vitesse orbitale au fond de la houle U_w^2 :

$$\tau_w = \frac{1}{4}\rho f_w U_w^2 \tag{II.28}$$

Avec f_w le coefficient de frottement dû à la houle.

La vitesse orbitale est calculée en fonction des paramètres de houle présentés au chapitre précédent :

$$U_w = \frac{w H_s}{2 \sinh kh} \tag{II.29}$$

Avec w la pulsation de la houle : $w = 2\pi / T_w$.

Le coefficient de frottement pour la houle f_w est généralement calculé en fonction de la rugosité relative r :

$$r = \frac{A_w}{k_s} \tag{II.30}$$

Ou k_s est la rugosité de grain de Nikuradse [Nik33] et A_w l'amplitude de la trajectoire des particules d'eau induites par la houle :

$$A_w = \frac{H_s}{2 \sinh kh} \tag{II.31}$$

Ce coefficient de frottement est défini en fonction du régime de l'écoulement. Sur les plages macrotidales et lorsque la profondeur est faible, le régime de l'écoulement peut être considéré comme un régime turbulent rugueux [Cam06] dû aux fortes vitesses de cisaillement.

Plusieurs formulations sont proposées dans la littérature pour calculer f_w dans ce régime :

Kajiura [Kaj68] pour $r < 30$:

$$f_w = 0,35 r^{-2/3} \tag{II.32}$$

Nielsen [Nie92] :

$$f_w = exp(5,5 r^{-2} - 6,3) \tag{II.33}$$

Soulsby [Sou97] :

$$f_w = 0,237 r^{-0,52} \tag{II.34}$$

Les trois formules donnent des résultats assez similaires [Cam06], la formule de Soulsby a été retenue pour être consistant avec le modèle d'interaction houle-courant.

Cependant la zone de déferlement de la houle qui est la principale zone de mise en suspension du sédiment, n'est pas prise en compte dans la contrainte de cisaillement au fond. La méthode choisie pour la prise en compte du transport sédimentaire dans cette zone sera en fonction de la formule du modèle numérique de transport sédimentaire (cf Chapitre IV - IV.3) page 78.

Les contraintes pour une interaction houle-courant

En milieu côtier, la dynamique sédimentaire dépend à la fois des effets des courants et des effets liés à la houle. Comme présenté précédemment, pour un observateur immobile extérieur au système, la propagation de la houle est modifiée en présence d'un courant par l'effet Doppler. Pour le cas où il y a conservation du nombre d'onde de la houle, la longueur d'onde de la houle diminue lorsqu'elle rencontre un courant opposé et que la hauteur de houle augmente, et inversement pour un courant dans le sens de propagation. La présence d'un courant perpendiculaire n'a par contre pas d'effet sur la houle. Cela peut être déduit de l'équation de dispersion de la houle en présence d'un courant moyen $\bar{U}$ et avec un angle de propagation ϕ avec ce courant :

$$(w - \bar{U} k \cos\phi)^2 = gk \tanh(kh) \tag{II.35}$$

La contrainte de cisaillement totale résulte donc en une sommation non linéaire des effets de courant τ_c et de la houle τ_w, la contrainte de houle étant une contrainte liée à la vitesse orbitale au fond est donc une contrainte oscillante Fig.II.6.

La méthode utilisée pour le calcul de cette interaction est celle proposée par Soulsby [Sou97] :

$$X = \frac{\tau_c}{\tau_c + \tau_w} \tag{II.36}$$

Calcul des coefficients a, m, n (m, n calculés de la même manière que a) :

$$a = a_1 + a_2 \mid \cos\phi \mid^{I} + (a_3 + a_4 \mid \cos\phi \mid^{I}) log(\frac{f_w}{f_c}) \tag{II.37}$$

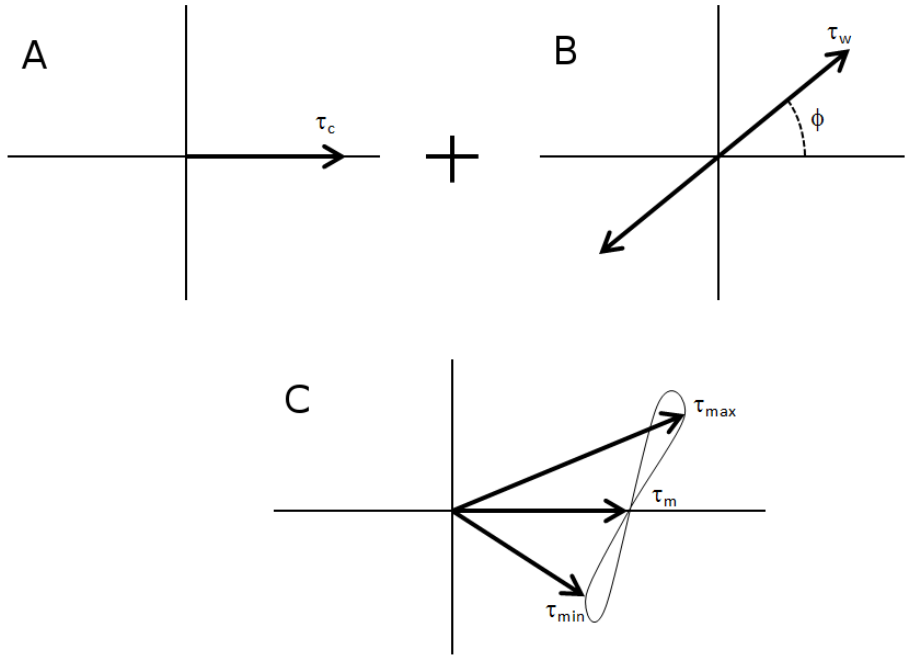

FIGURE II.6 – Sommation des contraintes dues à la houle et à un courant [Sou97], A) courant seul, B) houle seule, C) interaction houle-courant

Calcul des coefficients b, p, q (p, q calculés de la même manière que b)

$$b = b_1 + b_2 \mid \cos\phi \mid^{\mathrm{J}} + (b_3 + b_4 \mid \cos\phi \mid^{\mathrm{J}}) log(\frac{f_w}{f_c}) \tag{II.38}$$

Calcul des variables Y et Z :

$$\mathrm{Y} = 1 + a\mathrm{X}^m (1 - \mathrm{X})^n \tag{II.39}$$

$$\mathrm{Z} = \mathrm{X}(1 + b\mathrm{X}^p (1 - \mathrm{X})^q) \tag{II.40}$$

À partir de ces différentes variables est alors calculée la contrainte totale moyenne τ_m et la contrainte totale maximale τ_{max} :

$$\tau_m = \mathrm{Y}(\tau_c + \tau_w) \tag{II.41}$$

$$\tau_{max} = \mathrm{Z}(\tau_c + \tau_w) \tag{II.42}$$

Les coefficients $a_i, m_i, n_i, b_i, p_i, q_i$ (i variant de 1 à 4) et I, J sont déterminés à partir d'une compilation de modèles existants : Grant et Madsen [GM79], Fredsoe [Fre84], Huynh-Thanh et Temperville [HTT90].

II.3.2 Classification des plages à barres intertidales

Les classifications des plages sont faites à partir du paramètre Σ de Gourlay citegourlay1968beach qui est fonction de la vitesse de chute des sédiments w_s ainsi que du forçage des vagues, notamment la hauteur des vagues au déferlement H_d et la période des vagues T :

$$\Sigma = \frac{\mathrm{H}_d}{w_s \mathrm{T}} \tag{II.43}$$

Les classifications ont été faites à partir d'observations pour des plages à une seule barre. Wright 1984, Sunamura 1988, Lippman and Holman, 1990.

Trois types de plages ont été différenciés :

1. Les plages dissipatives pour $\Sigma > 6$, caractéristiques des plages avec un sable fin, et des vagues énergétiques et courtes avec essentiellement des déferlements glissants.
2. Les plages réflectives pour $\Sigma < 1$ avec un sédiment grossier et des houles peu énergétiques avec des déferlements surgissants.
3. Les plages intermédiaires pour $1 < \Sigma < 6$ qui correspondent aux plages comprises entre les deux classifications précédentes. Elles regroupent la plus grande majorité des plages et comprend une grande variabilité sur les vagues et la taille des sédiments.

Les environnements macrotidaux sableux en mer peu profonde étant caractérisés par un large estran et la présence de barres intertidales appelées également barre-bâche ou "ridge and runnel system", sont généralement classés dans cette catégorie. Ils ont été initialement décrit par King et Williams [KW49]. Depuis, de nombreuses études ont été faites sur ce type d'environnement.

On observe également une évolution saisonnière de ces côtes avec en hiver des conditions plutôt énergétiques avec une diminution du stock sédimentaire et un aplanissement des barres, alors qu'en été on observe une agitation plus faible entraînant une accrétion avec un système de barres intertidales plus prononcés.

II.3.3 Échelle d'évolution spatio-temporelle des plages à barres intertidales

Stive et al ([SNdV91]) ont défini à partir de données expérimentales une échelle d'évolution spatio-temporelle des côtes (Fig.II.7). Cette échelle permet d'avoir une estimation des évolutions qui seront observées au cours des campagnes de mesures in-situ et donc de définir la taille du site d'étude qu'il convient d'instrumenter en fonction de la durée de la campagne de mesure. D'un point de vue numérique cette échelle permet également de définir la résolution qu'il sera nécessaire d'utiliser pour le maillage en fonction de l'ordre de grandeur des évolutions attendues. Nos principales limitations étant nos capacités d'instrumentations et la durée des campagnes fixées à une semaine, on observera donc une évolution du système de barres intertidales et le domaine d'étude devra être de l'ordre de la centaine de mètres le long de la côte. La taille de maille devra donc être un compromis entre une bonne résolution pour pouvoir représenter ces évolutions et un temps de calcul acceptable. Une taille de maille de l'ordre du mètre correspond à ces critères. La dynamique morphologique aux échelles inférieures telles que les rides ne pourra donc pas être modélisée.

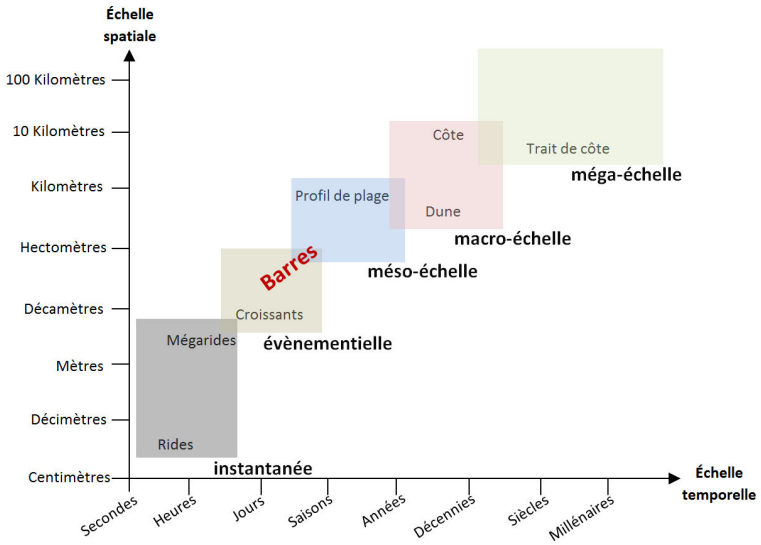

FIGURE II.7 – Échelle spatio-temporelle des systèmes morphodynamiques côtiers

II.4 Conclusion

Dans ce chapitre ont été présentés les différents processus physiques qui ont lieu en milieu côtier. Les propriétés des vagues en milieu peu profond ont été abordées, notamment l'influence du déferlement ainsi que les courants générés par celui-ci. On peut déduire une certaine limitation du modèle numérique 2DH pour la représentation de ces courants, et principalement le courant de retour. Les modèles 2DH utilisant les vitesses moyennes dans la colonne d'eau, ce courant ne pourra pas être observé dans le modèle numérique et ne sera donc pas étudié. Cette limitation jouera également un rôle sur le transport sédimentaire perpendiculairement à la plage et ne permettra donc pas de définir si les plages sont en accrétion ou en érosion à partir des résultats des simulations numériques.

Ce chapitre présente également les conditions de mise en mouvement des sédiments en fonction des processus physiques qui ont lieu, ainsi qu'une brève description du type de plage.

En dernière partie de ce chapitre est présentée l'échelle d'évolutions spatio-temporelles qui a lieu sur les plages macrotidales. Cette échelle est importante pour définir la taille des domaines qu'il conviendra de considérer pendant les campagnes de mesures ainsi que la résolution spatiale du modèle numérique.

Chapitre III

Présentation des sites d'études et des mesures in-situ

« *Dans la nature, tout a toujours une raison. Si tu comprends cette raison, tu n'as plus besoin de l'expérience.* »

Léonard De Vinci

Sommaire

III.1 Présentation de la zone d'étude 36

III.1.1 Le littoral du Nord-Pas-de-Calais 36

III.1.2 Les sites d'études 39

III.2 Les moyens de mesures in-situ 44

III.2.1 Mesures hydrodynamiques 44

III.2.2 Acquisitions topographiques 48

III.2.3 Mesures des flux de sédiments 49

III.3 Méthode de mesures in-situ 52

III.3.1 La plage de Hardelot 54

III.3.2 La plage de Zuydcoote 54

III.3.3 Conditions climatiques 55

III.3.4 Méthode de calcul des vitesses moyennes dans la colonne d'eau 59

III.4 Conclusion 61

Présentation des sites d'études et des mesures in-situ

Dans ce chapitre sera abordée une courte présentation du littoral du Nord-Pas-de-Calais incluant une présentation de sa dynamique morphologique et de l'évolution du trait de côte. Les sites d'études seront également présentés, ainsi que les outils et moyens mis en œuvre pendant les campagnes de mesures, notamment les appareils de mesures utilisés pour mesurer les paramètres hydrodynamiques, mais également la méthode et les outils pour la mesure de flux sédimentaires et les relevés topographiques.

III.1 Présentation de la zone d'étude

III.1.1 Le littoral du Nord-Pas-de-Calais

Les différents sites d'études sont situés sur le littoral du Nord-Pas-de-Calais (Fig.III.1), communément appelé le littoral de la "Côte d'Opale". Il est délimité à l'Est par la frontière avec la Belgique, et à l'Ouest par la frontière avec la région Picardie au niveau de la ville de Berck pour une longueur totale d'environ 120 km. Il s'ouvre sur la mer du Nord méridionale dans sa partie faisant face au Nord, et la Manche orientale pour sa partie faisant face à l'Ouest. Il est principalement composé de plages et de dunes, notamment entre la baie d'Authie et le sud de Boulogne-sur-Mer, et entre Dunkerque et la frontière belge. La zone située entre le sud de Boulogne-sur-Mer et Dunkerque est composée de falaises, avec des falaises abruptes au niveau de la baie de Wissant. Enfin, les environs côtiers des villes de Boulogne-sur-Mer et la partie ouest de Dunkerque sont fortement industrialisés, avec la présence de grands ports.

Conditions hydrodynamiques

Le littoral de la Côte d'Opale est soumis à plusieurs processus hydrodynamiques qui jouent un rôle majeur dans l'évolution des courants et du transport sédimentaire. Dans les environnements dit macrotidaux (avec un marnage supérieur à 4 m), la marée joue un rôle prédominant entraînant des vitesses de courants au large supérieures à un mètre par seconde. Sur le littoral du Nord-Pas-de-Calais, ce marnage varie entre environ 9 mètres sur la partie Ouest, à 5 mètres sur la partie Est (Fig.III.2).

Ces marées sont principalement caractérisées par la composante semi diurne lunaire M2 entraînant deux basses mers et deux hautes mers par jour (un cycle

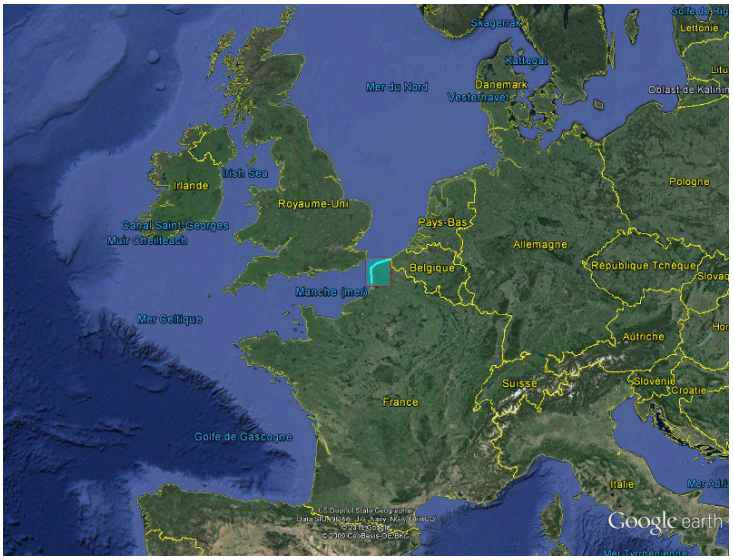

FIGURE III.1 – Localisation géographique de la Côte d'Opale (*image Google-earth*).

toutes les 12,4h) ainsi qu'une périodicité bimensuelle impliquant une diminution et augmentation de l'enveloppe du spectre de marée, appelées respectivement morte eau et vive eau. Ce cycle de marées induit un déplacement des masses d'eau qui génèrent les courants de flot et de jusant. Le courant de flot est établi lors de la phase montante de la marée, il est dirigé vers le Nord pour la façade Ouest, et vers l'Est pour la façade Nord du littoral. Le courant de jusant est réciproquement le courant lié à la marée descendante et induit un courant vers le Sud sur la façade Ouest du littoral et vers l'Ouest sur la façade Est du littoral.

Les cycles entraînent des durées de marée montante et de marée descendante différentes (Fig.III.3) ce qui se traduit par une dissymétrie des intensités des courants dues à la marée. En effet, les déplacements de la masse d'eau sont directement liés à la vitesse de propagation et à la pente de l'onde de marée, une pente plus raide entraînant des courants plus forts et réciproquement une pente plus faible des courants plus faibles. Géographiquement, on observe également des différences de vitesse liées à la largeur de la Manche, avec des vitesses plus élevées au niveau du détroit du Pas-de-Calais entre Wissant-Calais et l'Angleterre (Fig.III.4).

À l'approche de la côte les effets de l'onde de marée sur les courants sont affaiblis entraînant des vitesses inférieures à $0,5 m.s^{-1}$ sur l'estran. De plus, la houle devient le principal facteur de génération du courant (Fig.III.5). Elle pro-

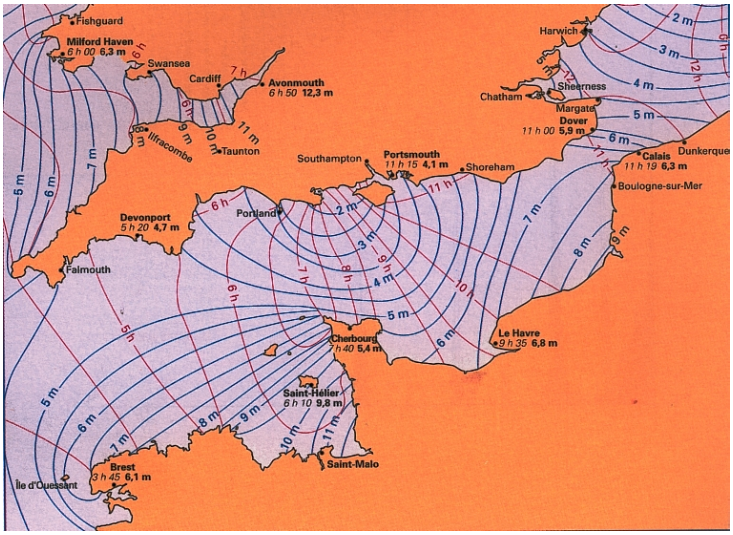

FIGURE III.2 – Évolution de la marée réelle dans la manche avec en bleu, les lignes d'isomarnage représentant une valeur égale de marnage, et en rouge, les lignes cotidales représentant les points se trouvant en pleine mer à la même heure (*source Ifremer*).

vient essentiellement du secteur SW sur la côte orientée vers l'Ouest dans la Manche [Sip98], et du N-NW sur la façade mer du Nord (Fig.III.6).

De nombreuses études ont été faites sur les directions de houles et leurs amplitudes sur la partie mer du Nord et sur la Manche. Bonnefile [BLGL71] a mesuré des hauteurs de houle de 0,5 à 1,5 mètres au large dans la mer du Nord avec, à l'approche de la côte, 80% des hauteurs de houle inférieures à 1,2m [CL86]. Maspataud [Mas11] a également réalisé des mesures lors de tempêtes pendant sa thèse, avec des hauteurs de houle supérieures à 4 mètres au large et d'environ 1,8 mètres sur l'estran. Sur la Manche, des études similaires ont été réalisées avec 80% des hauteurs de houle inférieures à 1,2 m [CL86].

Dynamique sédimentaire

Dans le cadre de différents projets de protection du littoral, de nombreux travaux de recherche ont été menés sur la dynamique sédimentaire de la Côte d'Opale [Cha06, Mas11, Car11, Cra14]. Ces différentes études ont mis en avant une dérive littorale sédimentaire orientée vers le Nord dans la Manche, et vers la Belgique dans la Mer du Nord. Le trait de côte a subi une forte évolution au cours des 50 dernières années (Fig.III.7) avec une forte érosion sur la façade Ouest, un recul de plus de 200 mètres observé dans le Sud de la baie de Wissant ainsi qu'une accrétion d'une cinquantaine de mètres dans sa partie Nord

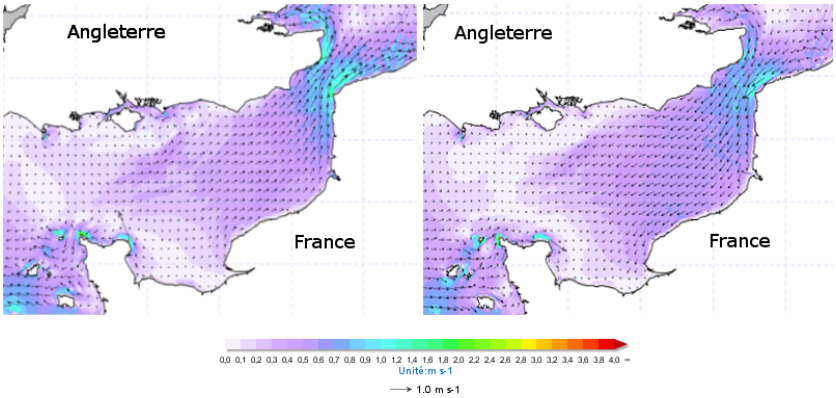

FIGURE III.3 – Carte des courants de surface dus à la marée avec à gauche le courant de flot et à droite le courant de jusant (*source Previmer*).

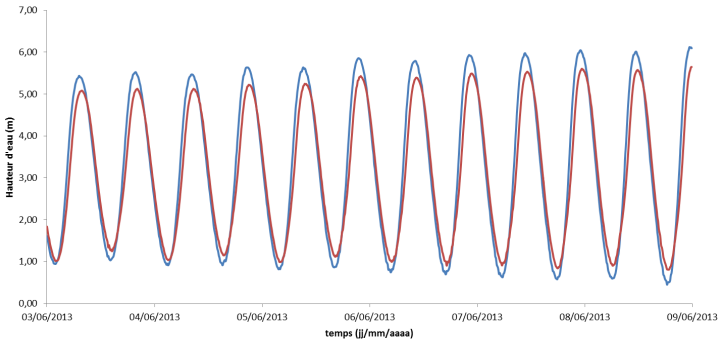

FIGURE III.4 – Hauteur d'eau à proximité de Calais (en bleu) et de Hardelot (en rouge) (*source SHOM-Refmar*).

[AH06]. La façade Nord est quant à elle en accrétion entre Calais et Dunkerque [HA10], ainsi que proche de la frontière belge à l'Est de Dunkerque [HRMS09]. On observe également plusieurs zones qui subissent de l'érosion [RHM09].

III.1.2 Les sites d'études

Les deux sites d'études sont situés sur le littoral du Nord-Pas-de-Calais, un sur la façade Ouest, faisant face à la Manche au niveau de Hardelot, l'autre sur la partie Nord, à l'Est de Dunkerque, à proximité de l'hôpital maritime de Zuydcoote (Fig.III.8).

Ces sites présentent l'avantage de faire chacun face à une mer différente, avec des conditions de houles différentes. De plus, le marnage évolue fortement sur

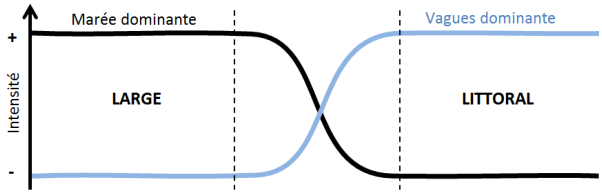

FIGURE III.5 – Évolution relative de l'intensité de courant de marée et de vagues sur le littoral du Nord-Pas-de-Calais du large vers la côte [ACV90].

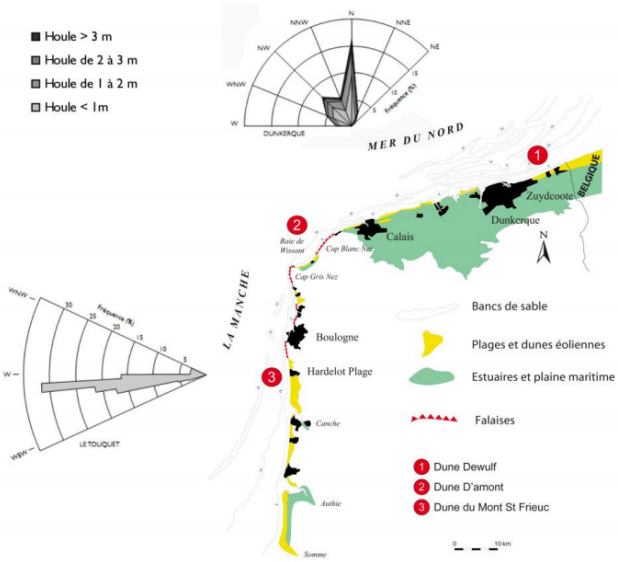

FIGURE III.6 – Roses des houles [Car11] au niveau de Dunkerque [BLGL71] et du Touquet [Des85].

l'ensemble du littoral du Nord-Pas-de-Calais (Fig .III.2) avec un marnage plus élevé au niveau Ouest, et en décroissance en direction de la frontière belge, ce qui permettra de modéliser des sites dans des conditions différentes. Enfin, ces sites ont été précédemment étudiés au Laboratoire d'Océanologie et de Géosciences sur la dynamique morpho-sédimentaire de la Côte d'Opale [Rei03, Mas11] et correspondent à deux sites des campagnes de mesures de terrain de la thèse d'Adrien Cartier [Car11].

La plage de Hardelot

La plage de Hardelot est située sur la façade Ouest du littoral du Nord-Pas-de-Calais, au Sud de Boulogne-sur-Mer (Fig.III.9). Il s'agit d'une plage macrotidale à barres intertidales avec un marnage moyen de l'ordre de 8 mètres. Elle

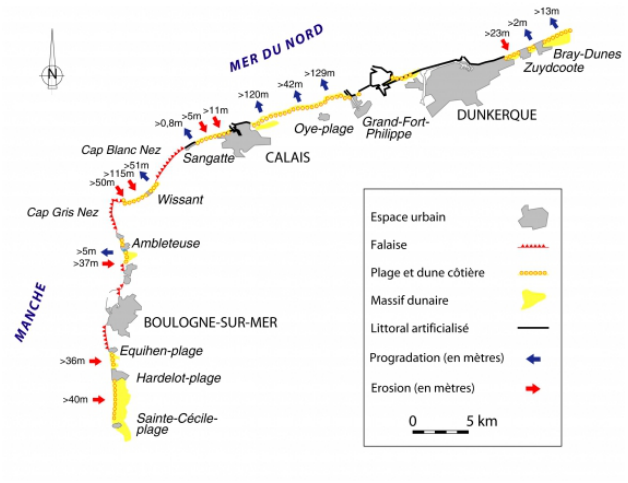

FIGURE III.7 – Évolution du trait de côte entre 1963 et 2000 [Cha06].

est orientée face à l'Ouest, en direction de la Manche. Le domaine étudié représente le domaine compris entre le niveau de la mer à marée basse jusqu'au pied de la dune sur une longueur de 400 mètres et une largeur de 500 mètres. Ce site est composé de deux barres dont une barre particulièrement marquée de plus de 50 centimètres au dessus du niveau moyen (Fig.III.10). Cette barre est suivie d'une bâche d'une profondeur supérieure à 80 centimètres. La pente moyenne sur l'estran est légèrement supérieure à 1° ($\tan\beta \approx 0,016$) et remonte au niveau de la dune avec une pente supérieure à 4°. La granulométrie est mesurée pour le grain médian D_{50} avec pour cette plage $D_{50} = 0,22mm$. Cette mesure est légèrement inférieure aux mesures réalisées lors de précédentes campagnes sur ce site ($D_{50} = 0,23mm$).

La plage de Zuydcoote

La plage de Zuydcoote est située sur la façade Nord du littoral du Nord-Pas-de-Calais, entre Dunkerque et la frontière belge, à côté de l'hôpital maritime de Zuydcoote (Fig.III.11,III.13). Il s'agit également d'une plage macrotidale à barres intertidales avec un marnage moyen de l'ordre de 4,5 mètres. Elle est orientée face au NNW, en direction de la Mer du Nord. Le domaine étudié représente le domaine compris entre le niveau de la mer à marée basse jusqu'au pied de la dune sur une longueur de 300 mètres et une largeur de 400 mètres. Ce site est composé de 3 barres de faible amplitude (inférieur à 20 centimètres par rapport au niveau moyen de la plage) avec la présence de deux bâches peu profondes sur la partie supérieure de l'estran (Fig.III.12). La pente moyenne sur cette plage est d'environ 1° ($\tan\beta \approx 0,014$) avec une pente plus inclinée ($\approx 3°$) à l'approche de la dune. Le diamètre médian des grains est de $D_{50} = 0,19mm$.

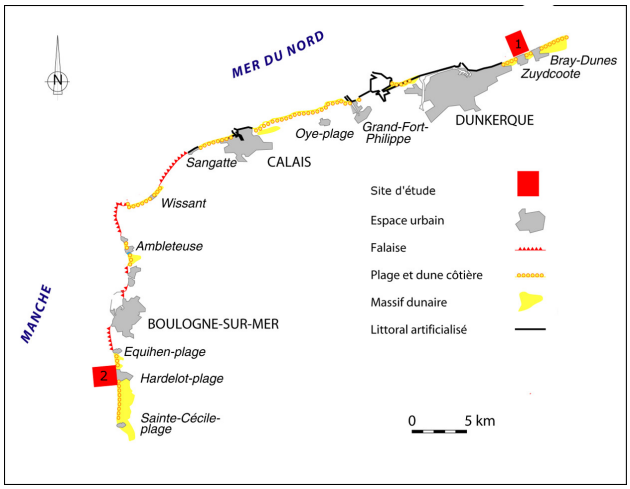

FIGURE III.8 – Localisation des sites d'études de Zuydcoote(1) et de Hardelot(2).

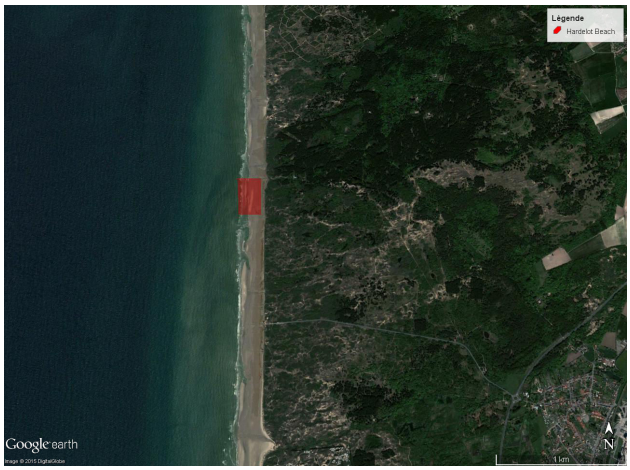

FIGURE III.9 – Site d'étude de Hardelot (*image Google-earth*).

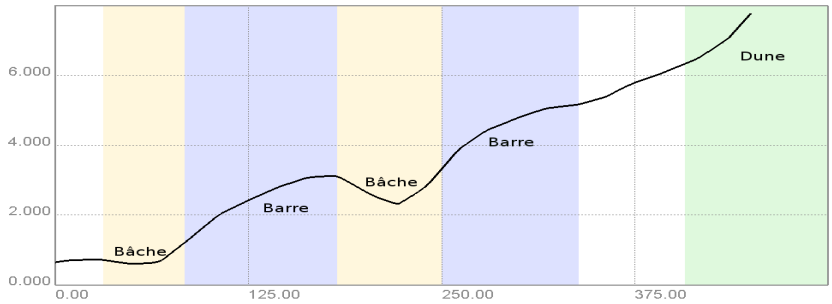

FIGURE III.10 – Profil du site de Hardelot exprimé par rapport au zéro hydrographique (m)

.

FIGURE III.11 – Site d'étude de Zuydcoote (*image Google-earth*).

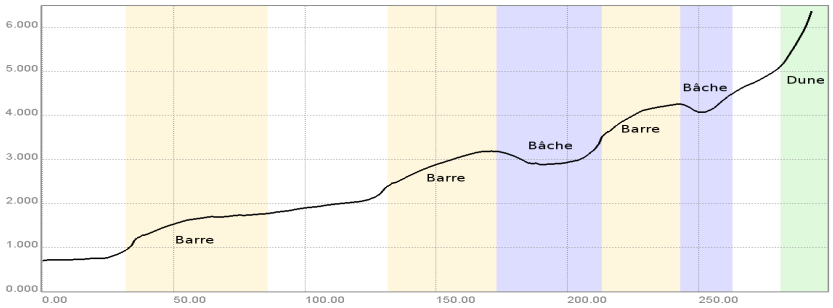

FIGURE III.12 – Profil du site de Zuydcoote exprimé par rapport au zéro hydrographique (m)

.

FIGURE III.13 – Photo de la plage de Zuydcoote.

III.2 Les moyens de mesures in-situ

Afin de comparer l'hydrodynamique et la morphodynamique des sites d'études, il est nécessaire de caractériser au mieux les différents processus physiques en cours sur l'ensemble du domaine choisi. Sur ces domaines, situés entre le niveau d'eau à marée basse et le niveau d'eau à marée haute, principalement deux facteurs ont une influence sur les vitesses de courant : l'amplitude de la marée, et les conditions de houle. Au cours des campagnes de terrain, de nombreux appareils de mesures ont été utilisés afin d'obtenir le maximum d'informations sur l'hydrodynamique avec notamment les vitesses de courant, mais également l'amplitude, la direction et la période des houles à la fois au large et près de la côte. Des relevés topobathymétriques sur les estrans ont également été réalisés avant et après chaque campagne de mesure pour réaliser des MNT (Modèle numérique de terrain). Enfin, des mesures de transports sédimentaires ont été réalisées.

III.2.1 Mesures hydrodynamiques

Pour chaque campagne de mesures, 6 appareils ont été déployés afin de mesurer l'hydrodynamique à différents emplacements sur la plage et au large. Les appareils positionnés sur l'estran seront donc hors eau à marée basse, et notamment les appareils situés en haut de plage qui permettront des mesures uniquement quelques heures par jour. Il est donc important de bien repérer ces périodes où les appareils n'ont pas une hauteur d'eau suffisante (ou nulle) afin de les exclure des résultats finaux.

Les mesures hydrodynamiques ont été faites à l'aide de 6 courantomètres houlographes haute fréquence : deux ADCP (Acoustic Doppler Current Profiler) de marque *Teledyne RD Instruments*©, modèle Express ADCP ; deux *Midas DWR* de marque *Valeport*© ; et de deux *S4 ADW* de marque *Interocean*©. L'ensemble des appareils a été programmé de la même manière avec des durées d'enregistrement de 9 minutes toutes les 15 minutes à une fréquence de 2 Hz. En plus de ces appareils de mesures, les données de plusieurs marégraphes du SHOM (Service Hydrographique et Océanographique de la Marine) ont été utilisées pour les besoins des simulations numériques.

Courantomètre ADCP

Le courantomètre par effet Doppler mesure les différents paramètres courantométriques ainsi que les paramètres de houle (Fig. III.14).

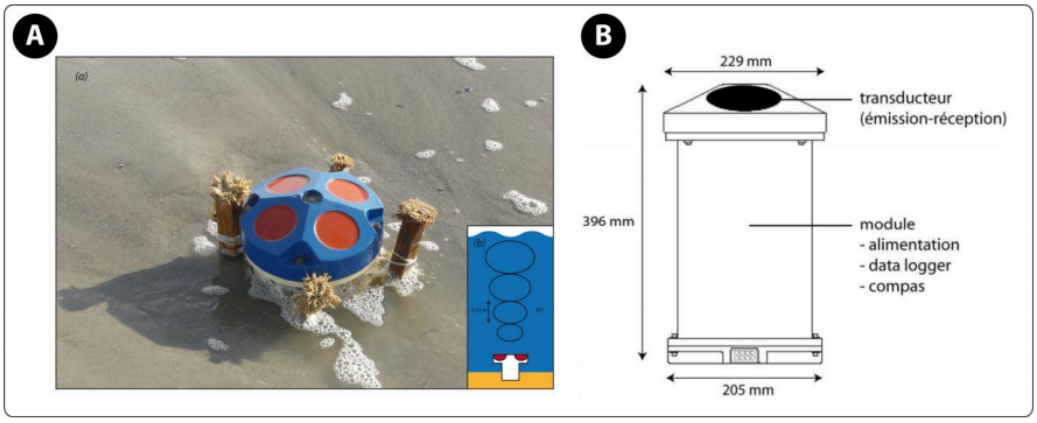

FIGURE III.14 – A) Photographie d'un ADCP déployé sur l'estran. B) Schéma technique d'un ADCP. *source Adrien Cartier*

Le principe de la mesure de courant est basé sur l'effet Doppler, l'appareil émet une onde acoustique qui sera réfléchie par les particules d'eau et les particules en suspension dans la colonne d'eau, et mesure la modification de fréquence et le temps de retour de l'écho. L'ADCP utilisé émet une onde acoustique à 1200 Hz. La vitesse du courant mesuré est caractérisée par trois vecteurs, un vecteur Est, un vecteur Nord, et un vecteur sur la verticale. L'avantage de l'ADCP par rapport aux autres appareils déployés est qu'il permet de mesurer les paramètres courantomètriques à différentes hauteurs d'eau, et donc d'obtenir un profil de vitesse. Lors de nos expérimentations in-situ la taille des cellules de mesures varie de 0,1 à 0,2 m. La mesure des paramètres de houle est réalisée à l'aide d'un capteur de pression qui permet de mesurer les variations de la surface libre.

Les données extraites de l'ADCP sont traitées à l'aide du logiciel fourni par la société *Teledyne RD Instruments*©. Pour les mesures de houle, les mesures sont traitées en deux étapes. La première étape consiste à utiliser le logiciel Wavesmon© pour fixer la hauteur du transducteur par rapport au fond, ainsi que le choix de la méthode pour mesurer les variations de la surface libre, et donc les houles. Les autres appareils permettant uniquement des mesures via des capteurs de pression, ce traitement a été choisi pour les ADCP. Les données de pression sont donc ensuite traitées avec le logiciel Waveview© qui permet d'extraire sur chaque période d'enregistrement la hauteur significative des vagues ; la période pic des vagues ; la direction pic des vagues ; la hauteur d'eau ; ainsi que la vitesse et la direction du courant moyen dans la colonne d'eau.

La courantologie est traitée grâce au logiciel WinADCP©. Ce logiciel permet

d'extraire les mesures de vitesses et de directions de courant par effet Doppler dans la colonne d'eau, ainsi que de mesurer le roulis et le tangage de l'appareil afin de s'assurer que les mesures ont été effectuées dans de bonnes conditions. Le fichier de résultat contient la composante Est, la composante Nord ainsi que la composante verticale du courant à différentes hauteurs dans la colonne d'eau.

Midas DWR Valeport

Le courantomètre Midas DWR (Fig. III.15) mesure les variations de surface libre de la même façon que l'ADCP, à partir d'un capteur de pression. Les mesures de courants sont basées sur le principe de Faraday ; l'appareil génère un champ électromagnétique au niveau de ses capteurs, et mesure les perturbations induites par les particules en mouvement. La mesure est effectuée uniquement au niveau des capteurs, soit environ 0,2 m au-dessus du fond.

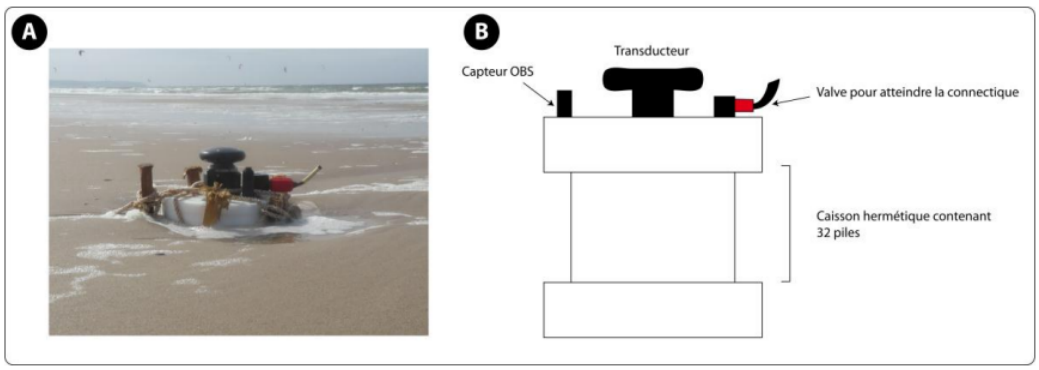

FIGURE III.15 – A) Photographie d'un Midas DWR Valeport déployé sur l'estran. B) Schéma technique d'un Midas DWR Valeport. *source Adrien Cartier*

Le traitement des données n'a pas été fait à l'aide du logiciel fourni avec l'appareil, qui a montré des disparités sur les données calculées par rapport aux autres appareils de mesure. Le traitement est réalisé à l'aide d'une feuille de calcul Excel créée au sein du Laboratoire d'Océanologie et de Géosciences. Cette feuille de calcul permet d'extraire les paramètres de houles, ainsi que les composantes Nord et Est du courant au niveau des capteurs.

S4 ADW

Le courantomètre S4 ADW (Fig. III.16) fonctionne sur le même principe que le Midas DWR Valeport. Il génère un champ électromagnétique entre deux

électrodes situées à l'équateur de l'appareil et mesure les perturbations par la présence de particules d'eau en mouvement. Le courant électrique produit est proportionnel à la vitesse du courant. Les mesures sont donc effectuées à la hauteur des électrodes, soit à 0,4 m au-dessus du fond. L'appareil dispose également d'un capteur de pression.

FIGURE III.16 – A) Photographie d'un S4 ADW déployé sur l'estran. B) Schéma technique d'un S4 ADW. *source Adrien Cartier*

Le traitement des données est réalisé à l'aide de logiciels fournis par la société *Interocean*©. Les paramètres de la houle sont calculés par transformées de Fourrier en se basant sur la théorie de la houle d'Airy. Le logiciel retourne en résultat la direction, la hauteur, et la période pic de la houle ainsi que la hauteur d'eau. Un autre logiciel permet d'obtenir les vitesses de courant vers l'Est et le Nord.

Marégraphe SHOM

Le SHOM a installé sur les côtes françaises un réseau de marégraphes numériques permanents, appelés MCN (marégraphes côtiers numériques) (Fig. III.17).

Le MCN est équipé d'un télémètre. Ce télémètre, placé au-dessus de la surface de l'eau, peut être un transducteur à ultrasons ou un télémètre à ondes électromagnétiques (radar). Le télémètre émet un court train d'impulsions et détecte le signal réfléchi. Le temps écoulé entre l'émission et la réception du signal est traduit en hauteur d'eau. Il est généralement placé dans un puit afin d'éviter toute perturbation et hors-eau ce qui permet une meilleure viabilité à long terme.

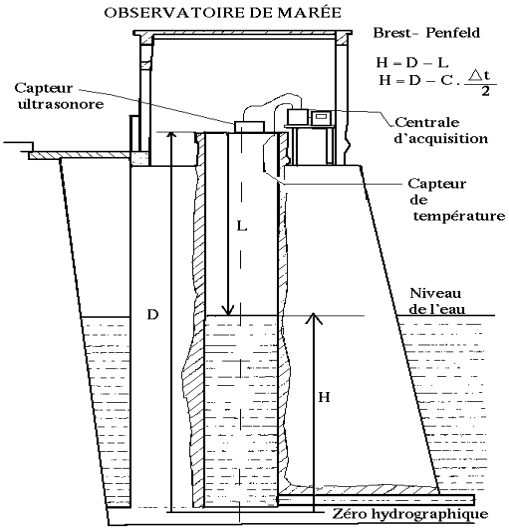

FIGURE III.17 – Schéma d'un marégraphe numérique à ultra son du SHOM. *source SHOM*

Localisation du déferlement

Une caméra a été utilisée pendant la campagne de mesures sur la plage de Zuydcoote pour localiser la zone de déferlement. Elle a été installée sur une dune en haut de plage pendant certaines journées de piégeages et paramétrée pour prendre des photos à intervalles réguliers. En superposant les photos il est alors possible de déterminer visuellement la zone de déferlement en fonction de la position des appareils sur l'estran (les appareils sont banalisés à l'aide d'une bouée). Cela permet à la fois de suivre la zone de déferlement en fonction de la marée et donc de savoir plus précisément dans quelles conditions ont été réalisées les piégeages, mais également une meilleure calibration du modèle numérique pour la houle, et notamment l'ajustement de la dissipation numérique par déferlement.

III.2.2 Acquisitions topographiques

Au début et à la fin de chaque campagne de mesure, un relevé topographique est réalisé à l'aide d'un *DGPS Leica TPS Syst1200*© sur le site étudié (Fig. III.18).

Le système d'acquisition repose sur une base fixe et une unité mobile, toutes deux positionnées par rapport aux même satellites et qui communiquent entre elles pas radio. Les mesures effectuées par l'opérateur avec l'unité mobile sont

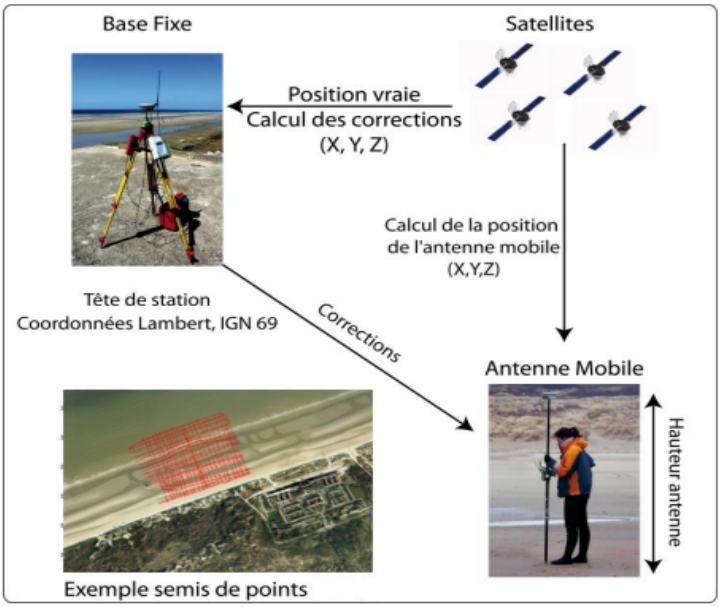

FIGURE III.18 – Dispositif de mesures topographiques par station DGPS Leica Système 1200 (d'après MASPATAUD, [Mas11]).

comparées à la position de la base fixe qui envoie une correction à l'antenne mobile et permet d'en déduire la position x, y et z.

La marge d'erreur constructeur est de +/-2 cm en x et y, et de +/-3 cm suivant z à laquelle s'ajoute une erreur possible de -5 cm sur z par la verticalité de l'antenne mobile.

Les relevés sont effectués environ tous les 5 mètres suivant x et y, avec un suivi particulier au niveau des barres et des bâches, en prenant soin de suivre la ligne de crête et de creux, il en est de même pour les changements brusques de pente.

III.2.3 Mesures des flux de sédiments

Lors de précédentes campagnes in-situ, différentes méthodes de mesure de transport de sédiment ont été réalisées sur le littoral du Nord Pas de Calais notamment par traçage fluorescent [Rei03, Sed06] qui permet d'estimer le volume de sable transporté pendant un, ou plusieurs, cycles tidaux. Cartier [Car11] a également utilisé un OBS qui permet des mesures optiques, mais n'avait pas réussi à calibrer ces appareils sur le littoral de la Côte d'Opale, probablement suite à la trop forte présence de particules fines ainsi qu'une trop forte concentration de matière organique. De même, les mesures par signal

acoustique rétrodiffusé (ou Backscatter) par ADCP ne lui ont pas permis de réaliser une calibration fiable pour les mêmes raisons. La méthode finalement utilisée est la méthode développée par KRAUS [Kra87], et mise en place par CARTIER [Car11] sur le littoral de la Côte d'Opale.

Le piège à sédiments

La méthode mise en place par KRAUS consiste à piéger les sédiments dans des filets montés sur une structure en acier pendant un laps de temps (Fig. III.19). Cette méthode a été validée au travers de nombreux tests en laboratoire et in-situ (Campagnes SUPERDUCK, DUCK85, ...). Ces tests ont permis de valider la précision et la fiabilité des mesures de distribution verticale de flux sédimentaire dans la zone littorale dans des conditions énergétiques faibles à modérées, ces pièges ne pouvant pas être utilisés dans des conditions de forte énergie pour des raisons de sécurité.

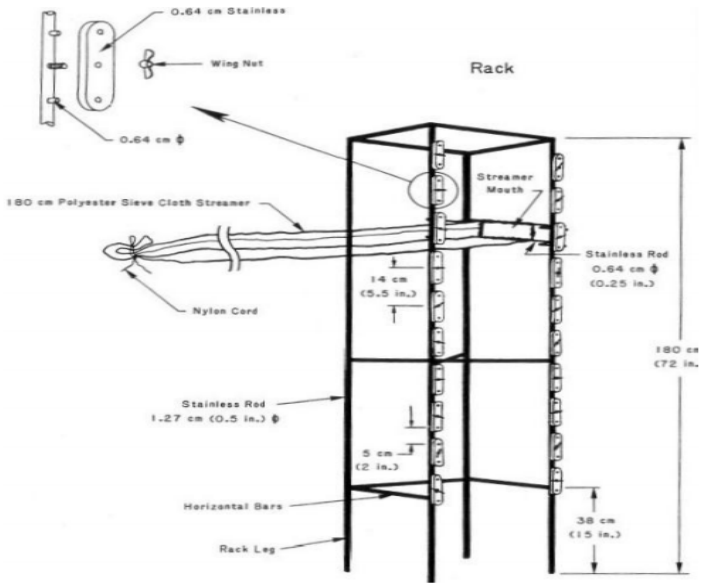

FIGURE III.19 – Piège à sédiment développé par KRAUS. [Kra87]

Les pièges utilisés sont caractérisés par une structure en acier inoxydable d'une hauteur de 1,4 m. Cinq filets à sédiment, d'une hauteur de 0,07 m et d'une longueur de 0,14 m chacun, sont répartis sur la hauteur de la structure. La partie basse de la structure (0,4 m) est enfoncée dans le substrat sableux pour la stabilité et les filets sont placés à respectivement, 0,05 (F5), 0,26 (F4), 0,47 (F3), 0,68

(F2), 0,89 (F1) m au-dessus du fond (Fig. III.20). L'espace entre chaque filet est donc de 0,13 m. La taille de maille des filets utilisés est de 63 µm permettant de laisser passer la fraction fine.

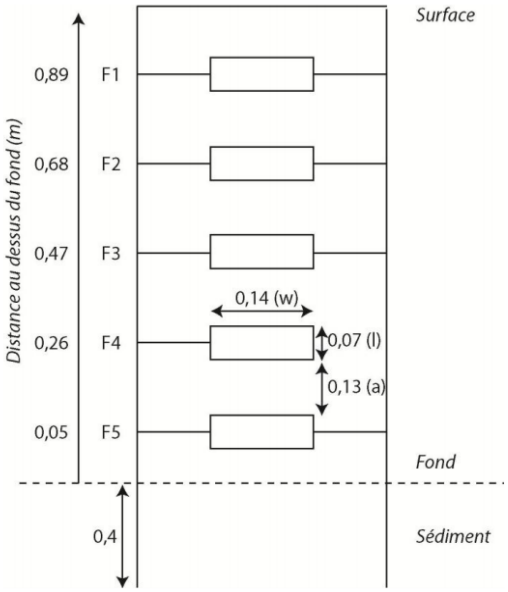

FIGURE III.20 – Schéma d'un piège à sédiment utilisé pour les mesures in-situ et réalisé lors de la thèse de A. Cartier [Car11] (cotes en mètre)

.

Les mesures sont réalisées en plaçant les pièges sur l'estran lorsque la hauteur d'eau correspond à la hauteur effective de la structure soit d'environ 1 mètre. Les pièges à sédiment sont placés par un opérateur, pendant un laps de temps de 5 à 10 minutes, face au courant dominant pour mesurer le transport dans cette direction. Une fois le piégeage réalisé, les structures sont ramenées en haut de la plage, où le sédiment est rincé et placé dans des flacons individuels.

Lors des mesures, les opérateurs se placent derrière ou sur la structure afin d'éviter de perturber l'écoulement. De plus, des mesures dans des directions autres que la direction du courant sont possibles, mais ont souvent provoqué l'enroulement des filets autour de la structure, ou encore leur déchirement.

Calcul du flux de sédiment

Un flux sédimentaire F_i est calculé au niveau de chaque filet (F1, F2, F3, F4, F5) eq.III.1 :

$$\mathrm{F}_i = \frac{\mathrm{P}}{w.h.t} \tag{III.1}$$

avec F_i : le flux sédimentaire ($kg.s^{-1}.m^{-2}$)
P : le poids sec du sédiment
w : la largeur d'ouverture du filet
h : la hauteur d'ouverture du filet
t : la durée d'échantillonnage.

Le flux intermédiaire FE_i entre deux filets successifs est calculé par interpolation linéaire eq.III.2 :

$$\mathrm{FE}_i = 0,5(\mathrm{F}_{i-1} + \mathrm{F}_{i+1}) \tag{III.2}$$

Les flux sont ensuite intégrés sur la colonne pour obtenir le flux total F :

$$\mathrm{F} = h\sum_{i=1}^{\mathrm{N}} \mathrm{F}_i + \sum_{i=1}^{\mathrm{N}} a_i \mathrm{FE}_i \tag{III.3}$$

Avec N le nombre de filets et a_i la distance entre deux filets.

Fiabilité et précision des mesures

VANRIJN [VR93] stipule que le transport sédimentaire mesuré est efficace à 50% si le piégeage est constitué de plusieurs échantillons dans la colonne d'eau, et WHITE [Whi98] considère que le flux mesuré représente 30 à 60% du flux réel. ROSATI et KRAUS [RK89] ont montré que deux piégeages proches donnent des résultats similaires et que donc l'erreur inhérente à la mesure est uniforme. Ils précisent également que leur méthode est adaptée et précise en milieu littoral et plus particulièrement en zone de surf.

III.3 Méthode de mesures in-situ

Deux campagnes de mesures ont été réalisées, une sur la plage de Hardelot du 10 au 16 mars 2013 et une sur la plage de Zuydcoote du 3 au 8 juin 2013. La localisation de chaque site de mesures a été choisie en raison de sa représentativité pour chaque façade littorale (Manche Est et mer du Nord) et ont déjà fait l'objet d'études, cela permet d'obtenir un suivi long terme. Les campagnes ont été réalisées en plusieurs étapes ; les S4 ADW ont été mis à l'eau par bateau au large du site étudié quelques jours avant le début des mesures. Ils sont placés à une profondeur moyenne d'environ 10 mètres. Le premier jour de la campagne

de mesure, les deux ADCP et deux Midas Valeport ont été placés sur le profil central du site d'étude (Fig. III.21).

FIGURE III.21 – Mise en place d'un Midas DWR Valeport à la nuit tombée (campagne Hardelot 2013, *image P. LARROUDE*)

.

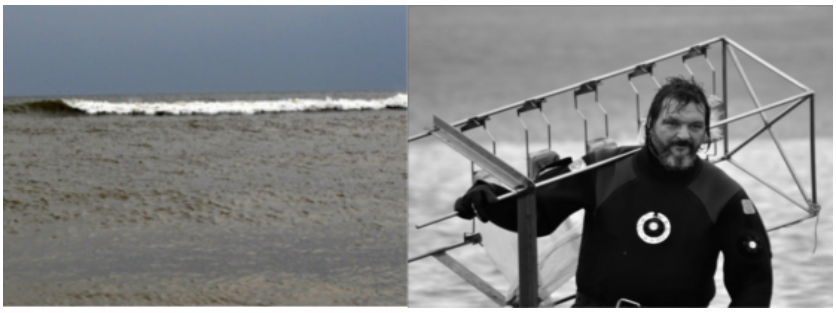

FIGURE III.22 – Piégeage de sédiment lors de la campagne de Hardelot 2013 (campagne Hardelot 2013, *image P. LARROUDE*)

.

Le même jour un relevé topographique est réalisé. Pendant l'ensemble de la campagne de mesure les piégeages sont réalisés au cours de la journée et lorsque les conditions climatiques le permettent. Chaque piégeage est réalisé à proximité des appareils de mesures lorsque la hauteur d'eau locale est d'environ 1 mètre (Fig. III.22).

Lors d'événements avec une houle énergétique, les appareils sont visités au

cours de la marée basse de la nuit pour s'assurer qu'ils fonctionnent bien et qu'ils n'ont pas été emportés. A la fin de la campagne, les appareils sont récupérés, et un nouveau levé topographique est réalisé.

III.3.1 La plage de Hardelot

La campagne de Hardelot a été menée du 10 au 16 mars 2013. Elle a été caractérisée par des conditions climatiques exceptionnelles avec des fortes neiges et des rafales de vent importantes qui n'ont pas permis de réaliser des piégeages tous les jours, ainsi que des déplacements des appareils de mesures qui ont entraîné une perte de données. Les appareils ont été placés sur le profil de la plage comme présenté sur la figure (Fig. III.23(A)).

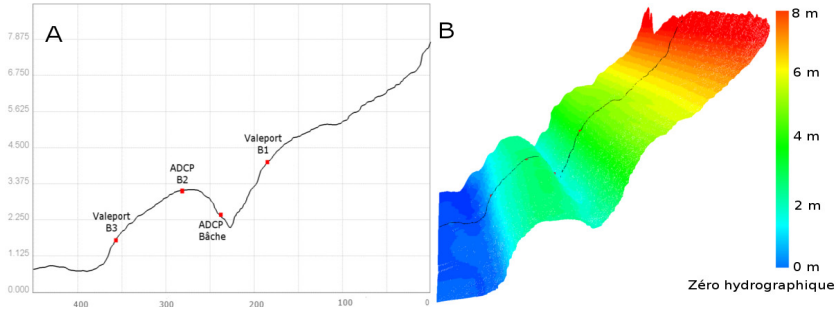

FIGURE III.23 – Position des appareils de mesures sur : A) le profil du site de Hardelot, B) le relevé topographique du site de Hardelot

.

Les deux S4 ADW ont été placés au large afin de fournir les paramètres de houle en entrée du domaine de simulation, ainsi que l'évolution et la vitesse d'excursion verticale du niveau d'eau. Au cours de cette campagne, 16 piégeages ont été réalisés.

III.3.2 La plage de Zuydcoote

La campagne de Zuydcoote a été réalisée du 3 au 8 juin 2013. Les conditions climatiques étaient plus stables et moins violentes que lors de la campagne précédente, ce qui a permis un piégeage plus régulier. Les appareils ont été placés sur le profil de la plage comme présenté sur la figure (Fig. III.24(A)).

De la même manière que pour la campagne de mesure de Hardelot, les deux S4 ADW ont été immergés au large afin de fournir les paramètres de houle en

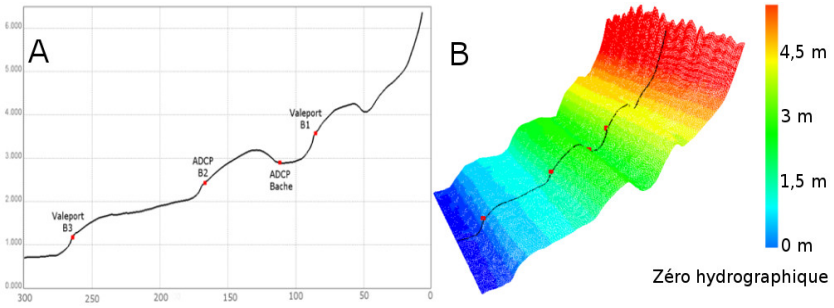

FIGURE III.24 – Position des appareils de mesures sur : A) le profil du site de Zuydcoote, B) le relevé topographique du site de Zuydcoote

.

entrée du domaine de simulation, ainsi que l'évolution et la vitesse d'excursion verticale du niveau d'eau. Au cours de cette campagne, 34 piégeages ont été réalisés.

III.3.3 Conditions climatiques

Conditions climatiques pendant la Campagne de Hardelot

Au cours de la campagne de Hardelot les conditions climatiques, et notamment les conditions de vents ont été atypiques dans la région. L'origine du vent a évoluée au cours de la période de mesures avec un vent d'origine Nord-Nord-Est sur la période du 10 au 14 mars, et un changement brusque entre le 14 et 15 mars avec un vent d'origine Ouest-Sud-Ouest (Fig. III.25). Les conditions Ouest-Sud-Ouest correspondent aux conditions généralement observées sur cette région en cette saison (Fig. III.26). Sur la première période, le vent moyen augmente progressivement de 18 km/h le 10 mars à plus de 40 km/h le 12 mars. Un vent en rafale important est observé, en moyenne deux fois plus élevé que le vent moyen avec un maximum de 80 km/h le 12 mars. Les journées du 13 et 14 mars sont marquées par des vents majoritairement faibles (inférieurs à 10 km/h).

La journée du 15 mars, marquée par le changement de direction du vent, est soumise à une augmentation de l'intensité du vent avec une vitesse de 35 km/h et qui augmente progressivement pour atteindre 40 km/h le 16 mars à midi. Sur cette période le vent en rafale sur une heure varie entre 1,5 et 2 fois le vent moyen avec un maximum dans la journée du 16 mars de 80 km/h.

Ces conditions climatiques très changeantes sont atypiques de la région, généralement dominée par un vent Ouest-Sud-Ouest sur l'année et une compo-

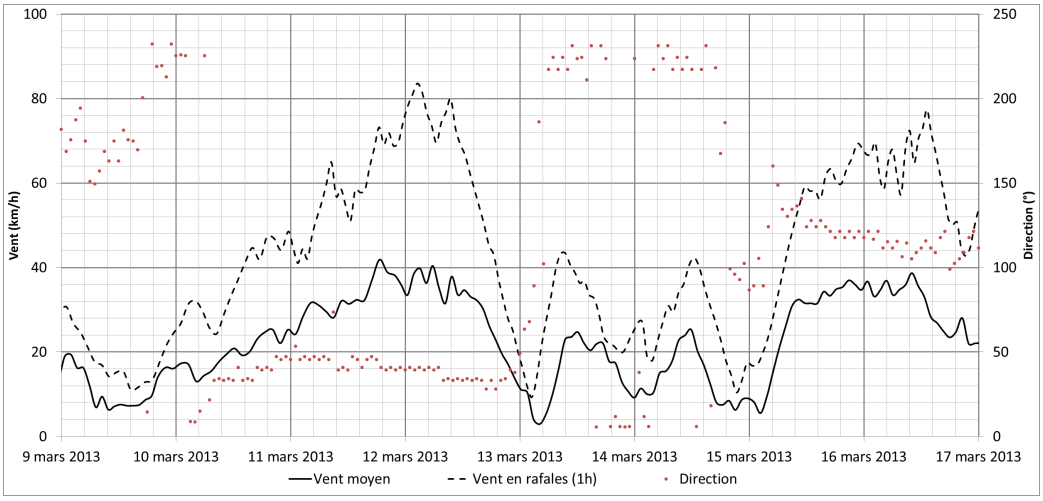

FIGURE III.25 – Vent moyen pendant la campagne de Hardelot © *2014 Windfinder.com GmbH & Co. KG,*© *Copyright Météo-France*

.

sante Est-Nord-Est importante au mois de Mars (fig A) plutôt que Nord-Nord-Est comme observé, et entraînent des variations importantes sur l'intensité et la direction des houles qui influencera fortement les résultats des simulations numériques et rendront toutes interprétations à long terme difficilement envisageables. Cependant elles permettront d'observer la capacité de réaction du modèle sur la direction des vitesses longshore en fonction de la direction de la houle, ainsi que sur la vitesse des courants observée en fonction de la hauteur de la houle.

Conditions climatiques pendant la Campagne de Zuydcoote

Les conditions climatiques n'ont pas été prises en compte dans les simulations mais peuvent expliquer certaines divergences entre les expérimentations et les simulations en plus d'expliquer l'orientation de la houle. Lors des mesures sur la plage de Zuydcoote les conditions de vents ont été relativement constantes avec un vent d'origine oscillant entre l'Est-Nord-Est et le Nord-Nord-Est (Fig. III.27). Ces conditions d'origines des vents correspondent aux conditions climatiques habituelles rencontrées sur cette plage pour le mois de juin (Fig. III.28), les conditions annuelles variant entre une origine Sud-Est et Nord Nord-Est. Les vitesses des vents enregistrées sur la période d'étude varient entre 20 km/h et 40 km/h avec des vitesses en rafale 10 Km/h plus élevées. Les vitesses maximales sont principalement relevées le 4 juin et la dernière journée des campagnes de mesures, le 8 juin.

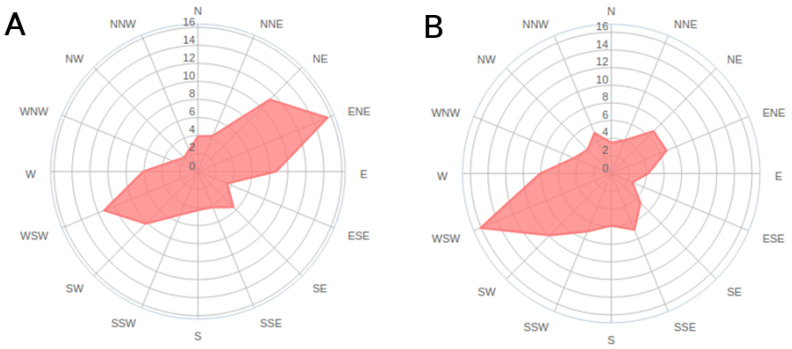

FIGURE III.26 – A) Vent moyen mensuel des mois de mars à Hardelot(entre 2003-2014), B) Vent moyen annuel à Hardelot (entre 2003-2014),© *2014 Windfinder.com GmbH & Co. KG*

.

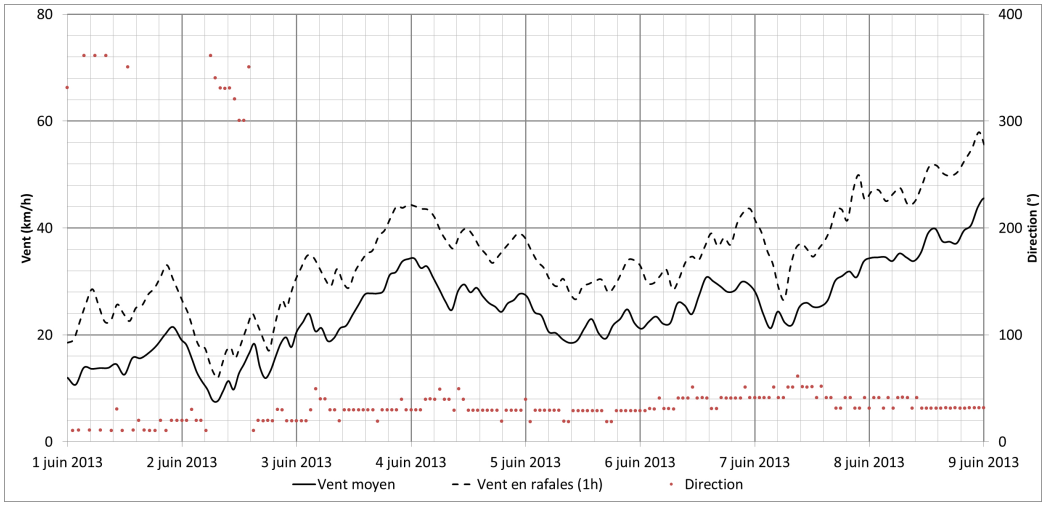

FIGURE III.27 – Vent moyen pendant la campagne de Zuydcoote © *2014 Windfinder.com GmbH & Co. KG,© Copyright Météo-France*

.

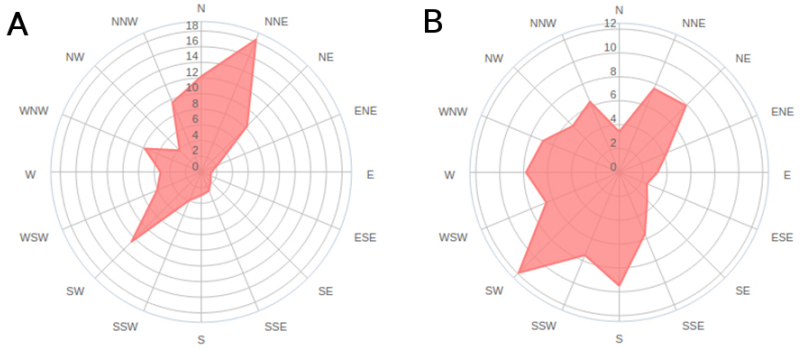

FIGURE III.28 – Vent moyen à Zuydcoote A) Vent moyen mensuel des mois de juin à Zuydcoote(entre 2003-2014), B) Vent moyen annuel à Zuydcoote (entre 2003-2014) © *2014 Windfinder.com GmbH & Co. KG*

.

Ces conditions météorologiques assez constantes et représentatives de ce mois de l'année auront l'avantage de tester le modèle numérique dans une situation climatique assez représentative et donc de permettre de valider ou non le modèle.

III.3.4 Méthode de calcul des vitesses moyennes dans la colonne d'eau

Les différents appareils de mesures permettent d'obtenir soit la vitesse du courant à une hauteur donnée pour les Valeport© soit à différentes hauteurs dans la colonne d'eau pour les ADCP. Le modèle numérique utilisé étant un modèle 2D, les vitesses de courants obtenues numériquement sont donc des vitesses de courant moyennes dans la hauteur d'eau. Il est donc nécessaire de convertir les données de courant acquises pendant les campagnes de mesures en vitesse moyenne dans la hauteur d'eau. La vitesse moyenne peut être calculée à partir du profil de vitesse dans la colonne d'eau avec III.4 :

$$\bar{U} = \frac{1}{h}\int_0^h U(z)\mathrm{d}z \tag{III.4}$$

avec $\bar{U}$ = vitesse moyenne dans la colonne d'eau
h = hauteur d'eau
$U(z)$ = vitesse du courant à la hauteur z
z = hauteur de la mesure

Cette formulation permet d'obtenir rapidement la vitesse moyenne du courant dans la hauteur d'eau pour les ADCP en approximant l'intégrale par la méthode des trapèzes.

Dans le cas où, suite au frottement avec le fond, la vitesse du courant s'annule à une hauteur $z = z_0$ au lieu de 0, il est nécessaire de remplacer la borne inférieure de l'intégral par z_0.

Dans les quelques mètres les plus proches du fond, la vitesse du courant à une hauteur donnée, $U(z)$ varie en suivant un profil logarithmique III.5 :

$$U(z) = \frac{u_*}{\kappa}\ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \tag{III.5}$$

avec u_* = vitesse de frottement
z_0 = hauteur de rugosité
κ = constante de von Karman = 0.4

La vitesse de frottement u_* est reliée à la contrainte de cisaillement τ_0 par $\tau_0 = \rho u_*^2$

Soulsby [Sou90] propose une formulation empirique reliant directement $\bar{U}$ à la vitesse $U(z)$ pour les courants de marée :

$$U(z) = \left(\frac{z}{0.32h}\right)^{1/7} \bar{U} \qquad \text{pour } 0 < z < 0.5h \tag{III.6}$$

$$U(z) = 1.07\bar{U} \qquad \text{pour } 0.5h < z < h \tag{III.7}$$

Une autre méthode consiste à calculer la longueur de rugosité z_0 pour déterminer la vitesse de frottement u_* équivalente et calculer $\bar{U}$ en fonction du coefficient de frottement C_D.

La longueur de rugosité, z_0 peut être estimée en utilisant la classification Tableau.III.1 proposée par [Sou83] qui permet de déterminer z_0 en fonction du type de fond.

TABLEAU III.1 – Valeur moyenne de z_0 en fonction du type de fond [Sou83].

Bottom type	z_0(mm)
Mud	0.2
Mud/sand	0.7
Silt/sand	0.05
Sand (unrippled)	0.4
Sand (rippled)	6
Sand/shell	0.3
Sand/gravel	0.3
Mud/sand/gravel	0.3
Gravel	3

Les plages de Zuydcoote et Hardelot étant essentiellement des plages de sable composés de barres et de bâches, l'ordre de grandeur de z_0 est de l'ordre du millimètre. Une estimation plus précise peut être réalisée à partir des données des ADCP dans la colonne d'eau et sera présentée dans le chapitre V.

III.4 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons tout d'abord vu une courte présentation du littoral du Nord-Pas-de-Calais et de sa dynamique morphosédimentaire. Il s'agit d'un littoral en évolution permanente avec des zones marquées par une forte érosion, notamment aux environs de la baie de Wissant, mais également avec des zones d'accrétion, notamment près de la frontière belge à l'Est de Dunkerque.

La deuxième partie de ce chapitre était consacrée aux sites étudiés et aux moyens mis en œuvre. Deux sites ont été retenus en raison de leur représentativité du littoral de la Côte d' Opale, la plage de Hardelot et la plage de Zuydcoote. Ces sites présentent l'avantage d'être situés sur des domaines très ouverts sur des plages de plusieurs kilomètres, ce qui permet d'établir des modèles numériques simplifiés pour modéliser la marée ce qui aurait été plus difficile à réaliser au niveau de la baie de Wissant par exemple. Ils se composent au niveau de l'estran d'un système de barre et de bâche (également appelé baïne dans le sud de la France) typique de ce littoral et qui génère une dynamique particulière [ALM04, CH13].

Enfin, les méthodes de mesures hydrodynamiques, topographiques et de flux sédimentaire ont été présentées ainsi que la position des appareils de mesures sur l'estran. Compte tenu de la durée de nos études d'environ une semaine, la taille des domaines étudiés correspond à la réponse morphodynamique attendue, soit une évolution du système barre-bâche.

L'ensemble de ces mesures, en termes d'hydrodynamique, de flux sédimentaire et d'évolution morphologique sera comparé à un modèle numérique dans lequel sera utilisée la topographie réelle de l'estran, avec des conditions de marée et de houle issues des mesures comme conditions aux limites et comme données d'entrées.

Chapitre IV

Les modèles morphodynamiques

« *L'important dans la vie, ce n'est point le triomphe, mais le combat. L'essentiel n'est pas d'avoir vaincu, mais de s'être bien battu.* »

Pierre De Coubertin

Sommaire

IV.1 Le modèle hydrodynamique pour la prise en compte des courants . . . 65

IV.1.1 Notations . . . 65

IV.1.2 Équations générales . . . 66

IV.1.3 Modèle 2DH . . . 67

IV.1.4 Équations de Telemac2D . . . 68

IV.1.5 Algorithme de résolution de Telemac2D . . . 70

IV.2 Prise en compte de la houle avec les méthodes spectrales . . . 70

IV.2.1 Présentation de TOMAWAC et de ses applications . . . 71

IV.2.2 Ondes planes monochromatiques . . . 71

IV.2.3 Ondes multidirectionnelles aléatoires . . . 72

IV.2.4 Termes sources et termes puits . . . 74

IV.2.5 Discrétisation . . . 76

IV.3 Évolution morphodynamique et estimation du transport sédimentaire sur le littoral . . . 78

IV.3.1 Formulation morphodynamique . . . 78

IV.3.2 Formules de transport solide . . . 80

IV.4 Couplage des différents codes . . . 84

IV.4.1 Un maillage unique 84
IV.4.2 Différents pas de temps 84
IV.5 Conclusion 86

Les modèles morphodynamiques

Dans ce chapitre, nous présenterons tout d'abord le modèle hydrodynamique 2DH utilisé suivi du modèle de propagation de la houle qui résout des équations simplifiées de la densité spectro-angulaire de l'action des vagues. Enfin, ce chapitre présentera le modèle morphodynamique utilisé ainsi que les différentes formulations pour évaluer le transport sédimentaire.

IV.1 Le modèle hydrodynamique pour la prise en compte des courants

L'objectif de cette partie est de présenter brièvement les équations qui régissent notre modèle hydrodynamique numérique. Nous allons ici présenter les équations de Naviers-Stokes et les équations de Saint-Venant.

IV.1.1 Notations

Dans le repère $R = (O, x, y, z)$ le domaine d'étude Σ est limité en haut par la surface libre d'équation $z = (Z_s(x, y, t))$ et limité par le bas par le fond d'équation $z = Z_f(x, y, t)$ (le fond est supposé variable dans le temps dans le cas d'étude morphodynamique).

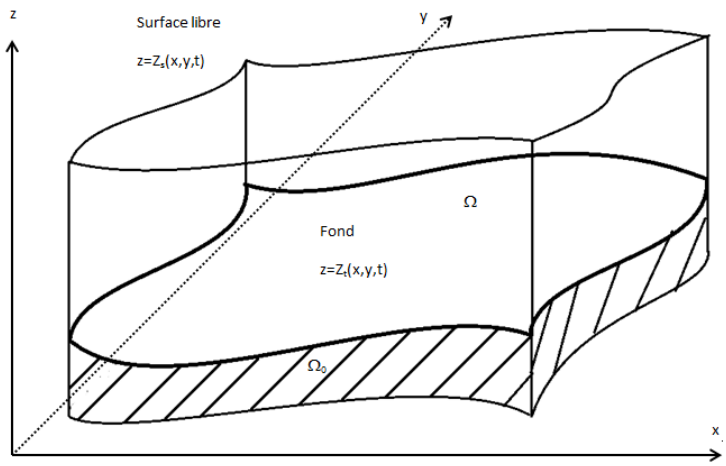

FIGURE IV.1 – Domaine de calcul

— la hauteur d'eau, noté h est égale à $Z_s - Z_f$,

— la pesanteur est orientée dans le sens des z négatifs.

IV.1.2 Équations générales

Le mouvement instantané du fluide est régi par les équations de Navier-Stokes avec la prise en compte des forces de pesanteur et de Coriolis :

$$\begin{aligned}
&\frac{\partial \widetilde{u}}{\partial t}+\widetilde{u}\frac{\partial \widetilde{u}}{\partial x}+\widetilde{v}\frac{\partial \widetilde{u}}{\partial y}+\widetilde{w}\frac{\partial \widetilde{u}}{\partial z}=-\frac{1}{\rho}\frac{\partial \widetilde{p}}{\partial x}+\nu\frac{\partial^2 \widetilde{u}}{\partial x^2}+\nu\frac{\partial^2 \widetilde{u}}{\partial x\partial y}+\nu\frac{\partial^2 \widetilde{u}}{\partial z\partial x}-2\omega_T\widetilde{v}\\
&\frac{\partial \widetilde{v}}{\partial t}+\widetilde{u}\frac{\partial \widetilde{v}}{\partial x}+\widetilde{v}\frac{\partial \widetilde{v}}{\partial y}+\widetilde{w}\frac{\partial \widetilde{v}}{\partial z}=-\frac{1}{\rho}\frac{\partial \widetilde{p}}{\partial y}+\nu\frac{\partial^2 \widetilde{v}}{\partial x\partial y}+\nu\frac{\partial^2 \widetilde{v}}{\partial y^2}+\nu\frac{\partial^2 \widetilde{v}}{\partial z\partial y}+2\omega_T\widetilde{u}\\
&\frac{\partial \widetilde{w}}{\partial t}+\widetilde{u}\frac{\partial \widetilde{w}}{\partial x}+\widetilde{v}\frac{\partial \widetilde{w}}{\partial y}+\widetilde{w}\frac{\partial \widetilde{w}}{\partial z}=-\frac{1}{\rho}\frac{\partial \widetilde{p}}{\partial z}+\nu\frac{\partial^2 \widetilde{w}}{\partial x\partial z}+\nu\frac{\partial^2 \widetilde{w}}{\partial y\partial z}+\nu\frac{\partial^2 \widetilde{w}}{\partial z^2}+g\\
&\frac{\partial \rho}{\partial t}+\frac{\partial \widetilde{u}}{\partial x}+\frac{\partial \widetilde{v}}{\partial y}+\frac{\partial \widetilde{w}}{\partial z}=0
\end{aligned} \tag{IV.1}$$

Avec $-2\omega_T\widetilde{v}$ et $+2\omega_T\widetilde{u}$ les composantes de la force de Coriolis.

Les grandeurs instantanées de ces équations peuvent être décomposées en parties moyennes Φ et fluctuantes Φ' en utilisant la décomposition de Reynolds :

$$\widetilde{\Phi}=\Phi+\Phi' \tag{IV.2}$$

On peut donc écrire les équations de Navier-Stokes moyennées :

$$\begin{aligned}
&\frac{\partial u}{\partial t}+u\frac{\partial u}{\partial x}+v\frac{\partial u}{\partial y}+w\frac{\partial u}{\partial z}=-\frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial x}+\nu\frac{\partial^2 u}{\partial x^2}+\nu\frac{\partial^2 u}{\partial x\partial y}+\nu\frac{\partial^2 u}{\partial z\partial x}-\frac{\partial\overline{u'u'}}{\partial x}-\frac{\partial\overline{u'v'}}{\partial y}\\
&\qquad\qquad -\frac{\partial\overline{u'w'}}{\partial z}-2\omega_T v\\
&\frac{\partial v}{\partial t}+u\frac{\partial v}{\partial x}+v\frac{\partial v}{\partial y}+w\frac{\partial v}{\partial z}=-\frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial y}+\nu\frac{\partial^2 v}{\partial x\partial y}+\nu\frac{\partial^2 v}{\partial y^2}+\nu\frac{\partial^2 v}{\partial z\partial y}-\frac{\partial\overline{v'u'}}{\partial x}-\frac{\partial\overline{v'v'}}{\partial y}\\
&\qquad\qquad -\frac{\partial\overline{v'w'}}{\partial z}+2\omega_T u\\
&\frac{\partial w}{\partial t}+u\frac{\partial w}{\partial x}+v\frac{\partial w}{\partial y}+w\frac{\partial w}{\partial z}=-\frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial z}+\nu\frac{\partial^2 w}{\partial x\partial z}+\nu\frac{\partial^2 w}{\partial y\partial z}+\nu\frac{\partial^2 w}{\partial z^2}-\frac{\partial\overline{w'u'}}{\partial x}-\frac{\partial\overline{w'v'}}{\partial y}\\
&\qquad\qquad -\frac{\partial\overline{w'w'}}{\partial z}+g\\
&\frac{\partial \rho}{\partial t}+\frac{\partial \rho u}{\partial x}+\frac{\partial \rho v}{\partial y}+\frac{\partial \rho w}{\partial z}=0
\end{aligned} \tag{IV.3}$$

IV.1.3 Modèle 2DH

Le modèle utilisé est *Telemac2D* [HVH94, Her07] de la chaîne de calcul *TELEMAC-MASCARET*. Il s'agit d'un modèle 2DH qui résout les équations de Barré de Saint-Venant. Ces équations régissent les écoulements à surface libre en eaux peu profondes ("shallow water equations") et sont encore aujourd'hui massivement utilisées dans les codes d'hydraulique maritime et fluviale. Ces équations sont obtenues à partir des équations de Naviers-Stokes en effectuant une moyenne sur la verticale et avec plusieurs hypothèses et approximations.

L'hypothèse la plus restrictive vis-à-vis de notre étude est que les longueurs d'ondes au sein des simulations doivent être grandes par rapport à la profondeur, et donc, ces équations ne peuvent pas être utilisées pour le calcul de la houle. Le modèle *Telemac2D* utilisé repose sur quatre hypothèses principales :

- le fluide est supposé incompressible : $\frac{\partial \rho}{\partial t} = 0$;
- le fond et la surface libre sont imperméables ;
- la répartition de la pression est hydrostatique ;
- la turbulence suit l'hypothèse de Boussinesq.

Hypothèses et approximations

Pression hydrostatique

L'approximation d'hydrostaticité se traduit par l'équilibre entre la gravité et l'accélération due à la pesanteur.

$$-\frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial z} - g = 0 \tag{IV.4}$$

Cette hypothèse permet de traduire la pression $p(x, y, z, t)$ en termes de hauteur d'eau :

$$p(x, y, z) = -\rho g z + cste \tag{IV.5}$$

La constante de pression est définie tel que $p(x, y, Z_s) = p_{atm}$ avec p_{atm} la pression atmosphérique. On peut donc écrire :

$$p(x, y, z, t) = \rho g (Z_s - z) \tag{IV.6}$$

Avec un cas particulier au fond ou : $p = \rho g (Z_s - Z_f) = \rho g h$, h étant la hauteur d'eau.

Imperméabilité de la surface et du fond

On suppose qu'il n'y a pas de transfert de masse d'eau à travers le fond et la surface :

$$\begin{aligned} &\frac{\partial Z_s}{\partial t} + u^s \frac{\partial Z_s}{\partial x} + v^s \frac{\partial Z_s}{\partial y} - w^s = 0 \\ &\frac{\partial Z_f}{\partial t} + u^f \frac{\partial Z_f}{\partial x} + v^s \frac{\partial Z_f}{\partial y} - w^f = 0 \end{aligned} \tag{IV.7}$$

Vitesses verticales négligeables

La vitesse verticale est négligée, l'équation se réduit à la loi de l'hydrostatique. (la vitesse verticale sera déterminée à partir de l'équation de continuité).

IV.1.4 Équations de Telemac2D

En appliquant ces hypothèses et approximations aux équations de Navier-Stokes (Eq.IV.3 on obtient une version des équations 2DH de Barré de Saint Venant (aussi appelées "shallow water")(Eq.IV.8) avec (U,V) les composantes intégrées sur la verticale de la vitesse horizontale.

$$\begin{aligned} &\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial (h\mathrm{U})}{\partial x} + \frac{\partial (h\mathrm{V})}{\partial y} = 0 \\ &\frac{\partial (h\mathrm{U})}{\partial t} + \frac{\partial (h\mathrm{UU})}{\partial x} + \frac{\partial (h\mathrm{UV})}{\partial y} = -hg\frac{\partial \eta}{\partial x} + h\mathrm{F}_x + \vec{\nabla}.(h\nu_e \vec{\nabla}(\mathrm{U})) \\ &\frac{\partial (h\mathrm{V})}{\partial t} + \frac{\partial (h\mathrm{UV})}{\partial x} + \frac{\partial (h\mathrm{VV})}{\partial y} = -hg\frac{\partial \eta}{\partial y} + h\mathrm{F}_y + \vec{\nabla}.(h\nu_e \vec{\nabla}(\mathrm{V})) \end{aligned} \tag{IV.8}$$

Avec $\vec{\nabla}.$ l'opérateur divergence, et $\vec{\nabla}$ l'opérateur gradient et $\vec{\mathrm{F}} = (\mathrm{F}_x, \mathrm{F}_y)$ les forces de volume autres que la pression et la pesanteur.

La viscosité effective ν_e inclut la viscosité moléculaire ν, la viscosité turbulente ν_t et également la dispersion due aux termes non linéaires par des fluctuations autour d'une moyenne. Dans notre modèle le terme de turbulence est modélisé en utilisant un modèle à viscosité constante.

Les forces de volume

Les forces de volume $\vec{\mathrm{F}} = (\mathrm{F}_x, \mathrm{F}_y)$ regroupent dans notre modèle les forces de Coriolis et les forces de frottement au fond. L'influence du vent n'est pas prise en compte dans le modèle.

La force de Coriolis

La force de Coriolis est égale à $-2\vec{\omega} \wedge \vec{U}$ avec $\vec{\omega}$ le vecteur rotation de la Terre. La vitesse angulaire de la terre ω_t est obtenue à partir de la durée du jour sidéral $T_{sideral}$ de 23h, 56min, 4.09 sec par $\omega_t = 2\Pi/T_{sideral} = 7,292.10^{-5}$ rad.s^{-1}. On peut donc s'écrire en un point de latitude λ :

$$\begin{aligned} F_x &= 2\omega_t V \sin\lambda = fV \\ F_y &= -2\omega_t U \sin\lambda = -fU \end{aligned} \tag{IV.9}$$

Les domaines d'étude étant petits, on utilisera un coefficient f constant déterminé pour une latitude de $\lambda = 48°$, on aura ainsi $f = 1,083.10^{-4}$ N.m^{-1}.s.

Les forces de frottement

La contrainte de frottement exercée par une plaque plane horizontale sur un écoulement qui lui est parallèle peut être décomposée en deux composantes dans le cas d'un écoulement 2D :

$$\begin{aligned} \tau_{xz} &= -\frac{1}{2}\rho C_f U \sqrt{U^2+V^2} \\ \tau_{yz} &= -\frac{1}{2}\rho C_f V \sqrt{U^2+V^2} \end{aligned} \tag{IV.10}$$

Avec U, V : vitesse de l'écoulement suivant x et y,
ρ : masse volumique du fluide,
C_f : coefficient de frottement.

La contrainte de frottement C_f est en général remplacée par le coefficient de Chézy ou de Manning-Strickler pour les écoulements à surface libre. Le vecteur normal au fond a pour norme : $\sqrt{(\frac{\partial z_f}{\partial x})^2 + (\frac{\partial z_f}{\partial y})^2}$ qui peut être écrit comme l'inverse du cosinus de la plus grande pente en un point(x,y) noté $cos\alpha$. Finalement,

la force de frottement s'écrit sous la forme :

$$\vec{F_f} = -\frac{1}{2\cos\alpha}\frac{C_f}{h}\vec{U}\sqrt{U^2+V^2} \tag{IV.11}$$

Le coefficient de frottement C_f peut être remplacé par un coefficient de Chézy C avec $C = \sqrt{\frac{2g}{C_f}}$. La loi de Manning-Strickler permet d'exprimer C en fonction

d'un coefficient K et du rayon hydraulique R_H dans un canal avec $C = KR_H^{1/6}$ Tableau IV.1 Pour les canaux très larges R_H peut être remplacé par la profondeur, h. la valeur de K varie en fonction de la rugosité du fond. La loi de Manning définit un coefficient m avec $m = K^{-1}$.

TABLEAU IV.1 – Coefficient de Strickler et rugosité équivalente pour différents types de fond

type de paroi	rugosité équivalente k_s (m)	coefficient de Strickler K $(m^{1/3}s^{-1})$
acier	de 10^{-4} à $4\ 10^{-4}$	de 65 à 100
béton	de $2\ 10^{-4}$ à $3\ 10^{-3}$	de 50 à 90
pierre	de $8\ 10^{-3}$ à $15\ 10^{-3}$	de 40 à 80
sable	de 10^{-4} à $4\ 10^{-3}$	de 45 à 80
gravier	de 10^{-3} à $5\ 10^{-2}$	de 20 à 80

IV.1.5 Algorithme de résolution de Telemac2D

Les équations sont résolues par la méthode des éléments finis en deux étapes via la méthode des pas fractionnés. La première étape consiste à calculer les termes de convection par la méthode des caractéristiques. Dans la seconde étape, les termes restants sont traités : la propagation, la diffusion, ainsi que les termes sources et les termes de convection de la hauteur d'eau.

La condition CFL (Courant–Friedrichs–Lewy) doit être respectée pour ne pas générer et propager des instabilités numériques :

$$\frac{U\Delta t}{\Delta x} < 1 \tag{IV.12}$$

Avec Δx la taille de la maille dans la direction de propagation du courant.

IV.2 Prise en compte de la houle avec les méthodes spectrales

La prise en compte de la houle est un élément très important pour étudier le transport sédimentaire et la morphodynamique côtière. Cependant, le code Telemac2D étant un modèle 2DH, il ne permet pas de la prendre en compte.

Un autre type de code a donc du être utilisé afin de respecter les conditions de "shallow water" comme notamment les méthodes spectrales. Le code utilisé est TOMAWAC [BMB96] de la chaîne de calcul TELEMAC développé par le Laboratoire National d'Hydraulique et Environnement (LNHE) de EDF R&D. Ce code modélise les changements en espace et en temps du spectre de puissance des vagues générées par le vent ainsi que la propagation de la houle à partir de conditions aux limites au large. Il est particulièrement adapté pour des applications dans des domaines océaniques ainsi que sur des zones côtières à partir de données au large. Il a donc dû être légèrement adapté pour notre étude. Il présente l'avantage d'utiliser le formalisme des éléments finis pour discrétiser le domaine et donc d'être facilement couplé avec le code Telemac2D.

IV.2.1 Présentation de TOMAWAC et de ses applications

Tomawac modélise les différents états de mer en résolvant l'équation d'équilibre du spectre de densité directionnel. Le modèle permet donc de reproduire l'évolution de l'action d'onde pour chaque noeud d'un maillage.

Dans TOMAWAC le spectre directionnel de l'état de mer est séparé en un nombre fini de fréquences de propagations f_i et de directions θ_i. L'équation d'équilibre de l'état de mer doit donc être résolu pour chaque composant (f_i, θ_i). Il s'agit d'un modèle dit de 3éme génération de type WAM qui ne nécessite pas de paramétrisation du spectre directionnel ni de la distribution directionnelle.

Le code a été particulièrement développé par le LNHE pour la prise en compte d'interactions houle-courant, l'évolution morphodynamique, et la prise en compte de marées.

IV.2.2 Ondes planes monochromatiques

La méthode la plus simple pour représenter la houle consiste à considérer une onde sinusoïdale monochromatique (avec une seule période) plane (avec une seule direction de propagation). L'élévation de la surface libre, notée η, dépend donc uniquement de la position (x,y) du point considéré et du temps t :

$$\eta(x, y, t) = a.\cos[k(x.\sin\theta + y.\cos\theta) - \omega.t + \varphi] \qquad \text{(IV.13)}$$

Avec a : l'amplitude de la vague définie comme la distance entre le creux de la vague et le niveau moyen au repos. La hauteur de vague est définie com--me la différence de hauteur entre une crête et un creux de houle, $H = 2a$,
ω : la fréquence d'onde. Avec la période $T = 2\pi/\omega$ et la fréquence $f = 1/T$,

k : le nombre d'onde. La longueur d'onde est définie comme $L = 2\pi/k$,
θ : la direction de propagation,
ϕ : la phase.

Le nombre d'onde peut être calculé à partir de la relation de dispersion d'une onde linéaire :

$$\omega^2 = gk.\tanh(kd) \tag{IV.14}$$

Avec d la profondeur. L'énergie par unité de surface d'une telle onde est donnée par :

$$E = \frac{1}{2}\rho g a^2 \tag{IV.15}$$

Avec g l'accélération gravitationnelle et ρ la densité du fluide.

IV.2.3 Ondes multidirectionnelles aléatoires

La représentation d'onde de surface de la partie précédente, avec une expression sinusoïdale ne représente pas l'état de mer réel. Dans les océans, les vagues n'ont pas toutes les mêmes caractéristiques en termes de période, de hauteur, ou encore de direction de propagation. D'un point de vue mathématique, une meilleure représentation de l'état de mer consiste en une superposition de m d'ondes élémentaires sinusoïdales :

$$\eta(x,y,t) = \sum_{m=1}^{M} \eta_m(x,y,t) = \sum_{m=1}^{M} a_m.\cos[k_m(x.\sin\theta_m + y.\cos\theta_m) - \omega_m.t + \varphi_m] \tag{IV.16}$$

Dans TOMAWAC, la distribution des phases ϕ_m est répartie aléatoirement entre $[0;2\pi]$ avec une densité de probabilité uniforme.

L'énergie par unité de surface est calculée comme la somme des énergies de chaque onde :

$$E = \sum_{m=1}^{M} \frac{1}{2}\rho g a_m^2 \tag{IV.17}$$

Le problème avec cette représentation est que la prise en compte du fond dans des conditions de "shallow water" n'est pas modélisable directement.

Le spectre directionel de variance $\mathrm{F}(f,\theta)$ est dérivé du spectre directionnel d'énergie $\mathrm{E}(f,\theta)$:

$$\begin{aligned} \mathrm{F}(f,\theta) &= \frac{\mathrm{E}(f,\theta)}{\rho g} \\ \sum_{f}^{f+\mathrm{d}f} \sum_{\theta}^{\theta+\mathrm{d}\theta} \frac{1}{2}\rho g a_m^2 &= \mathrm{E}(f,\theta)\mathrm{d}f\ \mathrm{d}\theta \end{aligned} \tag{IV.18}$$

L'élévation de la surface libre peut donc être réécrite :

$$\eta(x,y,t) = \int_{f=0}^{\infty}\int_{\theta=0}^{2\pi} \sqrt{2\mathrm{F}(f,\theta)\mathrm{d}f.\mathrm{d}\theta}.cos\Big[k(x.\cos\theta + y.\sin\theta) - \omega.t + \varphi\Big] \tag{IV.19}$$

et l'amplitude :

$$a_m = \sqrt{2\mathrm{F}(f,\theta)\mathrm{d}f.\mathrm{d}\theta} \tag{IV.20}$$

Les moments d'ordre n m_n sont définis par :

$$m_n = \int_{f=0}^{\infty}\int_{\theta=0}^{2\pi} f^n \mathrm{F}(f,\theta)\mathrm{d}f.\mathrm{d}\theta \tag{IV.21}$$

Ils permettent notamment de calculer la hauteur spectrale significative des vagues, H_{m0} :

$$\mathrm{H}_{m0} = 4\sqrt{m_0} \tag{IV.22}$$

ainsi que les fréquences moyennes f_{01} et f_{02} :

$$f_{01} = \frac{m_1}{m_0} \quad f_{02} = \sqrt{\frac{m_1}{m_2}} \tag{IV.23}$$

L'équation de conservation s'écrit :

$$\frac{\partial \mathrm{N}}{\partial t} + \frac{\partial(\dot{x}\mathrm{N})}{\partial x} + \frac{\partial(\dot{y}\mathrm{N})}{\partial y} + \frac{\partial(\dot{k_x}\mathrm{N})}{\partial k_x} + \frac{\partial(\dot{k_y}\mathrm{N})}{\partial k_y} = \mathrm{Q}(k_x,k_y,x,y,t) \tag{IV.24}$$

Avec $\mathrm{Q}(k_x,k_y,x,y,t)$ les termes sources/puits et $\mathrm{N} = \mathrm{N}(k_x,k_y,x,y,t)$ (densité spectrale d'action) et $\vec{k} = (k_x,k_y) = (k.\sin\theta, k.\cos\theta)$ le vecteur nombre d'onde avec θ la direction de propagation de l'onde et N la densité spectrale.

IV.2.4 Termes sources et termes puits

Pour les simulations en milieu côtier avec une faible profondeur, il est important de prendre en compte différents processus physiques tels que le frottement sur le fond, le déferlement bathymétrique et les interactions non linéaires de troisième ordre. De plus, il est nécessaire de prendre en compte les marées et les courants associés. La prise en compte des processus physiques peut être écrite sous la forme :

$$Q = Q_{bf} + Q_{br} + Q_{tr} \tag{IV.25}$$

Avec Q_{bf} : l'effet dû au frottement avec le fond
Q_{br} : la dissipation due au déferlement bathymétrique
Q_{tr} : les effets non linéaires du troisième ordre.

Prise en compte du frottement avec le fond

La dissipation par frottement avec le fond est calculée à partir des résultats obtenus pendant la campagne JONSWAP [HBB+73] et mis à jour par Bouws et Komen [BK83].

Le modèle utilisé pour calculer la perte d'énergie est une expression empirique qui représente de manière globale les différents types d'interactions avec le fond.

$$Q_{bf} = -\Gamma\left(\frac{\sigma}{g.sinh(kd)}\right)^2 F \tag{IV.26}$$

Dans TOMAWAC une forme alternative est programmée :

$$Q_{bf} = -\Gamma\frac{2k}{g.sinh(2kd)} F \tag{IV.27}$$

Avec $\Gamma = 0.038 m^2.s^{-3}$ déterminé à partir de la campagne JONSWAP.

Prise en compte du déferlement bathymétrique

Deux modèles ont été utilisés pour prendre en compte le déferlement bathymétrique.

Le modèle de Battjes et Janssen [Bat72, BJ78] est basé sur l'analogie avec un ressaut hydraulique. Il définit une hauteur H_m (de même ordre de grandeur que la profondeur d) à laquelle les vagues déferlent.

L'énergie totale dissipée D_{br} est définie par :

$$D_{br} = -\frac{\alpha Q_b f_c H_m^2}{4} \tag{IV.28}$$

Avec Q_b la proportion de vagues qui déferlent, f_c une fréquence caractéristique des vagues et α une constante numérique d'ordre 1.

H_m peut être estimé à partir du critère de Miche :

$$H_m = \frac{0.88}{k_c}.tanh\left(\frac{\gamma_1 k_c d}{0.88}\right) \tag{IV.29}$$

Avec k_c calculé à partir de la fréquence caractéristique choisie f_c. Dans les conditions de "shallow water", cette équation peut être remplacée localement par :

$$H_m = \gamma_1 d \tag{IV.30}$$

Le coefficient γ_1 sert d'ajustement pour prendre en compte le profil bathymétrique, il est généralement compris entre 0,6 et 1,2.

Q_b est estimé à partir de la théorie de Battjes et Janssen comme la solution de l'équation :

$$\frac{1-Q_b}{lnQ_b} = -\frac{H_{m0}}{2H_m^2} \tag{IV.31}$$

Le terme source Q_{br} est exprimé par :

$$Q_{br}(f,\theta) = -\frac{\alpha Q_b f_c H_m^2}{4}\frac{F(f,\theta)}{m_0} \tag{IV.32}$$

En considérant que le déferlement n'influence pas la période, ni la direction des vagues.

Le deuxième modèle utilisé est le modèle proposé par Thornton et Guza [TG+83], lui aussi comparable à un ressaut hydraulique :

$$Q_{br}(f,\theta) = -12\sqrt{\pi}B^3 f_c \frac{(2m_0)^{3/2}}{H_m^4 d}\left[1-\left(1+\left(\frac{8m_0}{H_m^2}\right)\right)^{-5/2}\right]F(f,\theta) \tag{IV.33}$$

f_c est la fréquence caractéristique et B est un paramètre variant de 0,8 à 1,5. La hauteur de houle maximale, H_m , est gouvernée par l'équation : $H_m = \gamma d$. Avec dans ce cas la $\gamma = 0,42$.

Prise en compte des effets non linéaires au troisième ordre

Le modèle utilisé est un modèle paramétrique proposé par Eldeberky and Battjes [EB95]. Il est basé sur le modèle spectral déterministe de Madsen et Sorensen [MS92].

Dans TOMAWAC, des hypothèses simplificatrices sont faites.

$$\begin{aligned}
&Q_{LTA}(f,\theta) = Q^{+}_{LTA}(f,\theta) + Q^{-}_{LTA}(f,\theta)\\
&Q^{+}_{LTA}(f,\theta) = \alpha_{LTA} c C_g g^2 \frac{R^2_{(f/2,f/2)}}{S^2_f} sin|\beta_{f/2,f/2}| \Big[F^2(f/2,0) - 2F(f,\theta)F(f/2,0)\Big]\\
&Q^{-}_{LTA}(f,\theta) = -2Q^{+}_{LTA}(2f,\theta)
\end{aligned} \tag{IV.34}$$

α_{LTA} est le coefficient d'ajustement ; c and C_g sont respectivement les vitesses de phase et de groupe.
R est le coefficient d'auto-interaction :

$$R_{f,f} = (2k)^2\Big[\frac{1}{2} + \frac{(2\pi f)^2}{gdk^2}\Big] \tag{IV.35}$$

$$S_f = -2k\Big[gd + 2Bgd^3k^2 - (B + \frac{1}{3}d^2)(2\pi f)^2\Big] \tag{IV.36}$$

$$\beta(f,f) = -\frac{\pi}{2} + \frac{\pi}{2} tanh\Big(\frac{0.2}{Ur}\Big) \tag{IV.37}$$

Et U_r est le nombre d'Ursell :

$$Ur = \frac{g}{8\pi^2\sqrt{2}} \frac{H_{m0}T^2_m}{d^2} \tag{IV.38}$$

Avec H_{m0} la hauteur spectrale significative et T_m la période moyenne.

IV.2.5 Discrétisation

Discrétisation spatiale

La discrétisation spatiale utilisée dans TOMAWAC est un domaine 2D discrétisé en éléments finis triangulaires. Compte tenu de la prise en compte de la marée, certaines mailles contiennent à la fois des noeuds avec des hauteurs d'eau nulles, et des hauteurs positives. Afin de simplifier les simulations, ces mailles ne sont pas prises en compte pour la propagation des vagues. Le nombre de mailles modélisables dépend uniquement de la quantité de mémoire vive disponible, mais un maillage plus fin nécessite plus de temps de calcul.

Discrétisation fréquentielle

Dans TOMAWAC le domaine fréquentiel est discrétisé en une série de NF fréquences :

$$f_n = f_1 . q^{n-1} \tag{IV.39}$$

Avec n variant de 1 à NF et q le ratio fréquentiel inter-fréquence défini à 1,1.

Discrétisation directionnelle

Les directions de propagation sont discrétisées entre [0, 360°] en ND directions.

$$\theta_m = (m-1).360/\mathrm{ND} \tag{IV.40}$$

Avec m variant de 1 à ND.

Grille spectro-angulaire

Une grille spectro-angulaire à deux dimensions est définie à partir des discrétisations fréquentielles et directionnelles composées de NF.ND points. Cette grille peut être représentée avec la direction de propagation définie par l'angle avec un axe choisi, et la fréquence mesurée depuis la composante radiale comme représenté sur la figure IV.2.

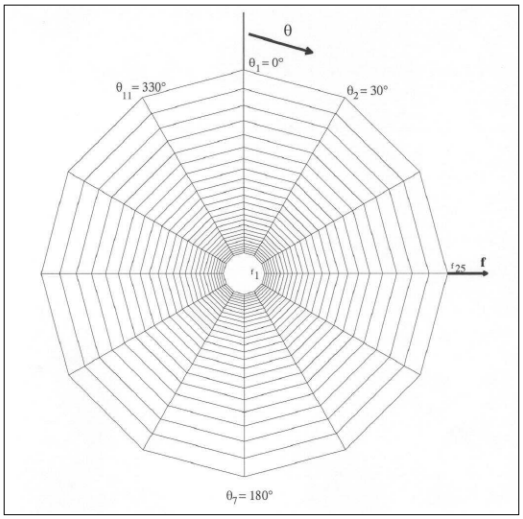

FIGURE IV.2 – Grille spectro-angulaire utilisée dans TOMAWAC (25 fréquences et 12 directions dans ce cas)

Discrétisation temporelle

La discrétisation temporelle est faite avec un pas de temps constant de l'ordre de la dizaine de secondes avec un sous pas de temps plus faible pour la prise en compte des termes sources.

IV.3 Évolution morphodynamique et estimation du transport sédimentaire sur le littoral

Pour modéliser correctement le transport sédimentaire et l'évolution du fond associé il est nécessaire de modéliser de manière précise l'hydrodynamique et la propagation de la houle présentées dans les parties précédentes. Le transport sédimentaire en zone tidale est très difficile à caractériser et à modéliser compte tenu du nombre important de processus en jeu. En effet, proche de la côte, on observe des écoulements quasi-permanents associés aux effets de la marée, et des courants oscillants associés à la houle. À cela viennent s'ajouter des effets de pente, des variations du niveau d'eau par la marée, des variations d'amplitude et de direction des houles, des effets liés au déferlement de la houle qui évolue également en fonction de la marée. Une autre difficulté a été présentée dans le chapitre précédent concernant l'acquisition de mesures de flux sédimentaires sur le littoral où il est difficile de réaliser des mesures continues, ainsi que d'obtenir des mesures avec une grande précision.

Il existe dans la littérature un nombre important de formules de transport sédimentaire, principalement basées sur une approche macroscopique et dans l'hypothèse d'un courant permanent. Nous allons voir dans cette partie l'équation d'évolution du fond utilisée pour modéliser la partie morphodynamique, ainsi que les différentes formules de transport utilisées.

IV.3.1 Formulation morphodynamique

L'évolution du fond est modélisée par le logiciel SISYPHE [VHK+13] qui fait également partie de la chaîne de calcul Telemac développée par EDF. Il repose sur l'hypothèse d'un transport saturé avec un flux de sédiment égal à la capacité de transport total de l'écoulement. Le paramètre de Shields est pris comme constant. La masse volumique du sédiment est également prise comme une valeur constante de 2670 $kg.m^{-3}$, ce qui correspond aux mesures de terrain.

Équation d'évolution du fond

La conservation de la matière définit l'équation d'évolution du fond :

$$\frac{\partial z_f}{\partial t} + \vec{\nabla}.\vec{q_s} = 0 \tag{IV.41}$$

Avec $\vec{q_s}$ le flux volumique de sédiment par unité de largeur. Une seconde formulation prenant en compte la porosité du sédiment peut être utilisée.

$$\frac{\partial z_f}{\partial t} + \frac{1}{1-\epsilon_p}\vec{\nabla}.\vec{q_s} = 0 \tag{IV.42}$$

Cette porosité ϵ_p peut beaucoup varier en fonction de l'environnement [VRK92], et peut aller de 0,25 dans le cas d'un arrangement stable à 0,65 dans le cas d'un fond très poreux.

D'après ces deux équations il y a donc bien accrétion de sédiment lorsqu'il y a plus de sédiment qui entre dans le domaine que ce qu'il en sort, et inversement pour l'érosion.

Effet de pente

Il est important de prendre en compte l'effet de pente qui a pour effet de réduire le débit solide si la pente est croissante dans le sens de l'écoulement, et inversement. La formulation utilisée dans SISYPHE est la formulation de Koch et Flokstra [FK81] qui modifie l'amplitude du transport solide par un facteur qui prend en compte la pente locale.

$$q_s^* = q_s\left(1 - \beta\frac{\partial z_f}{\partial s}\right) \tag{IV.43}$$

Avec q_s^* : le débit solide modifié,
$0 < \partial z_f / \partial s < \tan\phi$: la pente locale,
s : la coordonnée dans le sens du courant,
$\phi \approx 30° - 35°$: angle de frottement du sédiment au repos,
β : coefficient d'effet de pente, avec $(0{,}5 < \beta < 2)$.

La modification de la direction du transport solide est prise en compte par la relation :

$$\tan\theta_s = \tan\delta - \beta\frac{\partial z_f}{\partial n} \tag{IV.44}$$

Avec θ_s : la direction du transport solide par rapport à la direction de l'écoulement,
δ : la direction de la contrainte de cisaillement au fond par rapport à la direction de l'éco
n : la coordonnée suivant l'axe perpendiculaire au sens du courant.

IV.3.2 Formules de transport solide

Dans cette partie seront présentées quatre formules de transport solide adaptées au modèle 2DH. Trois de ces formules ont la particularité de prendre en compte les effets de la houle et des courants. La formule de Bijker [Bij68] utilise les contraintes de cisaillement au fond, celle de Soulsby - Van Rijn [Sou97] prend en compte les courants moyens et la vitesse orbitale des vagues, la formule de Bailard [Bai81] est une approche énergétique et enfin la formule de Kamphuis [Kam91] qui est fréquemment utilisée pour calculer le transport par la houle dans la zone de surf et de déferlement .

Formule de Bijker

La formulation de Bijker [Bij68] est une des premières formulations prenant en compte la combinaison de la houle et des courants. Elle permet de calculer séparément le transport solide par charriage et par suspension. Elle est adaptée de la formule de Frijlink [Fri52] pour la prise en compte d'un courant seul avec une modification de la contrainte de cisaillement sur le fond par l'intermédiaire d'un modèle d'interaction houle-courant. La direction du débit solide est donc directement obtenue à partir de celle du débit liquide. Le profil de concentration dans la partie en suspension est simplifié en considérant un équilibre permanent de la concentration.

$$\begin{aligned} q_{sc} &= \frac{C_b d}{1-n}\left(\frac{\mu\tau_c}{\rho}\right)^{0.5}\exp\left(-0.27\frac{(\rho_s-\rho)gd}{\mu\tau_{cw}}\right), \\ q_{ss} &= 1.83 q_{sc}\left(I_1 ln\left[\frac{\sqrt{33h}}{\delta}\right]\right), \end{aligned} \tag{IV.45}$$

où q_{sc}, q_{ss} : débit solide pour le charriage et la suspension,
C_b : paramètre de déferlement,
μ : paramètre de rides,
n : porosité,
τ_c : contrainte de cisaillement due au courant seul,
τ_{cw} : contrainte de cisaillement due à l'interaction houle et courant,
ρ_s, ρ : masse volumique du sédiment et de l'eau,
I_1, I_2 : intégrales d'Einstein,
$\delta = 100d/h$: épaisseur de la couche de charriage.

Le paramètre de rides est défini par l'équation IV.46

$$\mu = \left(\frac{f_{cf}}{f_{cp}}\right)^{3/2} \tag{IV.46}$$

où f_{cf} : coefficient de frottement de forme,
f_{cp} : coefficient de frottement de peau.

Le paramètre de déferlement est quant à lui défini par l'équation IV.47 :

$$\begin{aligned} C_b &= 2 && \text{si} \quad H_w/h < 0.05 \\ &= 2 + 3(H_w/h - 0.05) && \text{si} \quad 0.05 \leq H_w/h < 0.4 \\ &= 5 && \text{si} \quad 0.4 \leq H_w/h \end{aligned} \tag{IV.47}$$

où H_w : hauteur de la houle,
h : hauteur d'eau.

La contrainte de cisaillement peut être calculée à partir de différentes méthodes. Ici la méthode retenue est celle proposée par Soulsby [Sou97]. Les intégrales d'Einstein utilisées pour calculer la partie en suspension sont calculées à partir des équations IV.48

$$\begin{aligned} I_1 &= \int_\delta^1 \left(\frac{1-y}{y}\right)^A dy \\ I_2 &= \int_\delta^1 \left(\frac{1-y}{y}\right)^A \ln y \, dy \end{aligned} \tag{IV.48}$$

où $A = W_c/k(\tau_{cw}/\rho)^{0.5}$: fonction déterminant le taux de suspension,
$k = 0,41$: constante de Von Karman,
W_c : vitesse de chute des sédiments.

Formule de Soulsby-Van Rijn

La formule de Soulsby-Van Rijn décompose également le transport total en une partie transport par charriage, et une partie transport en suspension eq.IV.49 :

$$Q_{c,s} = A_{c,s}\bar{U}\left[\left(\bar{U}^2 + 2\frac{0.018}{C_D}U_0^2\right)^{0.5} - U_{cr}\right]^{2.4}. \tag{IV.49}$$

où AA_c, A_s : coefficients de transport par charriage/suspension,
$\bar{U}$: vitesse du courant moyen,
U_0 : vitesse orbitale des vagues,
U_{cr} : vitesse critique d'entraînement,
U_d : coefficient d'entraînement quadratique calculé pour le courant uniquement.

Les coefficients de transport par charriage/suspension A_c, A_s sont définis par :

$$\begin{aligned} A_c &= \frac{0.005h\,(d_{50}/h)^{1.2}}{\left((s-1)gd_{50}\right)^{1.2}} \\ A_s &= \frac{0.012d_{50}D_*^{-0.6}}{\left((s-1)gd_{50}\right)^{1.2}}, \end{aligned} \tag{IV.50}$$

et le diamètre adimensionné D_* est défini par :

$$D_* = \left(\frac{g(\rho_s/\rho-1)}{\nu^2}\right)^{1/3} d_{50}. \tag{IV.51}$$

avec ν la viscosité du fluide.

La vitesse d'entraînement critique U_{cr} est calculée à partir du diamètre moyen des grains d_{50} :

$$\begin{aligned} U_{cr} &= 0.19d_{50}^{0.1}\log_{10}\left(\frac{4h}{D_{90}}\right), \qquad \text{si } 0.1mm \le d_{50} \le 0.5mm \\ U_{cr} &= 8.5d_{50}^{0.6}\log_{10}\left(\frac{4h}{D_{90}}\right), \qquad \text{si } 0.5mm \le d_{50} \le 2.0mm. \end{aligned} \tag{IV.52}$$

Formule de Baillard

La formulation de Bailard [Bai81] repose essentiellement sur le premier modèle énergétique proposé par Bagnold [Bag66]. Cette approche a pour principale hypothèse que le débit solide est proportionnel au flux d'énergie (équation :IV.53). Le transport par charriage et le transport par suspension sont calculés séparément, le transport par charriage étant calculé via les interactions grains-grains, et le transport en suspension via la diffusion turbulente.

$$\begin{aligned} i &= i_b + i_s = K\Omega \\ K &= \frac{\epsilon_b}{\tan\phi - \tan\beta} + \frac{\epsilon_s}{W_c/U_c - tg\beta} \end{aligned} \tag{IV.53}$$

où i, i_b, i_s : respectivement débits solides totaux, par charriage et par suspension,
Ω : flux d'énergie du courant et de la houle,
$\epsilon_b \approx 0.13, \epsilon_s \approx 0.01$: efficacité du débit par charriage et par suspension,
ϕ : angle de frottement du sédiment,
W_c : vitesse de chute du sédiment,
U_c : vitesse moyenne du courant près du fond.

La formule de Bailard prend en compte l'effet de l'interaction entre la houle et le courant en utilisant la vitesse instantanée totale moyennée sur une période de houle. Cette formulation peut s'écrire sous la forme d'un vecteur débit sédimentaire volumique équationIV.54 :

$$\vec{q}_s = \frac{f_{cw}}{g(s-1)(1-n)} \left(\frac{\epsilon_c}{\tan\phi} < |\vec{u}|^2 \vec{u} > + \frac{\epsilon_c}{W_c} < |\vec{u}|^3 \vec{u} > \right) \tag{IV.54}$$

où f_{cw} : coefficient de frottement dû à l'interaction houle-courant,
$\vec{u} = \vec{U}_c + \vec{u}_w$: vitesse prés du fond prenant en compte la vitesse de la houle et du courant,
$\vec{u}_w$: vitesse instantanée de la houle,
$< \quad >$: moyenne temporelle (ici sur une période de houle).

Soulsby [Sou95] propose des paramètres d'efficacité un peu plus importants que ceux proposés par Bagnold avec $\epsilon_c = 0.2$ et $\epsilon_s = 0.025$. Le coefficient de frottement total f_{cw} peut être calculé à partir de différentes formulations. Il peut être déterminé depuis la contrainte de cisaillement total τ_{cw} proposé par Soulsby [Sou97] depuis la définition d'une contrainte de cisaillement :

$$f_{cw} = \frac{\tau_{cw}}{1/2\rho < |\vec{u}|^2 >} \tag{IV.55}$$

Formule de Kamphuis

La formule de Kamphuis ([KDNS86], [Kam91]) est une formule de calcul de la dérive sédimentaire du littoral développée à partir de données de laboratoire et de terrain. Elle est utilisée pour le calcul du transport sédimentaire longshore par la houle en zone de surf et de déferlement.

$$Q_s = 6,4.10^{-4} H_s^2 \tan(\beta)^{0,75} T_p^{1,5} D_{50}^{-0,25} \sin(2\alpha)^{0,6} \tag{IV.56}$$

avec : D_{50} le diamètre moyen du sédiment, H_s la hauteur significative de la houle, α l'angle d'incidence de la houle au point de déferlement, T_p la période pic de la houle, β la pente moyenne de l'estran dans la zone de déferlement.

IV.4 Couplage des différents codes

Le couplage entre les différents codes est un élément très important qui a une influence sur la qualité des résultats mais également le temps de calcul. Les domaines d'étude étant fortement influencés par les effets de marées et de houle, il est important que tous les processus physiques qui jouent un rôle sur l'hydrodynamique et le transport solide soient le plus précis possible.

IV.4.1 Un maillage unique

Pour chaque simulation un maillage unique est utilisé et partagé entre les différents codes. L'avantage d'utiliser un maillage unique est que les noeuds sont les mêmes dans chaque code, et qu'il n'y a donc pas besoin de procéder à une interpolation. La taille des mailles est principalement fonction de l'étude. L'objectif étant d'effectuer un suivi morphodynamique, avec des mesures de transport sédimentaire en des points très précis, la taille des mailles à l'intérieur de la zone de relevé bathymétrique est la plus fine possible, de l'ordre du relevé, soit de l'ordre du mètre. Comme il sera expliqué dans le prochain chapitre, le domaine de simulation doit être agrandi par rapport à la zone d'étude, cet agrandissement servant uniquement à éviter les perturbations provenant des conditions aux limites, il n'est pas nécessaire de conserver un maillage aussi fin. Le maillage choisi sera donc finalement un maillage de la taille du mètre pour la zone de relevé bathymétrique, et de l'ordre de la dizaine de mètre pour les agrandissements.

Un second maillage est utilisé pour les étapes de calibration et de paramétrage avec une taille de maille unique de l'ordre d'une dizaine de mètres. Ce second maillage, bien que donnant des résultats moins précis (en particulier pour le transport sédimentaire), est nécessaire pour réduire fortement le temps de calcul lors des étapes de calibrations et de validations.

La taille des agrandissements de domaine réalisés sera expliquée et décrite plus en détail dans le prochain chapitre.

IV.4.2 Différents pas de temps

Le meilleur choix de pas de temps revient à choisir le pas de temps le plus faible des trois codes. Ce pas de temps est celui du code de Telemac2D définit par la condition CFL Eq.IV.12. La taille des mailles étant de l'ordre de grandeur

du mètre et les vitesses de courant de magnitude maximale de l'ordre du mètre par seconde, le pas de temps est donc d'environ une seconde.

Cependant, un pas de temps aussi faible entraîne un temps de calcul très élevé, notamment pour le modèle de propagation de houle qui résout un système de NF fréquences (environ 20) multiplié par ND (entre 12 et 36) directions à chaque noeud. La durée du temps de calcul est donc principalement définie par la durée du temps de calcul de Tomawac. Le modèle de propagation de houle avec les méthodes spectrales ne nécessite pas en général d'un pas de temps aussi faible et est généralement utilisé avec un pas de temps de l'ordre de la centaine de secondes. Cependant les plages du nord de la France sont caractérisées par un marnage important et des plages à faible pente ce qui se traduit par une évolution rapide du niveau d'eau selon l'axe perpendiculaire à la plage. Cela implique un changement rapide, selon le même axe, de la condition de maille sèche ou mouillée et donc que le pas de temps entre l'échange d'information entre les différents codes ne soit pas trop élevé.

Le modèle de transport de sédiment et d'évolution du fond est peu coûteux en temps de calcul (comparé à Telemac2D et Tomawac avec le même pas de temps) et peut donc être pris avec le même pas de temps que Telemac2D. Considérant que l'évolution du fond sera faible il n'est pas nécessaire de coupler les deux codes à chaque pas de temps ce qui serait une opération coûteuse.

IV.5 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons vu les différents codes utilisés pour modéliser les phénomènes physiques à prendre en compte pour une étude hydrodynamique et la morphodynamique côtière. Le code de Telemac2D permet de prendre en compte les effets de la marée ainsi que les courants de houle. La houle est quant à elle modélisée par une méthode spectrale de type JONSWAP et enfin, le transport de sédiment et l'évolution du fond sont modélisés à l'aide de SISYPGE. Ces trois codes sont couplés afin de prendre en compte directement les effets de chaque code sur les autres.

De nombreux paramètres de simulation doivent être déterminés pour chaque code, de plus des conditions aux limites. Prendre en compte les différentes interactions via le couplage rend plus difficile le paramétrage compte tenu du fait que la houle influe sur le courant et inversement, ainsi que l'évolution du fond agit sur les deux autres codes.

Chapitre V

Paramétrage et validation des modèles hydrodynamiques

« C'est la théorie qui décide de ce que nous pouvons observer. »

Albert Einstein

Sommaire

V.1 Génération du courant de marée 88
V.1.1 Modèle par hauteur d'eau imposée 88
V.1.2 Niveau d'eau sur la plage de Hardelot 91
V.1.3 Niveau d'eau sur la plage de Zuydcoote 91
V.2 Détermination du coefficient de Strickler 93
V.2.1 À partir des mesures ADCP 94
V.2.2 Comparaison avec les simulations 96
V.3 Génération des houles 100
V.3.1 Propagation depuis un modèle plus grand 100
V.3.2 Méthode paramétrique 101
V.3.3 Données depuis un profil cross-shore central 101
V.3.4 Modification pour la prise en compte des interactions avec le modèle hydrodynamique 101
V.4 Paramétrisation des formules de transport solide 105
V.4.1 Paramétrisation de la formule de Bailard 105
V.4.2 Paramétrisation de la formule de Bijker 105
V.4.3 Paramétrisation de la formule de Kamphuis 106
V.5 Conclusion 107

Paramétrage et validation des modèles hydrodynamiques

Comme présenté dans la section précédente, les modèles hydrodynamiques dépendent de nombreux paramètres, mais nécessitent également un travail particulier d'initialisation ainsi que de traitement des conditions aux limites. Dans cette partie, ces points seront abordés, notamment la méthode choisie pour générer les courants de marée, ainsi que la paramétrisation des conditions aux limites pour le modèle de houle à partir des mesures in-situ. La méthode utilisée pour calibrer les formules de transport, notamment les formules de Bailard, Bijker et Kamphuis, sera également abordée.

V.1 Génération du courant de marée

Les vitesses des courants générés par la marée dépendent essentiellement de deux facteurs, la force génératrice de la marée et le coefficient de frottement. Il est donc important que ces effets soient déterminés le plus précisément possible lors des simulations.

V.1.1 Modèle par hauteur d'eau imposée

Dans notre modèle numérique, les courants de marées sont générés en imposant une différence de hauteur d'eau entre les conditions aux limites perpendiculaires (cross-shore) à la plage et en imposant un débit nul sur les limites parallèles (longshore) à la plage. Compte tenu de la taille du domaine, de l'ordre du kilomètre, et du type de marée semi-diurne sur les côtes françaises, cette différence de niveau d'eau est très faible, d'environ quelques millimètres et doit donc être déterminée avec précision.

La force génératrice de la marée est composée de deux forces, la force d'attraction gravitationnelle exercée par les différents astres (et principalement la lune) sur les océans et de la force centrifuge. Il est possible de calculer ces différentes forces pour déterminer un niveau d'eau local et donc une différence de niveau d'eau. Cette méthode, précise pour déterminer les coefficients de marée est peu adaptée à nos simulations dans un petit domaine proche des côtes. Nous avons donc choisi de calculer les marées à partir de marégraphes situés de part et d'autre de notre domaine.

La figure V.1 représente l'évolution de la marée réelle dans la manche avec en

bleu, les lignes d'iso-marnage représentant une valeur égale de marnage, et en rouge, les lignes cotidales représentant les points se trouvant en pleine mer à la même heure. Ces lignes cotidales dans la zone entre Hardelot et Zuydcoote sont plutôt perpendiculaires à la côte ce qui permet de calculer un décalage en temps entre les limites de nos domaines de simulations. Pour déterminer ce déphasage, les bases de données du SHOM (Service Hydrographique et Océanographique de la Marine) ont été utilisées et notamment les marégraphes situés sur la Côte d'Opale.

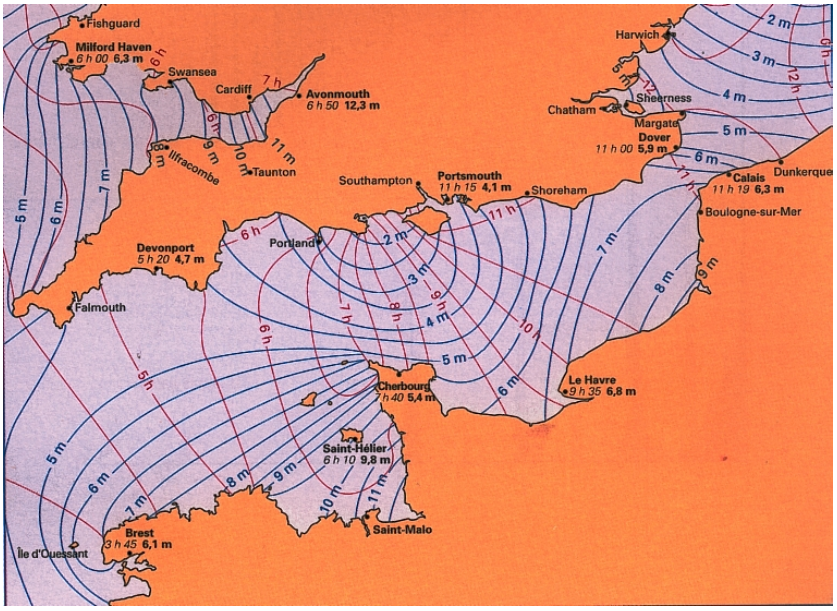

FIGURE V.1 – Évolution de la marée réelle dans la manche (*source Ifremer*).

Méthode de calcul des niveaux d'eau

La méthode utilisée pour calculer le niveau d'eau général et la différence de hauteur d'eau entre les limites perpendiculaires à la plage consiste en trois étapes :

— Calcul du niveau d'eau moyen à partir des données des appareils de mesures situés au large ;

— Calcul de la vitesse de propagation de l'onde de marée à partir des marégraphes du SHOM ;

— Calcul de la différence de hauteur d'eau dans le domaine.

Les deux S4 ont été placés au large, à environ 500-1000 mètres de la plage lors des deux campagnes de mesures. Ils permettent d'avoir une bonne mesure du niveau d'eau et de l'onde de marée au niveau des sites d'études.

La méthode utilisée pour calculer la propagation de l'onde marée consiste à calculer le temps mis par l'onde pour se propager entre les différents marégraphes du SHOM utilisés (Fig. V.2). À partir de la position des marégraphes et de la taille du domaine de simulation, on peut déterminer le temps T_t que met l'onde pour traverser le domaine :

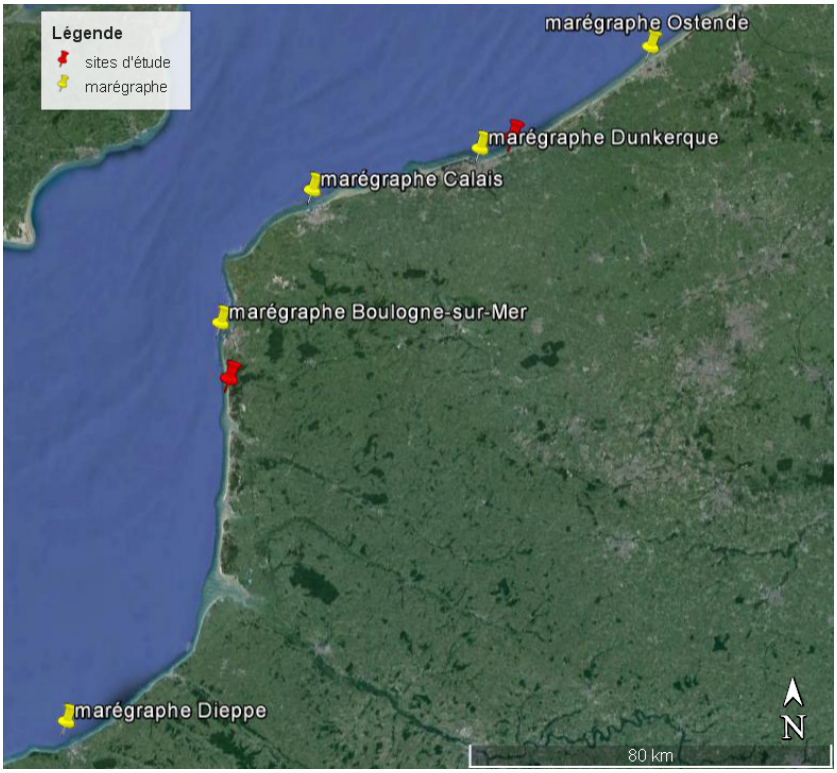

FIGURE V.2 – Position des marégraphes utilisés (*source SHOM, image Google Earth*).

$$T_t = \frac{\text{temps de décalage entre deux marégraphes}}{\text{distance entre les deux marégraphes}} \text{ X taille du domaine} \qquad (V.1)$$

À partir de ce temps T_t on peut calculer une différence de niveau d'eau par rapport aux mesures des S4 en utilisant une interpolation linéaire avec la mesure de niveau d'eau précédente et la suivante (Fig.V.3).

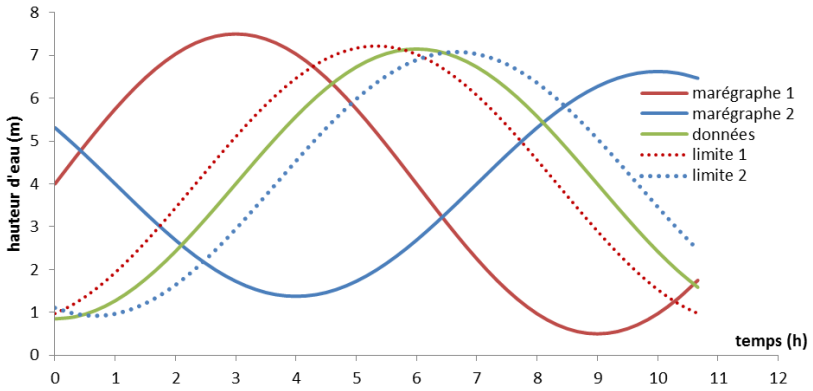

FIGURE V.3 – Schéma de la méthode pour calculer le temps de parcours de l'onde entre deux marégraphes.

Sur la figure les marégraphes 1 et 2 en traits pleins représentent les données extraites depuis des marégraphes fictifs représentatifs et les lignes en pointillés les valeurs calculées sur les limites d'un domaine de simulations à partir des données de la courbe de mesure.

Il est également possible d'effectuer la même démarche en utilisant plus de deux marégraphes pour avoir une meilleure précision. Cette méthode a l'inconvénient de lisser les hauteurs d'eau à la pleine mer et à la basse mer.

V.1.2 Niveau d'eau sur la plage de Hardelot

Pour le calcul du niveau d'eau aux conditions aux limites du domaine de simulation de Hardelot, les données des marégraphes de Dieppe et de Boulogne-Sur-Mer ont été utilisées. Le temps mis par l'onde de marée pour passer d'un point à l'autre est de 27 minutes, ce qui permet donc de calculer une différence de hauteur d'eau entre les conditions au limites en fonction de la taille du domaine de simulation souhaitée. Pour un domaine de 3 km, on obtient les résultats présentés sur la figure V.4.

V.1.3 Niveau d'eau sur la plage de Zuydcoote

Pour le calcul du niveau sur le domaine de simulation de Zuydcoote, les données des marégraphes de Calais, Dunkerque et Oostende ont été utilisées. Pour un domaine de 3 km, on obtient les résultats présentés sur la figure Fig.V.5.

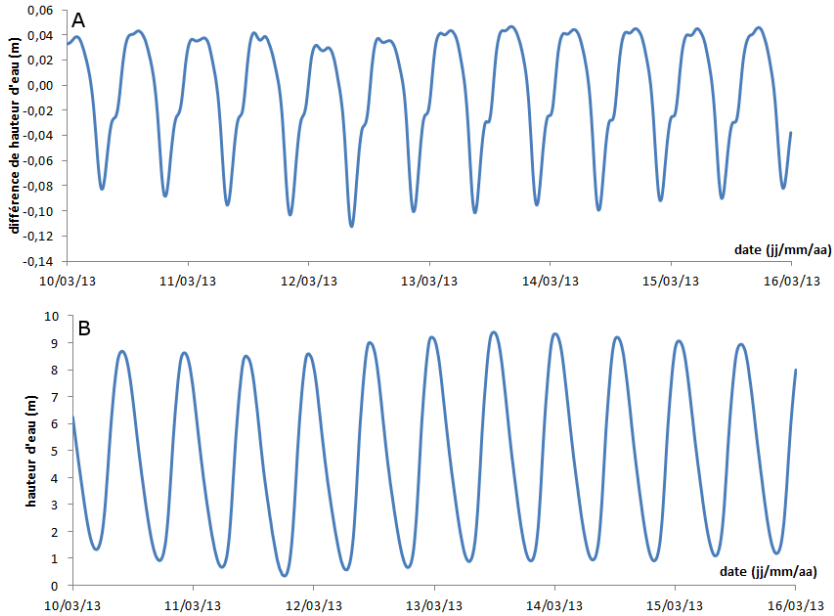

FIGURE V.4 – A) Différence de hauteur d'eau (m) et B) hauteur d'eau(m) imposées aux conditions aux limites pour la plage de Hardelot.

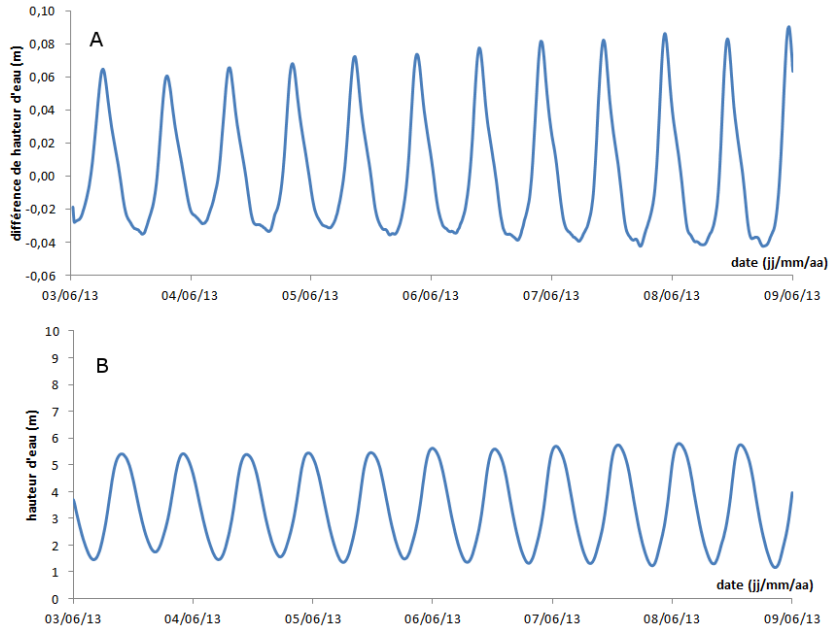

FIGURE V.5 – A) Différence de hauteur d'eau (m) et B) hauteurs d'eau(m) imposées aux conditions au limites pour la plage de Zuydcoote.

V.2 Détermination du coefficient de Strickler

La vitesse de cisaillement u_* sur le fond est rattachée à la vitesse moyenne du fluide par la relation :

$$\tau_0 = \rho C_D \bar{U}^2 = \rho u_*^2 \tag{V.2}$$

Dans nos simulations la loi de Manning-Strickler [MGPVH90] a été utilisée pour calculer le coefficient de frottement C_D en remplaçant le coefficient de frottement par le coefficient de Chésy C_c avec :

$$C_c = \sqrt{\frac{g}{C_D}} \tag{V.3}$$

et

$$C_c = KR_h^{1/6} \tag{V.4}$$

Avec R_h le rayon hydraulique pris égal à la hauteur d'eau h pour des canaux très larges et K le coefficient de Strickler. Il est donc nécessaire de déterminer le coefficient de Strickler sur nos sites d'études.

Différentes loi existent pour calculer le coefficient de frottement à partir de la longueur de rugosité du lit, z_0. La loi suivante est souvent utilisée :

$$C_D = \alpha \left(\frac{z_0}{h}\right)^{\beta} \tag{V.5}$$

Différentes valeurs de α et β existent dans la littérature :

- Manning-Strickler [MGPVH90] : $\alpha = 0,0474$, $\beta = 1/3$
- Dawson [DJS83] : $\alpha = 0,0190$, $\beta = 0,208$
- Soulsby [Sou97] : $\alpha = 0,0415$, $\beta = 2/7$

Une autre loi est communément utilisée dans le cas d'un profil de vitesse logarithmique :

$$C_D = \left[\frac{\kappa}{1 + \ln(z_0/h)}\right]^2 \tag{V.6}$$

Avec $\kappa = 0,40$ la constante de von Karman.

Pour l'ensemble de ces lois (Fig. V.6), le coefficient de frottement est calculé à partir de la longueur de rugosité du lit z_0 qui doit donc être déterminée à partir des mesures in-situ ou de la table III.1.

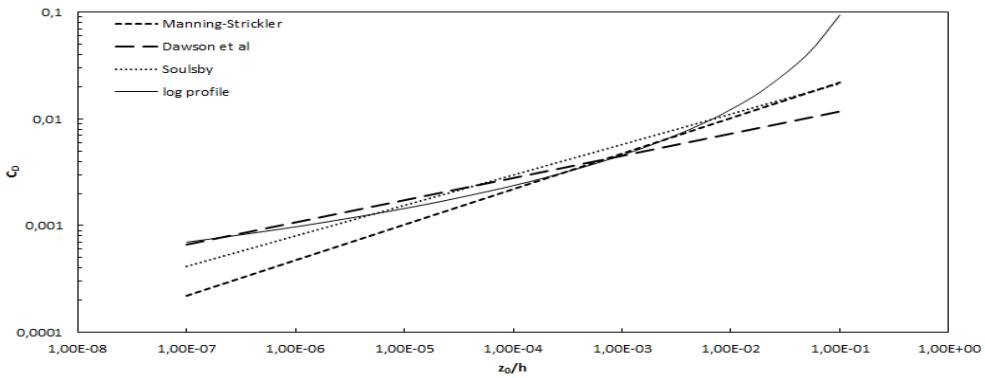

FIGURE V.6 – Évolution du coefficient C_D en fonction du rapport z_0/h pour les différentes lois présentées.

V.2.1 À partir des mesures ADCP

Les ADCP permettent de mesurer le profil de vitesse dans la colonne d'eau. Ce profil de vitesse peut être écrit en fonction de la vitesse de cisaillement au fond u_* et de la longueur de rugosité pour un profil logarithmique :

$$U(z) = \frac{u_*}{\kappa} \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \tag{V.7}$$

Cette équation est valable uniquement dans les premiers 30% de la hauteur d'eau au dessus du fond dans les conditions d'eau peu profonde.

Il est possible de réécrire l'équation V.7 sous la forme :

$$U(z) = \frac{u_*}{\kappa} \ln z - \frac{u_*}{\kappa} \ln z_0 \tag{V.8}$$

En utilisant une régression linéaire de la forme $y = mx + c$ avec $U(z)$ en y et $\ln z$ en x, on peut déterminer $u_* = m\kappa$ et $z_0 = exp(-c/m)$. On peut donc calculer z_0 pour chaque ADCP en privilégiant les moments avec la plus grande profondeur (pleine mer) et les houles les plus faibles sans déferlement. Pour s'assurer d'être dans une situation où la houle a peu d'influence, on se placera dans des situations où la houle est faible au large, et faible au-dessus de l'appareil de mesure.

Coefficient de Strickler sur la plage de Hardelot

On peut déduire ces instants à partir de la figure Fig. V.7 qui représente la hauteur de houle significative au large, la hauteur de houle significative et la hauteur d'eau au niveau de l'appareil.

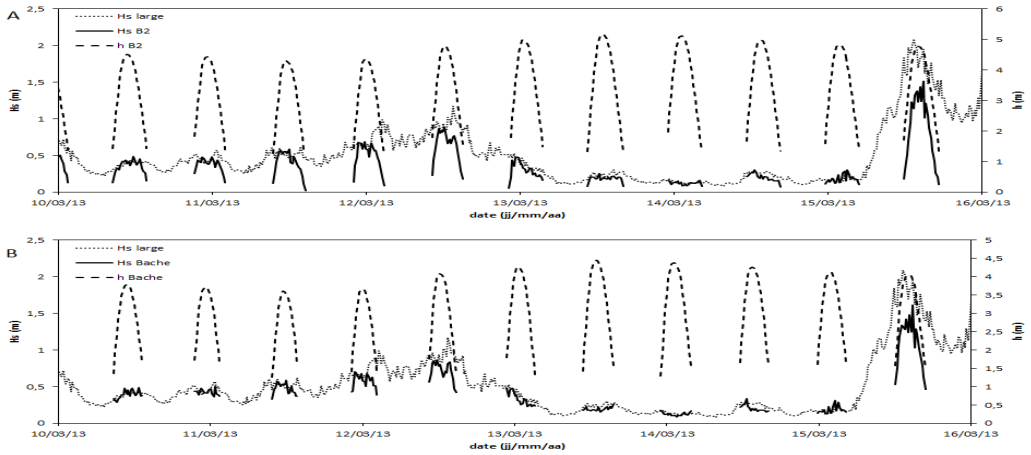

FIGURE V.7 – Hardelot, hauteur de houle au large et hauteur d'eau au niveau de A) ADCP B2 B) ADCP bâche.

Pour le site de Hardelot, la période du 13 mars 2013 au 14 mars 2013 est la période qui correspond le plus aux critères prédéfinis au moment de la pleine mer. On peut donc estimer z_0 en traçant U(z) en fonction de ln(z) pour les premiers 30% de la hauteur d'eau (figures Fig. V.8 et Fig. V.9). La longueur de ru-

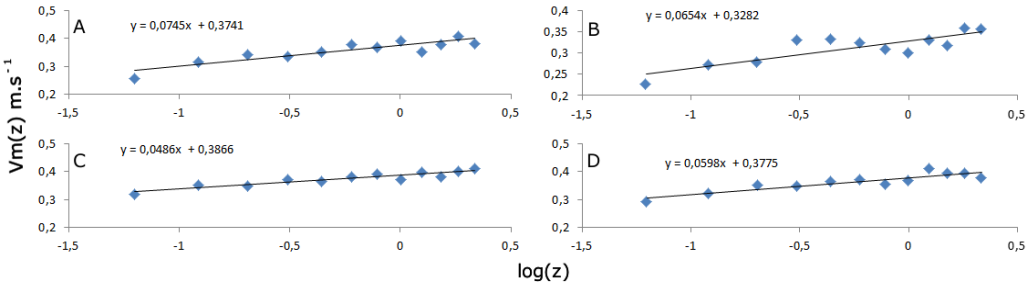

FIGURE V.8 – U(z) en fonction de ln(z) au niveau de l'ADCP dans la bâche. A) le 13/03/13 à 00h30 ; B) Le 13/03/13 à 12h45 ; C) Le 14/03/13 à 01h00 ; D) Le 13/03/13 à 13h30

gosité varie de 0,3 à environ 6 millimètres ce qui correspond à des coefficients K allant de 35 à 55 $m^{1/3}s^{-1}$.

Coefficient de Strickler sur la plage de Zuydcoote

La même méthode ne peut pas être utilisée sur le site de zuydcoote, la houle jouant un rôle prédominant au niveau des deux ADCP, leur hauteur d'eau étant

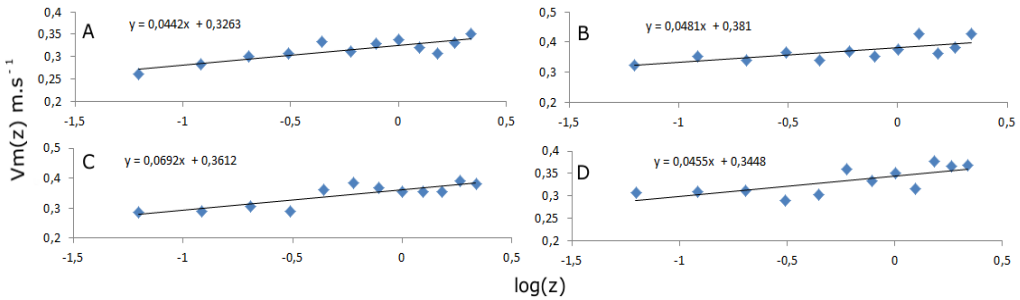

FIGURE V.9 – U(z) en fonction de ln(z) au niveau de l'ADCP B2. A) le 13/03/13 à 00h30 ; B) Le 13/03/13 à 12h45 ; C) Le 14/03/13 à 01h00 ; D) Le 13/03/13 à 13h30

trop faible, et étant placés au-delà de la limite de déferlement : Fig. V.10.

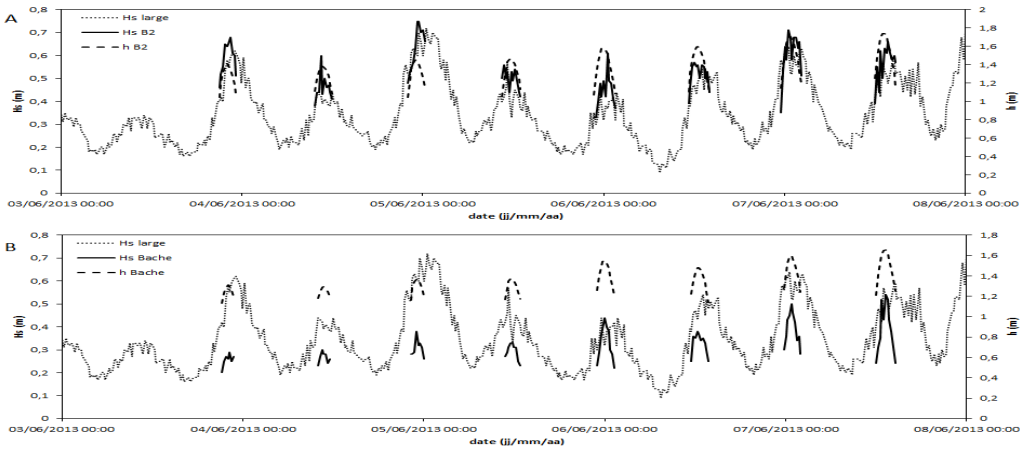

FIGURE V.10 – Zuydcoote, hauteur de houle au large et hauteur d'eau au niveau de A) ADCP B2 B) ADCP bâche.

Le coefficient de Strickler K sera pris du même ordre de grandeur que sur la plage de Hardelot, soit compris entre 35 et 55 $m^{1/3}s^{-1}$.

V.2.2 Comparaison avec les simulations

L'objectif dans cette partie est de réaliser des simulations avec les hauteurs d'eau aux limites présentées dans la partie précédente et en faisant varier le coefficient de Strickler sur la gamme de valeurs issues des mesures in-situ. Pour ces simulations, uniquement les courants dus à la marée sont modélisés, sans les houles et le transport de sédiment. Pour les ADCP, la vitesse moyenne est calculée en intégrant le profil de vitesse dans la colonne d'eau. Pour les Vale-

ports, une vitesse moyenne est calculée à partir des longueurs de rugosité z_0 et des coefficients de Strickler déterminés précédemment.

Simulation des courants de marée sur la plage de Hardelot

La figure V.11 représente les courants longshore dus uniquement à la marée sur la plage de Hardelot, générés à partir des données calculées précédemment.

La vitesse longshore positive représente le courant de flot orienté vers le Nord, et la vitesse négative (en fin de marée) le courant de jusant. Les périodes de faibles profondeurs qui représentent essentiellement le courant de jusant et la première heure ou les appareils sont en immersion sont à exclure pour la calibration du coefficient de Strickler. On compare donc principalement le courant de flot et sa valeur maximum. On observe sur ces périodes une meilleure corrélation pour un coefficient de Strickler de K = $50 m^{1/3}.s^{-1}$, on utilisera donc ce coefficient dans les simulations avec la houle et la morphodynamique.

Simulation des courants de marée sur la plage de Zuydcoote

La figure V.12 représente les courants longshore dus uniquement à la marée sur la plage de Zuydcoote, générés à partir des données de marée calculées précédemment.

La vitesse longshore positive représente le courant de flot orienté vers l'Est, et la vitesse négative (en fin de marée) le courant de jusant orienté vers l'Ouest. Compte tenu de la position des appareils et de leur faible immersion à marée haute les vitesses mesurées semblent être dominées par les effets de la houle, surtout pour les deux ADCP en B2 et dans la bâche, ainsi que le Valeport barre B1. Le coefficient Strickler K = $50 m^{1/3}.s^{-1}$ déterminé pour la plage de Hardelot sera conservé pour cette plage (ce coefficient générant des vitesses acceptables pour l'appareil installé le plus bas sur la plage, le Valeport en B3).

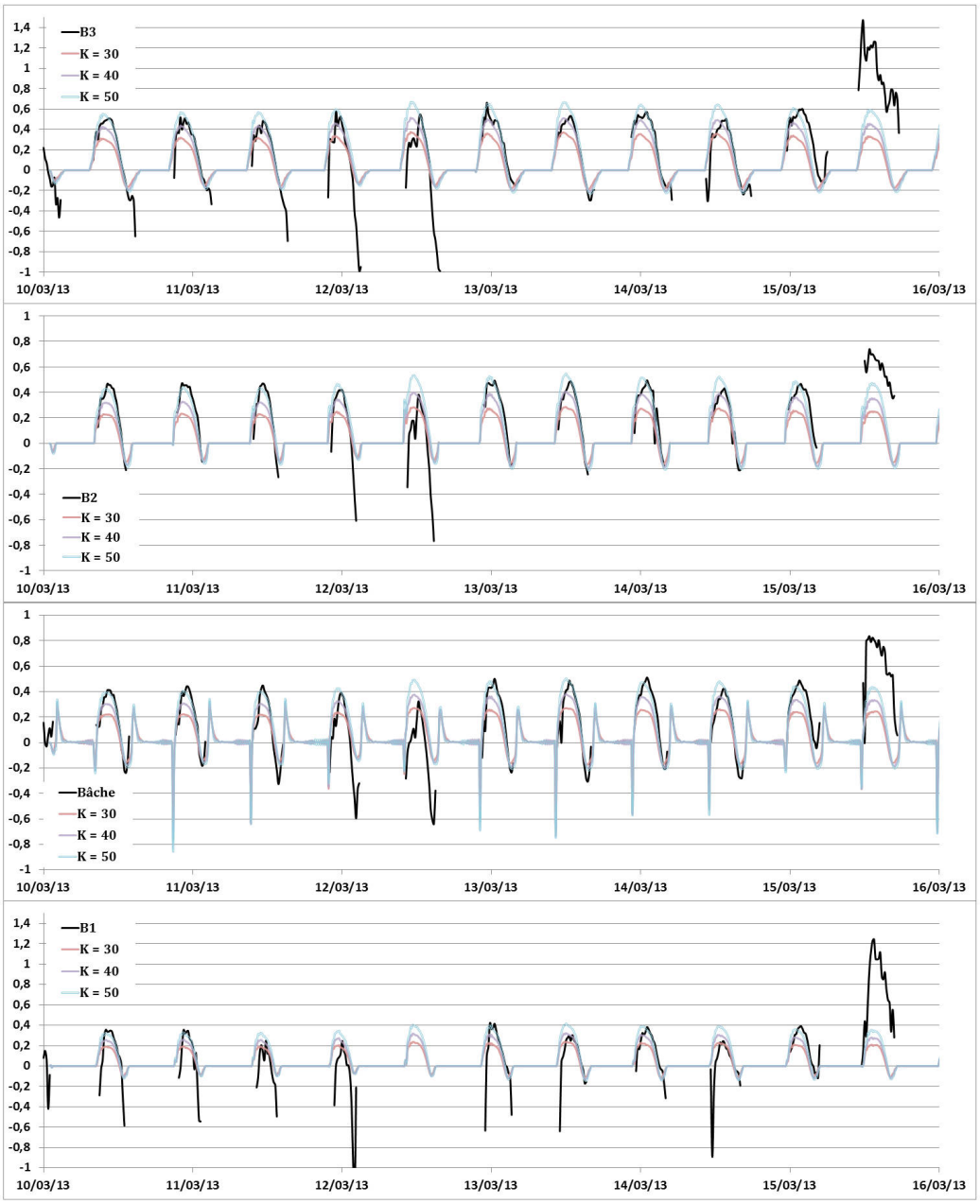

FIGURE V.11 – Vitesse longshore en $m.s^{-1}$ due à la marée sur la plage de Hardelot au niveau des différents appareils pour différents coefficients de Strickler en $m^{1/3}.s^{-1}$

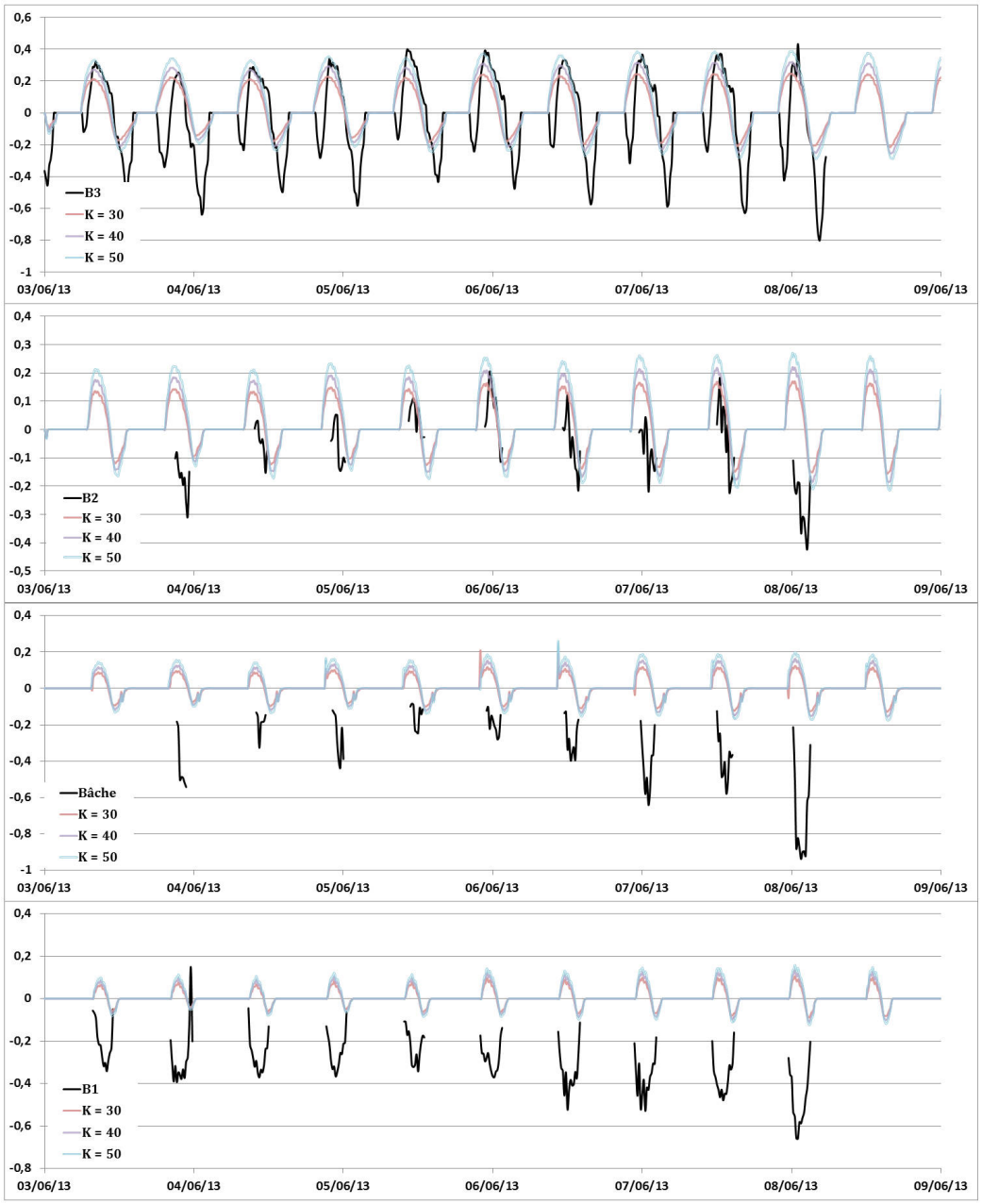

FIGURE V.12 – Vitesse longshore en $m.s^{-1}$ due à la marée sur la plage de Zuydcoote au niveau des différents appareils pour différents coefficients de Strickler en $m^{1/3}.s^{-1}$

V.3 Génération des houles

Les conditions aux limites pour la génération des vagues sont les plus difficiles à paramétrer. Le spectre utilisé pour les houles est un spectre JONSWAP :

$$\mathrm{E}(f) = \alpha_{phil}\mathrm{H}_{m0}^2 \frac{f_p^4}{f^5}.exp\Big[-\frac{5}{4}\Big(\frac{f_p}{f}\Big)^4\Big]\gamma_j^{exp\left[\frac{(f-fp)^2}{2\sigma^2 f_p^2}\right]} \tag{V.9}$$

avec :

$$\begin{aligned} \sigma &= 0,07 \quad \text{pour} \quad f < f_p \\ \sigma &= 0,09 \quad \text{pour} \quad f > f_p \\ \alpha_{phil} &= \frac{0.0624}{0.23 + 0.0336\gamma_j - \frac{0.185}{1.9+\gamma_j}} \end{aligned} \tag{V.10}$$

— f_p fréquence pic de la houle ;

— $\gamma_j = 3,3$ facteur de pic aux limites ;

— H_{m0} hauteur significative de la houle aux limites ;

Les conditions de vagues entrantes dans les domaines par les bords situés à l'opposé des plages (bord ouest à Hardelot, et nord-nord-ouest à Zuydcoote) figures III.9 et III.11 sont paramétrées en utilisant les données issues des S4 au large. Les paramètres sur les bords cross-shore doivent être déterminés et doivent prendre en compte la diminution de profondeur, qui entraîne un alignement des houles en direction de la plage, une réduction de l'étalement directionnel, qui se traduit par un spectre plus resserré et une variation sur la hauteur significative, H_s. Pour palier à ce problème, plusieurs stratégies peuvent être utilisées :

— Propagation depuis un modèle plus grand ;

— Une méthode paramétrique ;

— Utiliser les résultats depuis un profil de plage cross-shore central.

V.3.1 Propagation depuis un modèle plus grand

L'utilisation d'un modèle de plus grande emprise nécessite de réaliser une première fois les simulations de marées et de vagues sur un domaine assez grand pour que les noeuds du modèle réduit ne soient pas influencés pas les paramètres des conditions aux limites sur les bords cross-shore. On peut ensuite utiliser les paramètres calculés sur nos noeuds comme nouvelles conditions

aux limites à la manière d'une descente d'échelle. Cette méthode présente l'avantage de rester consistante avec le modèle de propagation utilisé et d'éviter les discontinuités, mais nécessite de faire deux fois les simulations dont une fois sur un modèle de plus grande emprise.

Cette méthode n'a pas été utilisée car elle nécessite de réaliser deux fois chaque simulation, ce qui serait dans notre cas trop coûteux en temps, notamment pour les simulations où l'on fait varier l'indice de déferlement.

V.3.2 Méthode paramétrique

La seconde méthode consiste à calculer les différents paramètres des vagues depuis différentes lois de propagation en prenant en compte l'orientation des vagues ainsi que l'évolution de la hauteur significatives des vagues. Ces calculs peuvent être faits à partir des abaques proposés par [JOI48, Man84b] tels que la figure V.13 qui permet d'estimer la direction des vagues qui se rapprochent de la côte en fonction de la direction principale plus au large et de la période.

Le principal inconvénient de cette méthode est qu'elle nécessite de recalculer l'ensemble des paramètres pour chaque noeud de bord à chaque pas de temps en fonction de l'évolution de la marée et de la direction principale au large.

V.3.3 Données depuis un profil cross-shore central

La dernière méthode proposée consiste à récupérer les données de vagues depuis un profil central, et de les projeter sur les conditions aux limites, notre domaine étant parfaitement rectangulaire. Cette méthode présente l'avantage de pouvoir être réalisée pendant la simulation et de fournir l'ensemble des paramètres (la direction, l'étalement directionnel, la période, et la hauteur significative) en même temps. Le profil utilisé pour chaque campagne de mesures correspond au profil central sur lequel les appareils de mesures sont placés. Les données sont récupérées au pas de temps précédent ce qui implique la nécessité d'utiliser un pas de temps assez faible. Les figures Fig.V.14 et Fig.V.15 représentent l'influence de la correction sur les directions et sur les hauteurs significatives.

V.3.4 Modification pour la prise en compte des interactions avec le modèle hydrodynamique

Comme présenté au début de ce chapitre, les courants de marée sont générés à partir d'une différence de hauteur entre les conditions aux limites ce qui

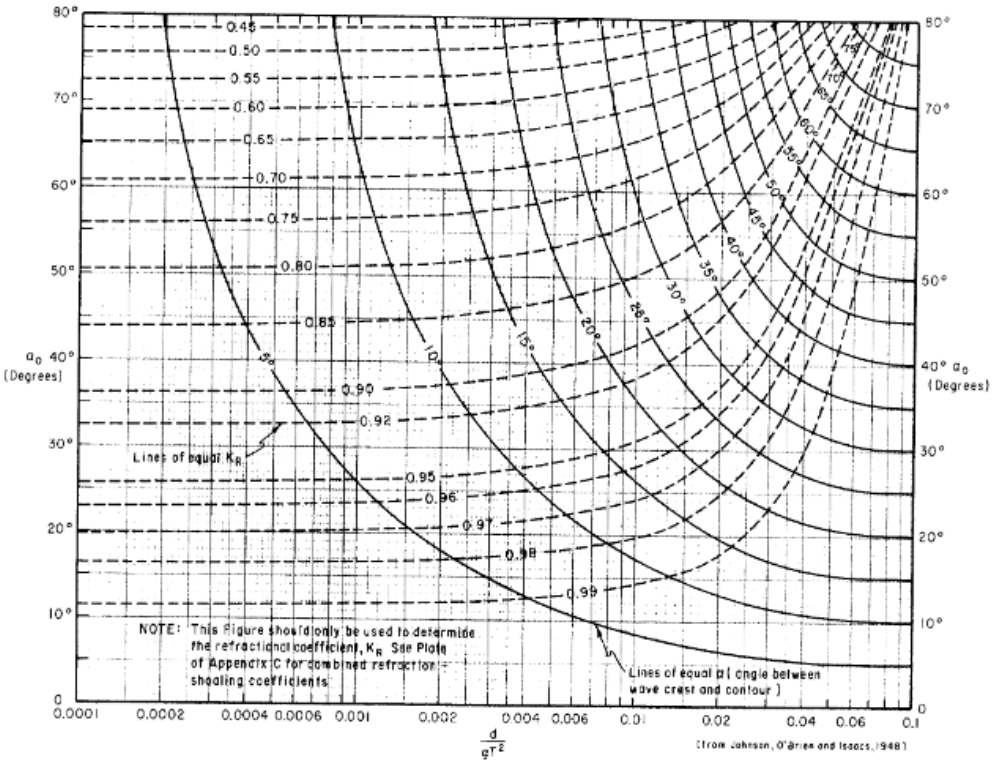

FIGURE V.13 – Estimation de la direction principale de la houle en fonction de la direction au large et du rapport profondeur période [JOI48]

est une condition faible. Lors du couplage avec la houle, et notamment lors de la prise en compte des courants, les forts courants générés peuvent entraîner des instabilités au niveau des conditions aux limites qui peuvent se propager dans le domaine d'étude (Fig.V.16).

Pour palier à ce problème les courants générés par la houle sont atténués à l'approche des conditions aux limites avec une loi linéaire et les domaines ont été agrandis dans la direction longshore afin que l'atténuation ne perturbe pas le domaine d'étude (Fig..V.17).

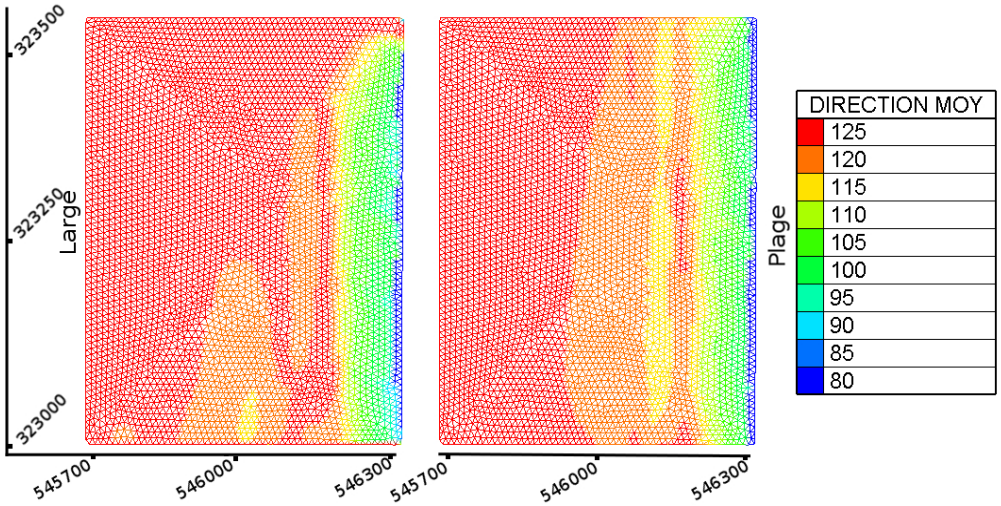

FIGURE V.14 – Correction aux limites de la direction principal des vagues en degrés sur la plage de Hardelot, à gauche : sans correction ; à droite : corrigé depuis le profil central

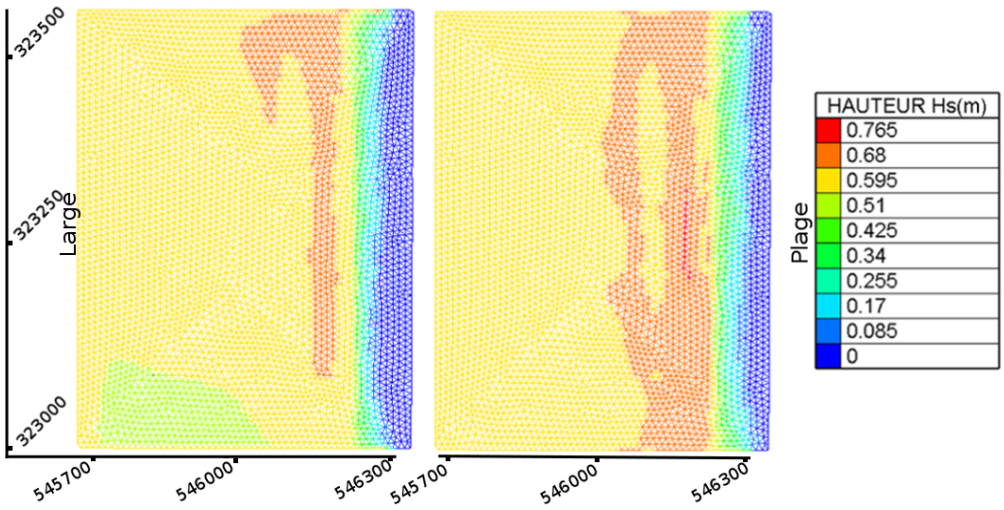

FIGURE V.15 – Correction aux limites de la hauteur significative des vagues sur la plage de Hardelot, à gauche : sans correction ; à droite : corrigé depuis le profil central

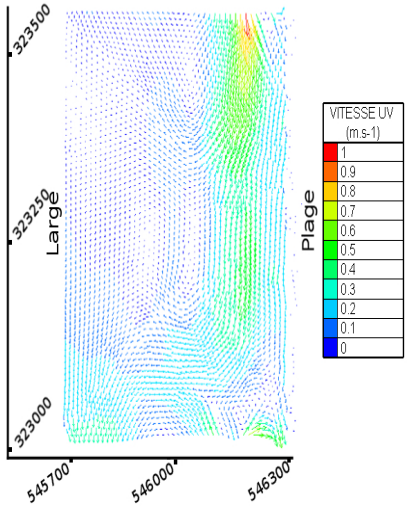

FIGURE V.16 – Courant instable généré par le déferlement à proximité des conditions aux limites

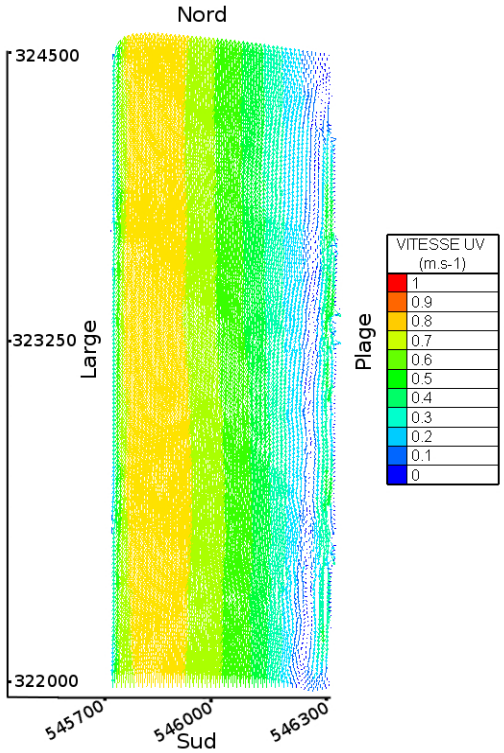

FIGURE V.17 – Courant de houle atténué à l'approche des conditions aux limites

V.4 Paramétrisation des formules de transport solide

Les formules de transport solide sont par défaut paramétrées mais de nombreuses variations existent pour chacune d'elles. Nous avons donc choisi de paramétrer certaines formules à l'aide des piégeages réalisés. La calibration est effectuée à partir de certains jours de mesures. La journée du 10 mars pour Hardelot VI.1 et les journées du 4 et du 6 juin pour la plage de Zuydcoote VII.1. Ces journées ont été choisies pour leurs représentativités de l'ensemble des journées de mesures. Une calibration unique est retenue par formule pour les deux plages, les plages étant assez similaires avec cependant des conditions énergétiques différentes avec de grandes variations pendant les mesures à Hardelot. La calibration est réalisée à partir de l'indice de déferlement fournissant les meilleurs résultats (présentés dans les deux chapitres suivants) avec pour Zuydcoote $\gamma = 0,4$ et pour Hardelot $\gamma = 0,55$.

V.4.1 Paramétrisation de la formule de Bailard

La formule de Bailard peut être adaptée à partir de ϵ_b et ϵ_s les coefficients d'efficacité par charriage et par suspension. Ils permettent d'ajuster l'influence des effets de la houle et de la vitesse instantanée moyenne sur le transport solide. Bagnold [Bag66] a défini des valeurs $\epsilon_b \approx 0.13, \epsilon_s \approx 0.01$ et Soulsby [Sou95] $\epsilon_c = 0.2$ et $\epsilon_s = 0.025$. La paramétrisation est effectuée en réalisant les simulations avec les deux valeurs proposées puis en faisant varier l'une puis l'autre. Les valeurs finales retenues sont comprises dans la gamme de valeurs proposées : $\epsilon_c = 0.16$ et $\epsilon_s = 0.015$.

V.4.2 Paramétrisation de la formule de Bijker

Le coefficient de prise en compte du déferlement C_b de la formule de Bijker est également ajusté. Dans cette formulation il est défini par :

$$\begin{aligned} C_b &= 2 && \text{si} \quad H_w/h < 0.05 \\ &= 2 + 3(H_w/h - 0.05) && \text{si} \quad 0.05 \leq H_w/h < 0.4 \\ &= 5 && \text{si} \quad 0.4 \leq H_w/h \end{aligned} \tag{V.11}$$

Cette formulation est adaptée pour chaque indice de déferlement γ présenté dans les chapitres suivants en retenant $C_b = 5$ en déferlement et sinon variant linéairement entre 2 et 5 en fonction du rapport H_w/h. La formulation

ci-dessus étant définie pour un indice $\gamma \approx 0,5$, des valeurs similaires sont retenues avec pour $\gamma = 0,4$, $C_b = 5$ pour $H_w/h > 0,4$ et pour $\gamma = 0,78$, $C_b = 5$ pour $H_w/h > 0,68$.

V.4.3 Paramétrisation de la formule de Kamphuis

La formule de Kamphuis est adaptée en utilisant un facteur linéaire ϵ défini également en fonction de l'indice de déferlement, avec $\epsilon = 1$ pour $H_w/h = \gamma$ et $\epsilon = 0$ pour $H_w/h < 0,5\gamma$ soit sous la forme :

$$\begin{aligned} \epsilon &= 0 && \text{si} \quad H_w/h < 0,5\gamma \\ &= \frac{H_w/h}{\gamma} && \text{si} \quad H_w/h < \gamma \\ &= 1 && \text{sinon} \end{aligned} \tag{V.12}$$

V.5 Conclusion

Les méthodes pour calibrer le modèle ont été présentées dans ce chapitre, notamment celle choisie pour la prise en compte des courants de marée ainsi que les paramètres du spectre de houles aux limites.

Les courants de marée sont générés en imposant une différence de hauteur d'eau entre les conditions aux limites cross-shore, et en imposant un débit nul sur la condition située au large. La différence de hauteur d'eau est calculée à partir de données extérieures. Ces courants ont ensuite été calibrés, notamment le coefficient de Strickler utilisé, avec les données issues des campagnes de terrain.

Les houles sont générées à partir des données des appareils installés au large avec un traitement particulier pour les bords cross-shore pour prendre en compte la diminution de la profondeur.

Le domaine a été agrandi par rapport au relevé topographique initial. Dans la direction de la pente de la plage, l'agrandissement va jusqu'à l'emplacement des S4 au large, et un agrandissement plus important est effectué parallèlement à la plage afin que les conditions aux limites, et les perturbations possibles, aient le moins d'influence possible sur le domaine de simulation. De plus cette agrandissement réduit l'erreur commise sur la génération du courant de marée qui dépend directement de la taille du domaine.

Chapitre VI

Comparaisons mesures in-situ et simulations numériques sur la plage de Hardelot

« *Le doute est père de création* »

Galilée

Sommaire

VI.1 Méthodologie 110
VI.2 Comparaisons de la houle 115
VI.3 Comparaisons de la vitesse longshore 119
VI.4 Comparaisons des flux de sédiments 124
VI.5 Comparaisons morphodynamique 130
VI.6 Analyse des résultats 137
VI.6.1 Méthode d'évaluation des résultats 137
VI.6.2 Analyse hydrodynamique 137
VI.6.3 Analyse morphodynamique 138
VI.7 Conclusion 140

Comparaisons mesures in-situ et simulations numériques sur la plage de Hardelot

VI.1 Méthodologie

La campagne de mesures de Hardelot a été réalisée sur la période du 10 au 16 mars 2013. Les appareils ont été placés de la même manière que sur la plage de Zuydcoote, avec 2 courantomètres-houlographes S4 placés au large à une profondeur moyenne de 10 mètres pour avoir les données de houle en entrée du domaine. Les deux courantomètres Valeports et les deux ADCP ont été répartis sur un profil de la plage (Fig.VI.1) avec un Valeport sur la barre supérieure, noté B1, un ADCP dans la bâche, un ADCP sur la barre centrale noté B2, et un Valeport sur la partie inférieure de cette même barre noté B3.

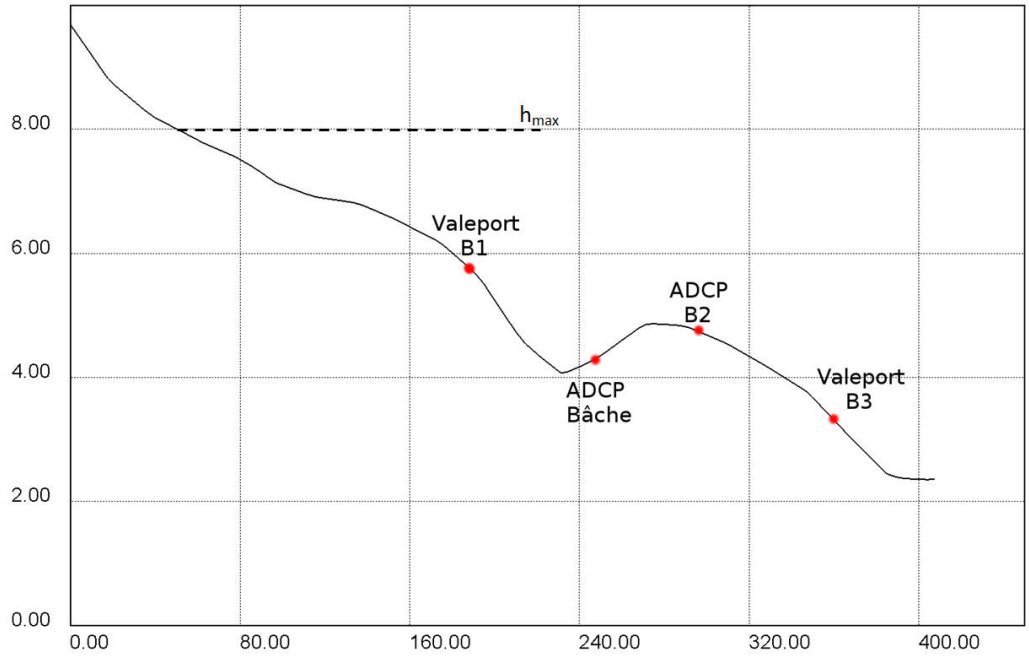

FIGURE VI.1 – Profil de la plage de Hardelot (m) exprimé par rapport au niveau zéro hydrologique avec l'emplacement des différents appareils de mesures et la hauteur d'eau maximum observée

Les paramètres hydrodynamiques tels que les vitesses de courant et les paramètres de la houle sont comparés avec les résultats issus des simulations au niveau de chaque appareil de mesure. Les mesures de flux sédimentaires à l'aide des pièges KRAUS ont été effectuées à proximité des appareils de mesures, et lorsque le niveau d'eau correspondait à environ la hauteur du piège afin de mesurer l'intégralité du transport dans la colonne d'eau. Aucun piégeage n'a pu être réalisé au niveau de l'ADCP B2 car ces mesures auraient été trop dangereuses à réaliser compte tenu de la profondeur importante de la bâche située à l'arrière de la bâche. Pour réaliser les mesures avec une hauteur d'eau de un mètre au niveau de la barre B2 (Fig.VI.1), il aurait fallu traverser la bâche avec une hauteur d'eau de deux mètres tout en transportant les pièges. L'évolution de la topographie est également étudiée entre le début et la fin de la campagne de mesures à partir de relevés avec des DGPS et comparée aux évolutions obtenues à partir des simulations. De plus, cette campagne a été marquée par des conditions climatiques exceptionnelles avec d'importantes chutes de neige qui nous ont empêché de réaliser des piégeages certains jours, ainsi que des rafales de vents supérieures à 90 $km.h^{-1}$ entraînant des houles assez importantes. Ces conditions ont également provoqué un affouillement autour des appareils de mesures avec plusieurs basculement des appareils et la perte de certaines données.

Les simulations sont réalisées sur un maillage de 41000 noeuds pour représenter un domaine de 3km longshore et 1,7 km dans la direction cross-shore. La zone de levé topographique est affinée avec une taille de maille d'environ 4 mètres ; la taille de maille dans la zone étendue est agrandie jusqu'à une trentaine de mètres. Les simulations sont réalisées avec les trois codes précédemment présentés couplés pour prendre en compte l'effet des courants et de la houle sur le transport de sédiment, mais également l'évolution du fond sur les courants et la houle. Le temps de calcul est également d'environ 72h pour 6 jours de simulations réelles.

Les données d'entrées de houle sur la limite au large sont récapitulées sur la figure Fig.VI.2. La direction de propagation de la houle est exprimée par rapport au Nord dans le sens horaire (même repère que TOMAWAC) avec une direction de 70° correspondant à une direction ENE et une de 110° à une direction ESE, la plage étant orientée vers l'Ouest. Suite à de nombreuses étapes de calibrations, les données d'un seul S4 ont été utilisées car les directions de houles entre les deux appareils étaient parfois supérieures à 20°. Le choix des données du S4 conservées a été fait à partir de la comparaison des vitesses longshore sur la plage, en conservant l'appareil qui avait la direction de houle dans la même direction que la mesure de courant longshore sur les appareils installés sur la

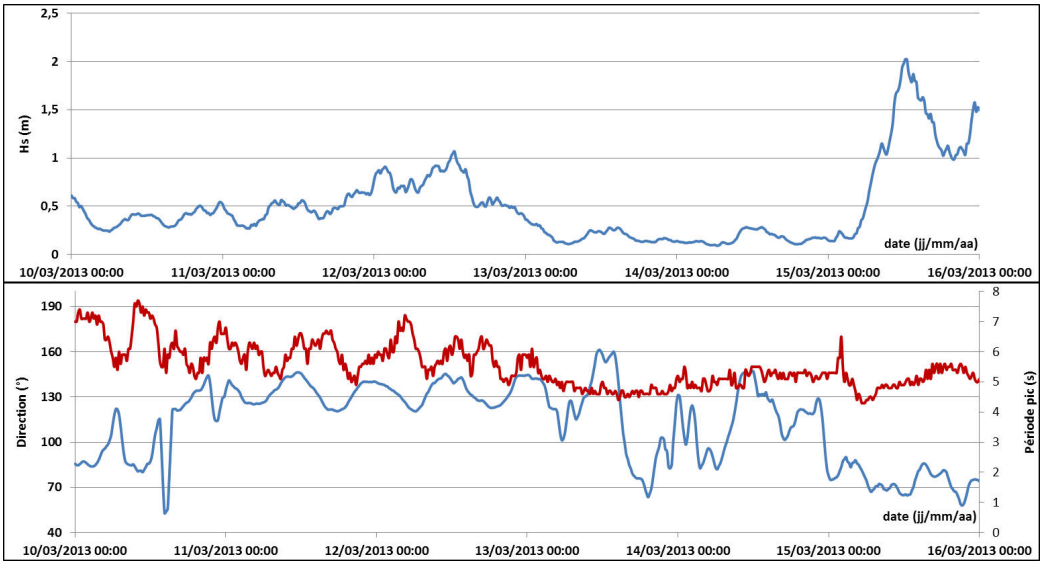

FIGURE VI.2 – Paramètres de la houle au niveau de la limite au large, A) hauteur de houle significative (m), B) en bleu, direction pic (°) ; en rouge, période pic (s)

plage. L'utilisation d'une direction moyenne à partir des deux S4 a d'abord été envisagée mais les résultats obtenus lors des étapes de calibration n'étaient pas satisfaisants.

On observe une houle (fig.VI.2) qui augmente en énergie lors des deux premiers jours de campagne suivie d'une période d'accalmie du 13 mars au 15 mars matin, avec en fin de campagne une mer très agitée avec une hauteur de houle significative atteignant 2 mètres. On observe également une diminution de la période de houle qui est de 7 secondes au début de la campagne et finit à 5,5 secondes le 16 mars. La direction de la houle change également beaucoup au cours des mesures, avec une houle plutôt orientée vers le SE au début de la campagne de mesure, et un changement brusque les 14 et 16 mars avec une orientation vers le NE. Ce changement est important pour la génération du courant de dérive. L'ensemble de ces observations correspondent aux données de vent pendant la campagne (cf Chapitre III - III.3.3).

De la même manière que pour la plage de Zuydcoote, des simulations numériques sont réalisées pour les 4 formules de transports solides présentées précédemment(Soulsby-Van Rijn, Bijker, Bailard, et Kamphuis) avec pour chaque formule de transport, différents indices de déferlement γ du modèle de Battjes et Janssen ([Bat72, BJ78]). Les 4 valeurs de γ précédemment présentées sont utilisées ($\gamma = 0,25$ $\gamma = 0,40$ $\gamma = 0,55$ et $\gamma = 0,78$) ainsi que la formulation de

Thornton et Guza avec un indice γ de 0.42.

Ce sont donc 20 simulations (4 formules de transport, 5 indices de déferlement γ) qui ont été réalisées pour un temps total de calcul d'environ 60 jours.

Le modèle hydrodynamique a été calibré avec un coefficient de rugosité de Strickler K = 50 et les hauteurs d'eau simulées et mesurées au niveau des différents appareils sont représentées sur la figure Fig.VI.3. L'erreur commise sur les niveaux d'eau est assez faible, cependant on observe principalement des différences au niveau des deux ADCP. On observera également des erreurs de période pic de houle (présenté dans la section suivante) en fonction du type d'appareil (Valeport MIDAS ou ADCP) ce qui laisse penser qu'une partie des erreurs peuvent venir des appareils de mesure, ou du traitement des données.

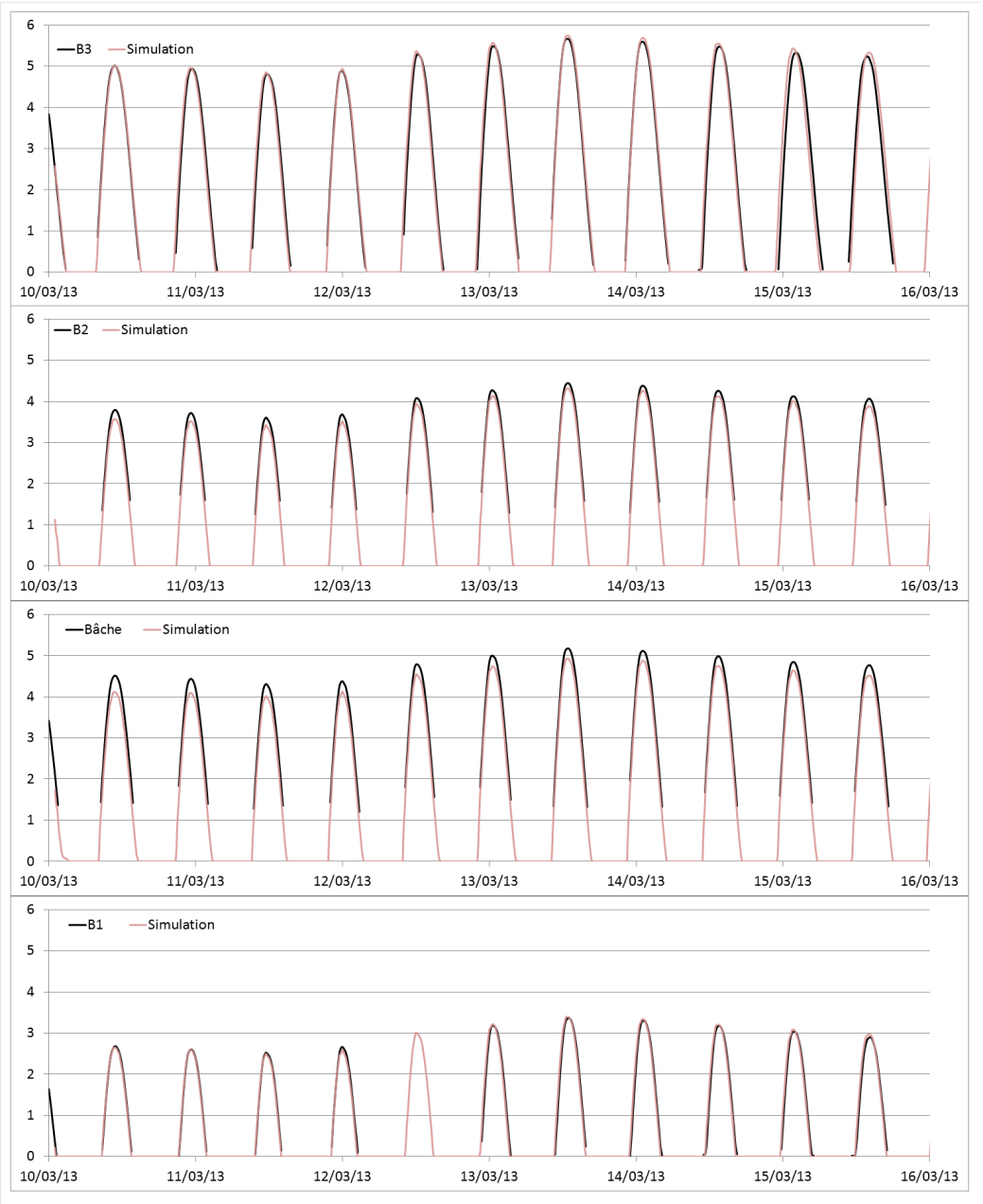

FIGURE VI.3 – Hauteur d'eau calculée et mesurée au dessus des différents appareils de mesures

VI.2 Comparaisons de la houle

Pour l'ensemble des emplacements de mesure Fig.VI.4 on retrouve le même schéma de houle, avec une première période d'agitation modérée du 10 au 13 mars avec une hauteur de houle significative d'environ 0,5 m suivie d'une période de faible agitation avec un H_s de l'ordre de 0,2 m, et enfin la dernière marée de la journée du 15 mars est marquée par une forte agitation avec des houles de 1,5 m. Ces mesures ont une bonne correspondance avec les données au large fournies par le S4 Fig.VI.2 où l'on retrouve bien les différents états de mer.

Concernant l'appareil situé le plus en bas de l'estran, l'appareil B3, la période d'agitation modérée est assez bien représentée pour l'ensemble des indices de déferlement modélisé avec une légère surestimation pour $\gamma = 0,78$. On observe également une atténuation de la houle de plus en plus tôt pendant la phase de marée descendante avec la diminution de γ, ce résultat étant attendu et traduisant un déferlement à de plus faibles profondeurs avec un indice de déferlement plus faible, et donc ayant lieu plus bas sur la plage. Sur la période de faible agitation l'indice de déferlement joue un rôle beaucoup moins important, mais l'on remarque tout de même son implication pour les faibles hauteurs d'eau, notamment pendant la phase de marée descendante où les indices de déferlement élevés représentent mieux le moment où la hauteur significative des houles commence à décroître rapidement. La dernière marée avec des hauteurs de vague plus élevées est moins bien représentée pour l'ensemble des indices de déferlements simulés avec une surestimation de H_s pour $\gamma > 0,25$ et une sous estimation pour $\gamma = 0,25$. La phase d'augmentation de l'amplitude de la houle lorsque l'appareil commence à être submergé est décalée entre les simulations et les données de terrain probablement causée suite à la faible tranche d'eau au dessus de l'appareil, qui est alors moins précis. Ce décalage est également observé sur les mesures de hauteur d'eau (fig.VI.3) uniquement pour cet appareil de mesure, ce qui permet de dire que cette différence provient essentiellement de l'appareil plus que des simulations.

Les mesures réalisées au point B2 et dans la bâche sont assez similaires avec sur la période d'agitation modérée une bonne représentation de la houle pour $0,25 \leq \gamma \leq 0,4$. Les valeurs de γ supérieures surestiment la hauteur significative maximale de la houle. Pour la période du 13 au 15 mars l'influence de γ est très limitée sur la hauteur de la houle au niveau des deux appareils. Le dernier recouvrement par la marée (avec une houle plus énergétique) est cependant mieux représentée pour $0,4 \leq \gamma \leq 0,55$ ainsi que pour la formulation de Thornton et Guza avec $\gamma = 0,42$.

Au niveau de l'appareil situé sur la barre B1 la houle est bien représentée pour les valeurs de γ moyennes (0,4, 0,42 et 0,55) pour la période d'énergie modérée. La houle simulée est cependant légèrement sous estimée pour la période de faible énergie mais avec une incidence assez faible de l'indice de déferlement. La houle de la dernière marée est mieux représentée pour des valeurs de γ plus élevées, avec un indice compris entre 0,55 et 0,78.

On observe une nette différence sur la mesure de la période (Fig.VI.5) de la houle en fonction du type d'appareil, avec pour les Valeport (B3 et B1) des périodes en moyenne 1,3 seconde plus faible que pour les ADCP. Les simulations sont plus en correspondance avec les mesures de ces derniers et surestiment donc les périodes de houle au niveau des Valeports de plus de une seconde. Cette différence de mesures concernant les propriétés de la houle et également la hauteur d'eau au niveau de chaque appareil introduit une incertitude vis-à-vis des simulations dans la mesure où il est difficile de déterminer quel type d'appareil fournit les données les plus justes.

Les données du 12 mars de l'appareil situé en B1 ont été exclues des résultats suite à l'affouillement autour de l'appareil, ce qui a provoqué son basculement. L'appareil a ensuite été replacé à la marée basse suivante. L'appareil n'a pas été replacé exactement au même endroit car l'affouillement autour de sa position avait généré une zone de sable trop meuble et il a donc été décalé de quelques mètres. On note sur la figure VI.5 que les différences entre les valeurs mesurées de période de houle et les valeurs simulées sont encore plus importantes après le déplacement de l'appareil.

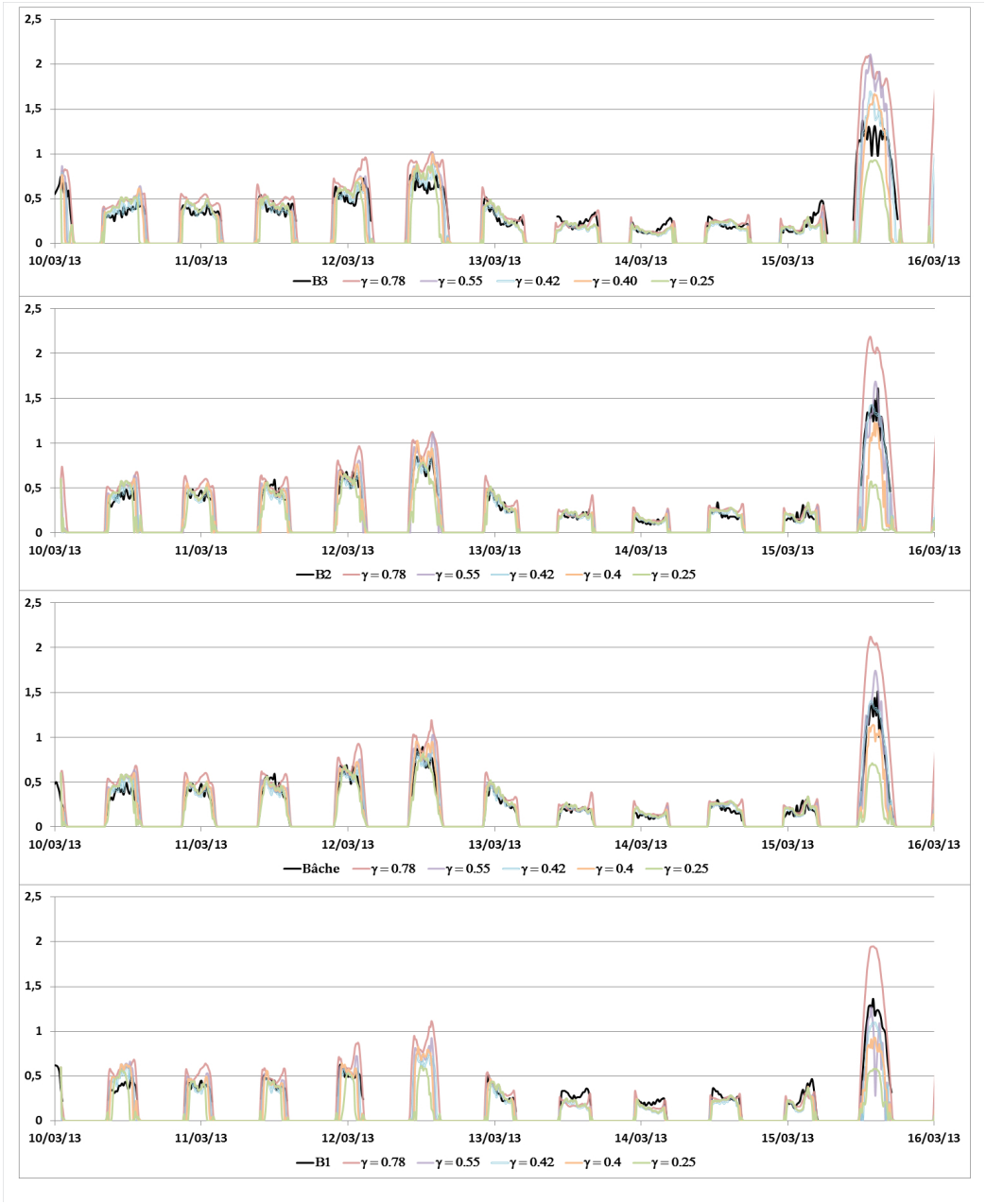

FIGURE VI.4 – Hauteur significative de la houle H_s (m) calculée et mesurée au dessus des différents appareils de mesures

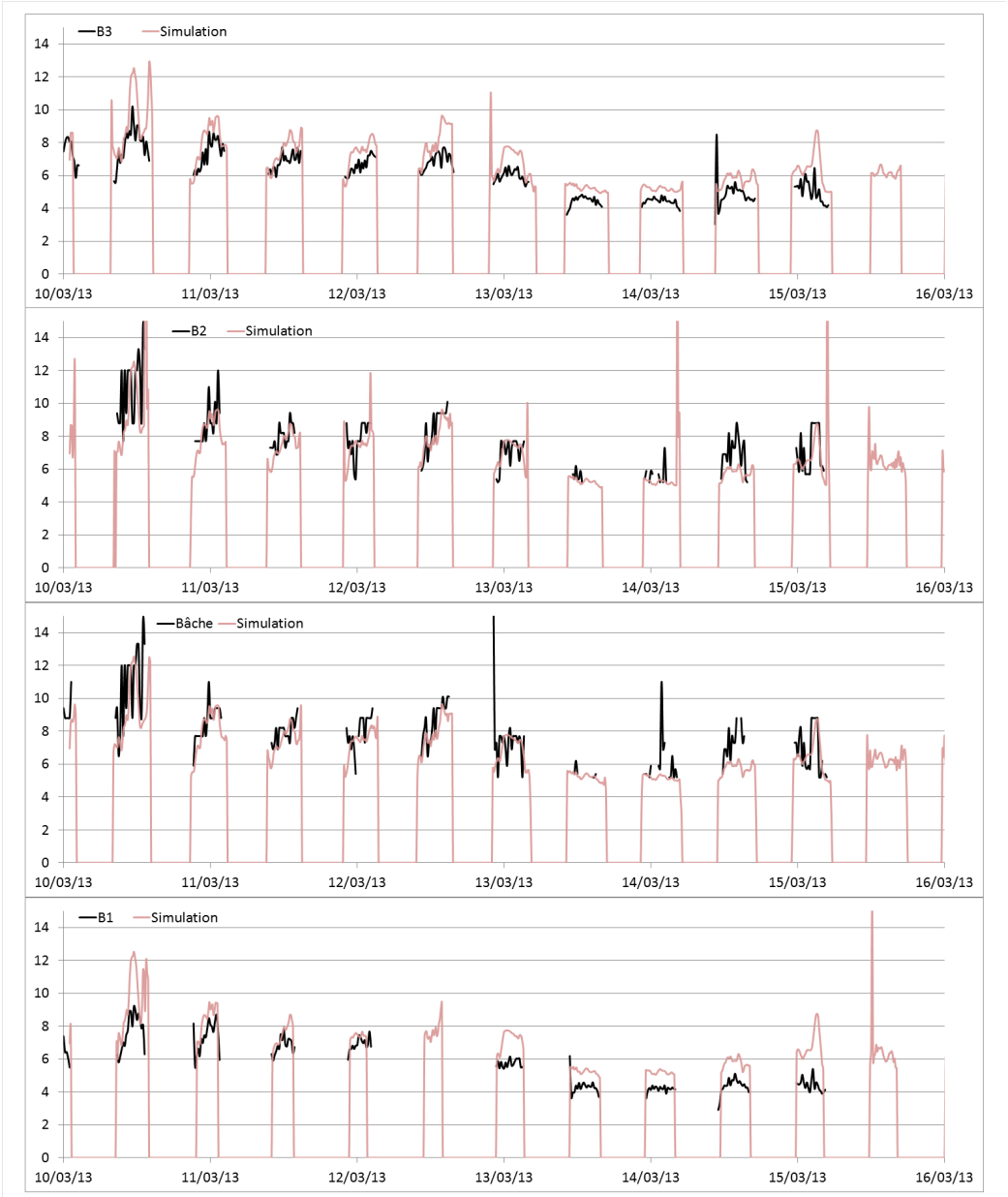

FIGURE VI.5 – Période pic de la houle (s) calculée et mesurée au-dessus des différents appareils de mesures

VI.3 Comparaisons de la vitesse longshore

Les vitesses longshore ont été choisies positives lorsqu'elles sont orientées vers le nord, et négatives lorsqu'elles sont orientées vers le sud. L'ensemble des mesures de vitesses sont rassemblées sur une figure par appareil de mesure sur les figures Fig.VI.6, Fig.VI.7, Fig.VI.8 et Fig.VI.9.

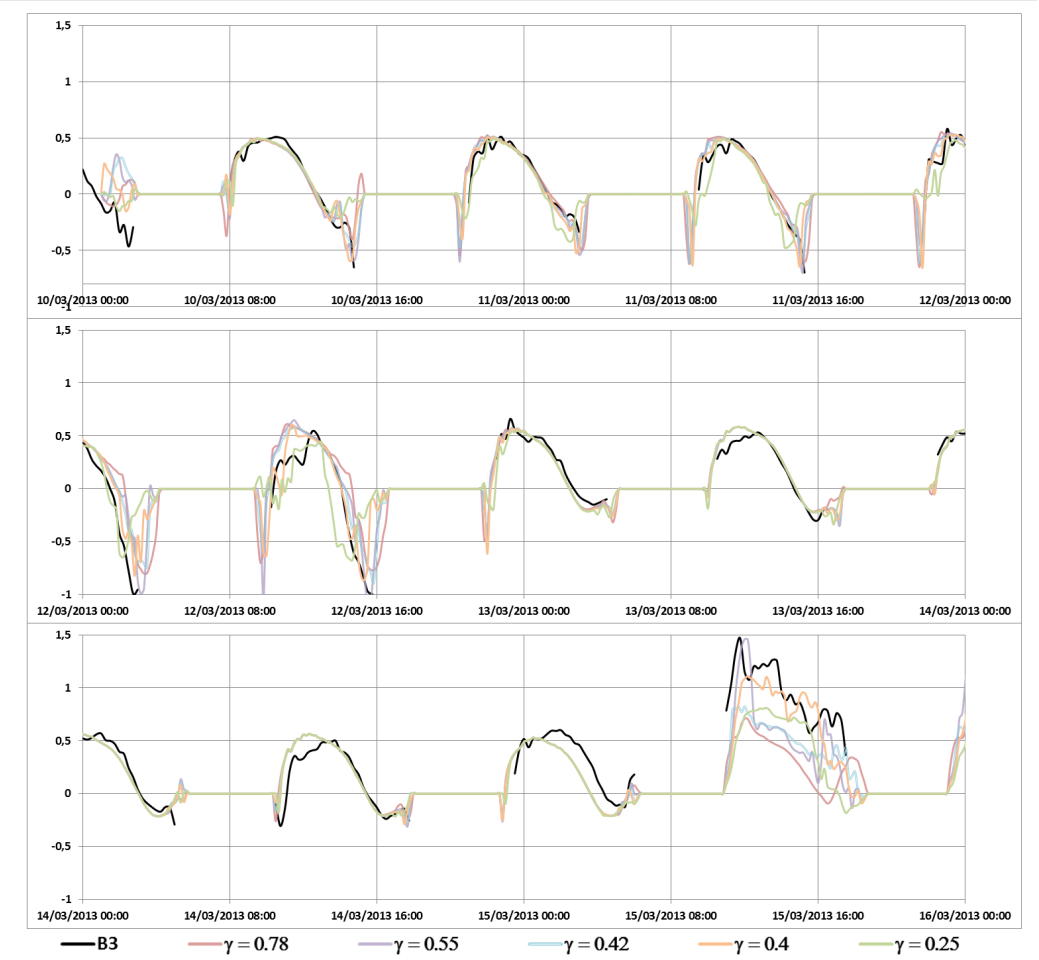

FIGURE VI.6 – Vitesse longshore ($m.s^{-1}$) calculée et mesurée au-dessus de l'appareil de mesure B3, positive vers le Nord, et négative vers le Sud

Les trois périodes d'agitation sont de nouveau identifiables pour chaque appareil, avec des mesures assez similaires par appareil au sein de ces périodes. La période de faible agitation est facilement identifiable avec de faibles variations de vitesse d'une marée à une autre, ainsi que la période de forte agitation avec une houle orientée vers le NNE, et donc un forçage des vitesses longshore vers

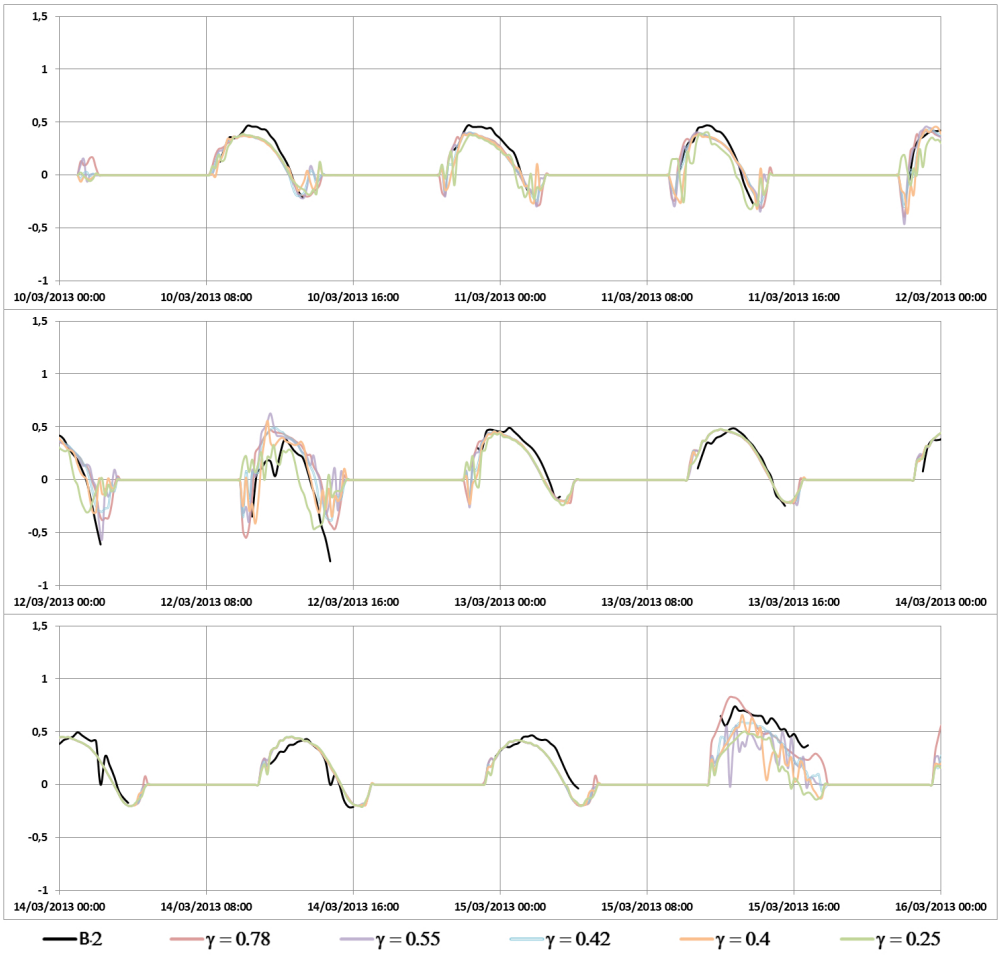

FIGURE VI.7 – Vitesse longshore ($m.s^{-1}$) calculée et mesurée au dessus de l'appareil de mesure B2, positive vers le Nord, et négative vers le Sud

le Nord.

Au niveau de l'appareil B3 (Fig.VI.6), l'indice de déferlement joue un rôle très faible sur l'orientation et la vitesse du courant longshore entre le 10 et le 12 mars et également entre le 13 et le 15 mars. La journée du 12 mars est marquée par une houle plus importante que les jours précédents avec une orientation vers le SSO. Cela se traduit par des plus fortes vitesses longshore orientées vers le sud, principalement pendant les phases de marée descendante. Cela se traduit également par une légère atténuation des courants orientés vers le nord due à la marée observable à marée montante le 12 mars aux alentours de 10H. Les simulations réalisées avec γ compris entre 0,4 et 0,55 prennent mieux en compte ces effets de la houle sur les courants. Les simulations pour $\gamma = 0,25$ générant

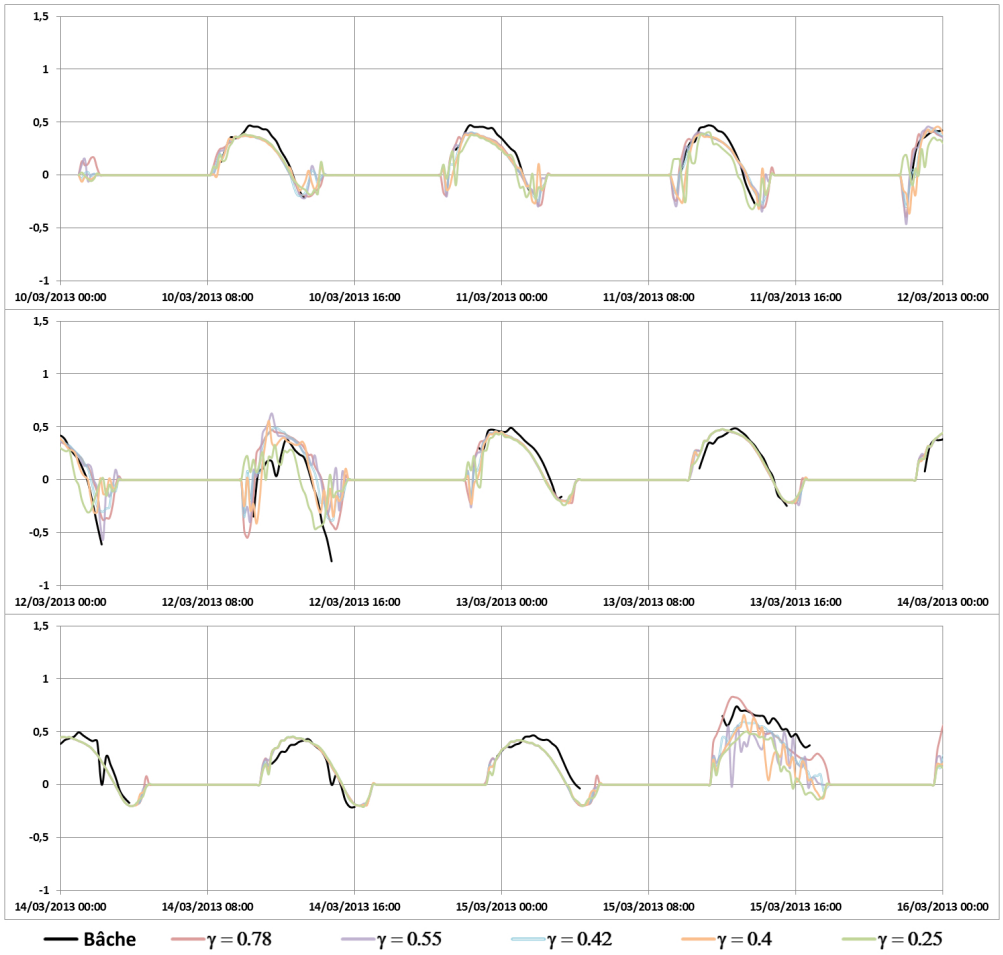

FIGURE VI.8 – Vitesse longshore ($m.s^{-1}$) calculée et mesurée au-dessus de l'appareil de mesure dans la bâche, positive vers le Nord, et négative vers le Sud

quant-à-elles des courants dominés par la houle trop tôt, et $\gamma = 0,78$ trop tard. On observe également un décalage entre les simulations et les mesures pour la première marée du 15 mars (observable également pour les autres appareils) qui peut provenir du changement de direction du vent et de son intensification. La dernière marée du 15 mars avec des vagues plus énergétiques est assez bien simulée avec une vitesse orientée uniquement vers le nord. Les meilleurs résultats sont obtenus pour γ compris entre 0,25 et 0,55. Pour un indice de déferlement plus élevé, 0,78, les vagues ne sont pas atténuées par le déferlement et ne génèrent donc pas de courant associé, ce qui se traduit par un courant assez similaire aux autres jours avec comme différence l'absence de courant de jusant, les vagues commençant à générer un courant vers le nord lorsque la hauteur d'eau diminue.

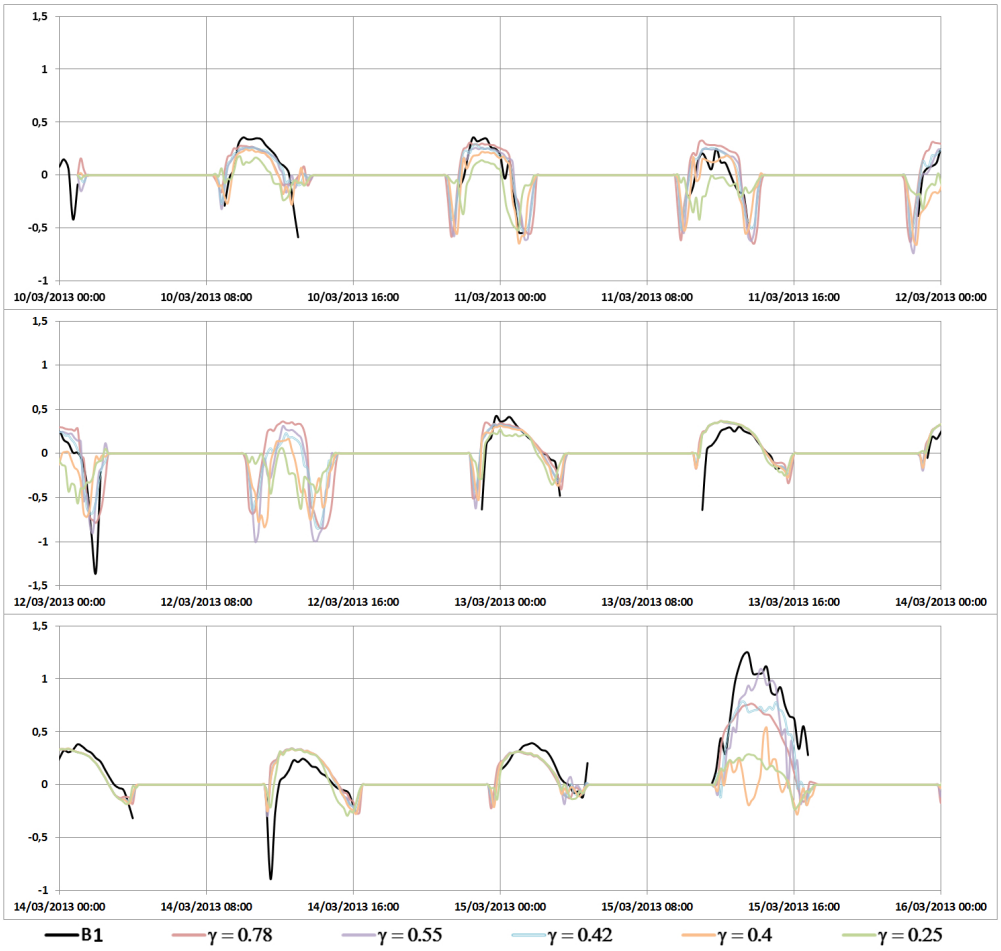

FIGURE VI.9 – Vitesse longshore ($m.s^{-1}$) calculée et mesurée au-dessus de l'appareil de mesure B1, positive vers le Nord, et négative vers le Sud

Les différences observées entres les mesures in-situ et les simulations au niveau de l'appareil B2 (Fig.VI.7) sont assez similaires à celles observées pour la barre B3. On notera une légère sous-estimation dans les simulations de la vitesse maximale du courant de flot. La période de forte agitation est bien marquée pour toutes les valeurs de γ testées et il n'est pas possible de déterminer un indice γ représentant mieux les mesures in-situ à partir uniquement des vitesses longshore en ce point.

Au niveau des résultats des simulations dans la bâche (Fig.VI.8), on observe deux pics supplémentaires pour chaque marée par rapport aux autres locations. Le premier pic avec un courant orienté vers le Sud correspond au moment de remplissage de la bâche, et le second pic, orienté vers le Nord, à la

vidange. Bien que ces courants aient été observés pendant la campagne, nous n'avons pas noté leurs directions. Cependant d'après le MNT la bâche se décale légèrement vers le large dans sa partie Nord et suggère donc la présence du chenal au Nord. La journée du 12 mars est marquée par un courant de flot plus faible et un courant de jusant plus fort, ce qui est assez bien observé pour $0,25 \leq \gamma \leq 0,55$. Pour $\gamma = 0,25$ on observe une trop forte atténuation du courant de flot. Un décalage entre les simulations et les mesures est de nouveau observé pour la première marée du 15 mars. Les courants de la période de forte agitation sont fortement sous estimés d'environ $0,2 m.s^{-1}$ dans les simulations.

Au point de mesure B1 (Fig.VI.9) on remarque pour une agitation faible à modérée une vitesse du courant de flot plus faible qu'au niveau des autres appareils ainsi qu'un courant dans la direction opposée beaucoup plus fort. La diminution de la vitesse de courant de flot s'explique essentiellement par la position de l'appareil sur la partie haute de l'estran et donc soumis moins longtemps aux effets de la marée, ainsi que par la profondeur plus faible qui contribue par le frottement à diminuer la vitesse moyenne de l'écoulement. Cette profondeur plus faible joue également un rôle dans le déferlement qui génère pour cette période du 10 au 14 mars un courant de dérive orienté vers le Sud dû à la direction des houles vers l'ESE. Dans les simulations l'influence du déferlement peut être particulièrement remarquée dans la nuit du 10 au 11 mars et l'après-midi du 12 mars malgré l'absence de données pour cette journée. On observe sur ces deux périodes une diminution de la vitesse du courant de flot avec la diminution de l'indice de déferlement γ entraînant un courant dans la direction opposée qui dure plus longtemps (mais pas une vitesse plus élevée qu'avec un indice supérieur). Les simulations des journées du 13 au 14 mars sont marquées par la sous-estimation du courant lié au déferlement pendant la phase de marée montante. Un décalage entre les simulations et les mesures est une nouvelle fois observé dans la matinée du 15 mars. La période de forte agitation est de nouveau marquée par des vitesses uniquement orientées vers le Nord. On observe une meilleure corrélation avec $\gamma = 0,55$, un indice plus faible provoquant un déferlement plus bas sur l'estran, et un indice plus élevé plus haut.

VI.4 Comparaisons des flux de sédiments

Compte tenu des conditions météorologiques peu de piégeages ont pu être réalisés au cours de cette campagne et ceux-ci ont été principalement effectués pendant des périodes de houle peu énergétique. Au total, 14 mesures ont été réalisées sur 3 jours avec souvent deux pièges installés simultanément côte à côte. Les différences obtenues par ce double piégeage étant relativement faibles (du même ordre de grandeur) le flux retenu est le flux moyen. L'ensemble des mesures sont répertoriées dans le tableau VI.1. Aucun piégeage n'a été réalisé au niveau de l'appareil B2 compte tenu des difficultés évoquées précédemment, et une partie des mesures sont des mesures cross-shore. Ces mesures cross-shore sont cependant peu fiables compte-tenu que les filets utilisés sont transportés par le courant moyen, et donc tournent par rapport à la structure. De plus lorsque certaines vagues déferlent dans la zone de piégeage cela entraîne un enroulement des filets autour du piège, ou leur déchirement.

TABLEAU VI.1 – Liste des piégeages à Hardelot

Date	Location	Courant	Houle	Qsm ($kg.m^{-1}.s^{-1}$)
10/03/2013 12:49	B1	Flot	Surf	$4{,}28.10^{-02}$
10/03/2013 14:03	Bâche	Flot	Surf	$6{,}05.10^{-03}$
10/03/2013 14:28	B3	Flot	Surf	$1{,}06.10^{-01}$
13/03/2013 15:17	B1	Flot	Surf	$4{,}05.10^{-01}$
13/03/2013 16:17	Bâche	Flot	Surf	$1{,}19.10^{-02}$
13/03/2013 16:48	B3	Flot	Surf	$2{,}95.10^{-02}$
14/03/2013 15:58	B1	Cross-shore	Surf	$8{,}45.10^{-02}$
14/03/2013 16:38	Bâche	Cross-shore	Surf	$1{,}45.10^{-02}$
14/03/2013 17:05	B3	Cross-shore	Surf	$4{,}08.10^{-02}$

Les résultats sont regroupés en une figure par formule de transport (Bailard Fig.VI.10, Bijker Fig.VI.11, Soulsby-Van Rijn Fig.VI.12) avec des sous figures pour chaque valeur du coefficient γ. Les résultats du transport solide calculé Q_{sc} ($kg.m^1.s^{-1}$) sont tracés en fonction des valeurs mesurées Q_{sm} ($kg.m^1.s^{-1}$). Sur chaque figure, les mesures réalisées au niveau de la barre B3 sont représentés par des ronds $\circ$, dans la bâche par des losanges $\Diamond$ et au niveau de la barre B1 par des carrés $\square$ avec en rouge les mesures cross-shore, et en bleu les mesures long-

shore. Pour chaque graphe sont tracées les courbes $Q_{sc} = 2.Q_{sm}$ et $Q_{sc} = 0,5.Q_{sm}$ représentant une gamme de résultats acceptables. La même échelle est utilisée pour l'ensemble des graphiques pour permettre une meilleure comparaison.

Pour la formule de transport de Bailard Fig.VI.10 on observe une augmentation du transport sédimentaire avec l'augmentation de γ avec pour tous les indices une sous estimation du transport cross-shore. On observe une faible différence entre les mesures et les simulations en B3, alors que dans la bâche et en B1 les résultats obtenus par les simulations sont en général d'un ordre de grandeur inférieurs aux mesures pour l'ensemble des indices de déferlement testés excepté pour $\gamma = 0,25$. Pour cette indice le transport solide calculé est encore plus sous-estimé.

Les résultats du transport solide avec la formule de Bijker Fig.VI.11 sont également inférieurs aux mesures. On retrouve une nouvelle fois une meilleure correspondance au niveau du point B3 avec une très faible variation en fonction de γ à la fois dans la direction parallèle et perpendiculaire à la plage excepté pour $\gamma = 0,78$. Avec cette formule, on n'observe pas d'augmentation généralisée du transport solide avec l'augmentation de l'indice de déferlement contrairement à la formule précédente.

Pour la formule de Soulsby-Van Rijn Fig.VI.12 les flux de sédiments obtenus par les simulations sont très inférieurs aux mesures avec pour $\gamma \leq 0,4$ des flux calculés inférieurs à $10^{-5} kg.m^{-1}.s^{-1}$. Les flux augmentent avec l'augmentation de l'indice de déferlement mais sont inférieurs aux mesures in-situ, et les flux cross-shore restent fortement sous-estimés.

Les flux calculés avec la formule de Kamphuis Fig.VI.13 représentent bien les flux mesurées avec une faible dépendance de l'indice de déferlement. Cependant, au niveau de la bâche, les flux sont fortement sous-estimés.

L'analyse du transport solide en fonction de la formule utilisée ou de l'indice de déferlement ne permet pas de se rendre compte de manière précise du transport solide général ni de l'évolution morphodynamique. Cependant les résultats obtenus avec la formule de Soulsby-Van Rijn peuvent être écartés, cette formulation générant un transport solide très faible pour une mer peu agitée.

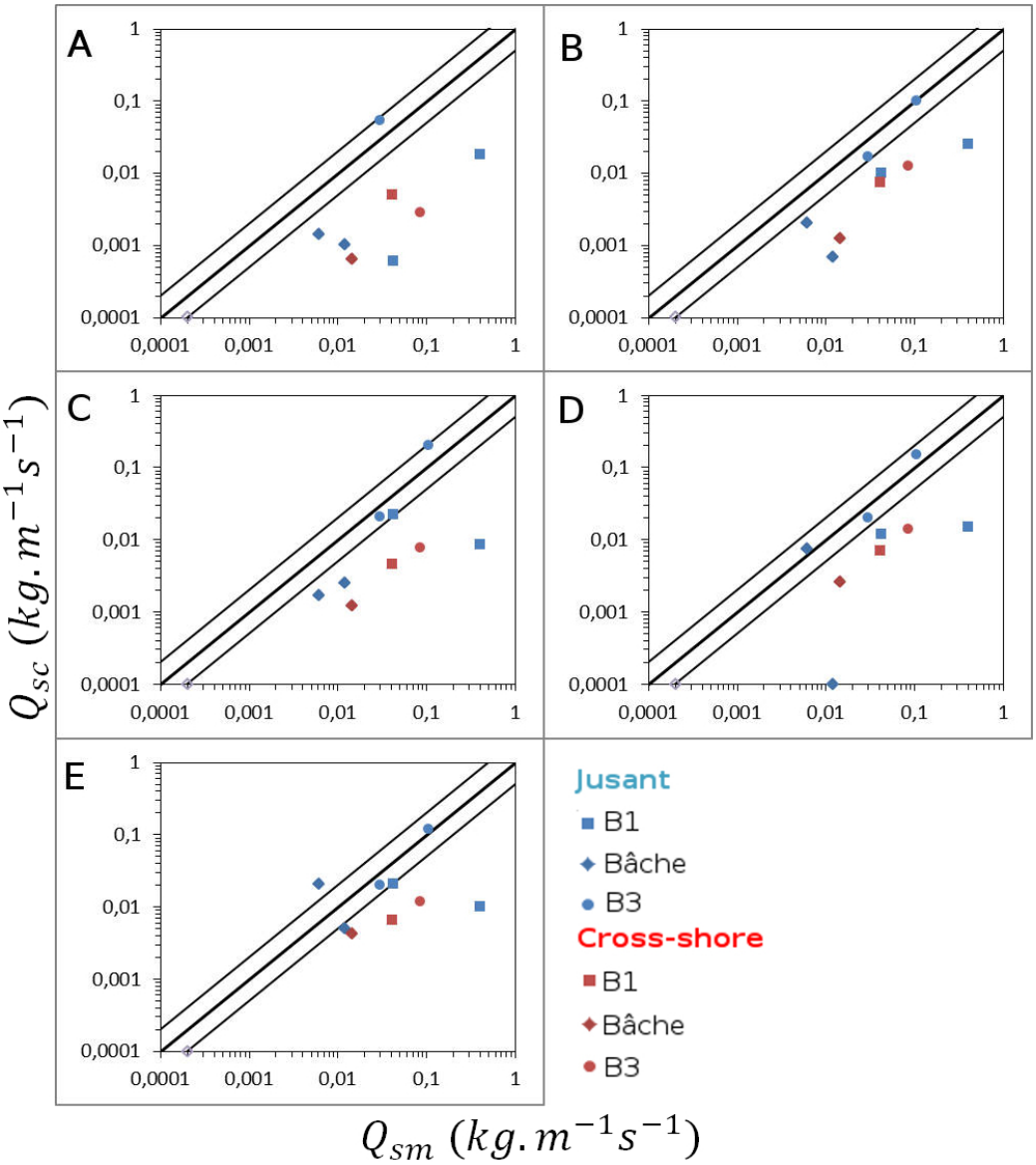

FIGURE VI.10 – Débit solide calculé en $kg.m^{-1}.s^{-1}$ en fonction du débit solide mesuré en $kg.m^{-1}.s^{-1}$ avec la formule de Bailard avec en rouge les mesures cross-shore et en bleu les mesures longshore, pour : A) $\gamma = 0.25$, B) $\gamma = 0.40$, C) $\gamma = 0.42$ avec la formule de Thornton et Guza, D) $\gamma = 0.55$, E) $\gamma = 0.78$

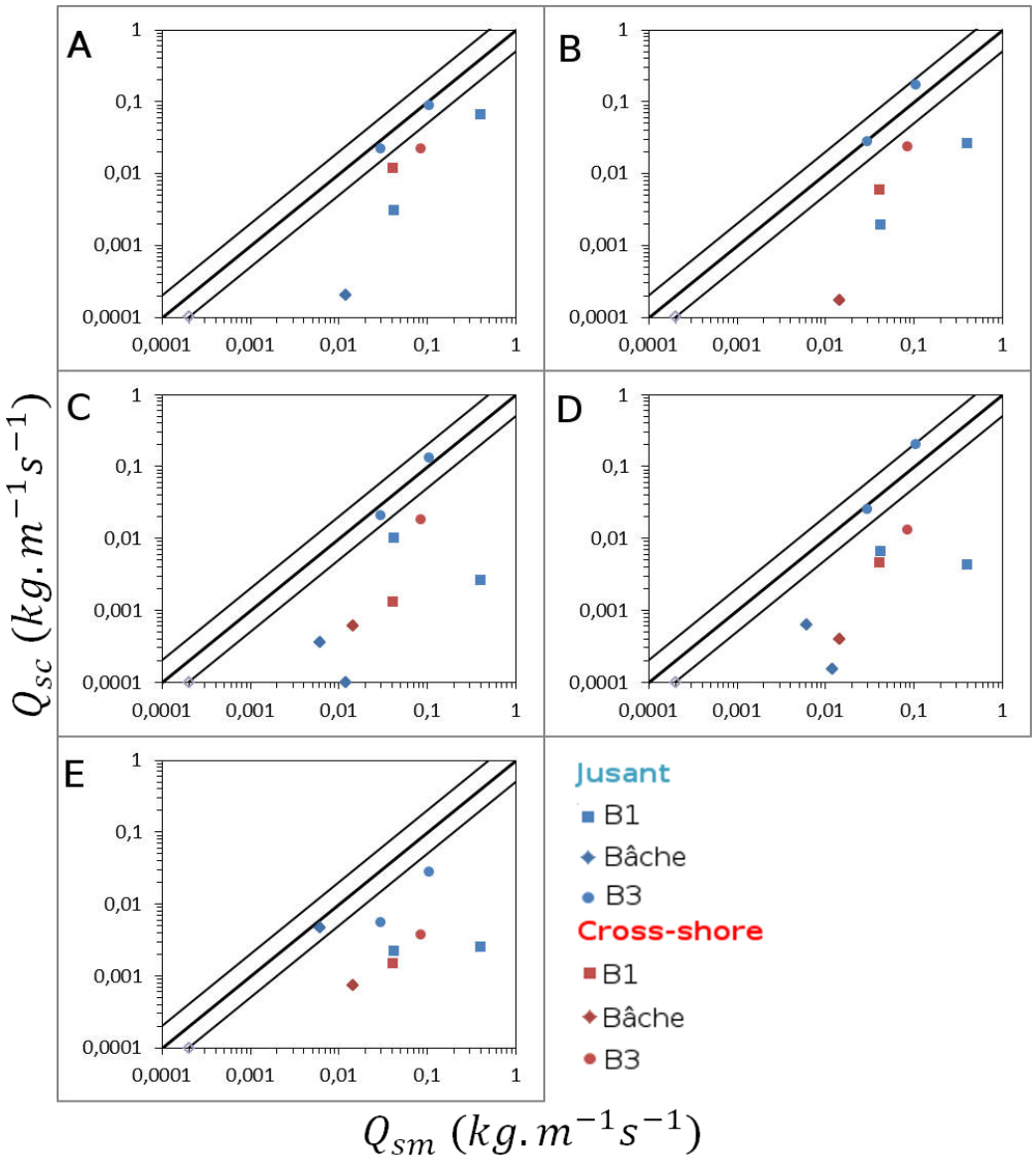

FIGURE VI.11 – Débit solide calculé en $kg.m^{-1}.s^{-1}$ en fonction du débit solide mesuré en $kg.m^{-1}.s^{-1}$ avec la formule de Bijker avec en rouge les mesures cross-shore et en bleu les mesures longshore, pour : A) $\gamma = 0.25$, B) $\gamma = 0.40$, C) $\gamma = 0.42$ avec la formule de Thornton et Guza, D) $\gamma = 0.55$, E) $\gamma = 0.78$

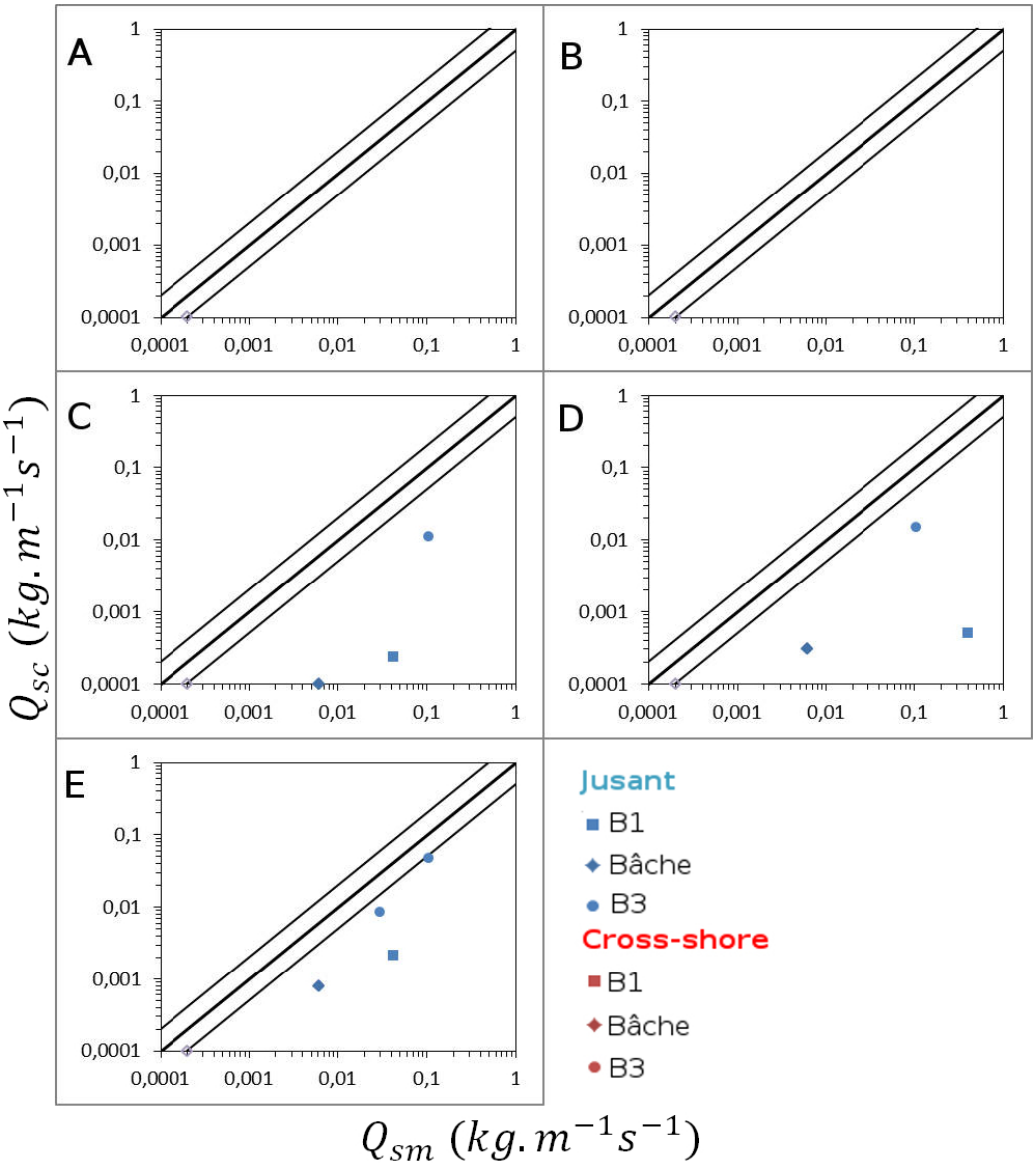

FIGURE VI.12 – Débit solide calculé en $kg.m^{-1}.s^{-1}$ en fonction du débit solide mesuré en $kg.m^{-1}.s^{-1}$ avec la formule de Soulsby-Van Rijn avec en rouge les mesures cross-shore et en bleu les mesures longshore, pour : A) $\gamma = 0.25$, B) $\gamma = 0.40$, C) $\gamma = 0.42$ avec la formule de Thornton et Guza, D) $\gamma = 0.55$, E) $\gamma = 0.78$

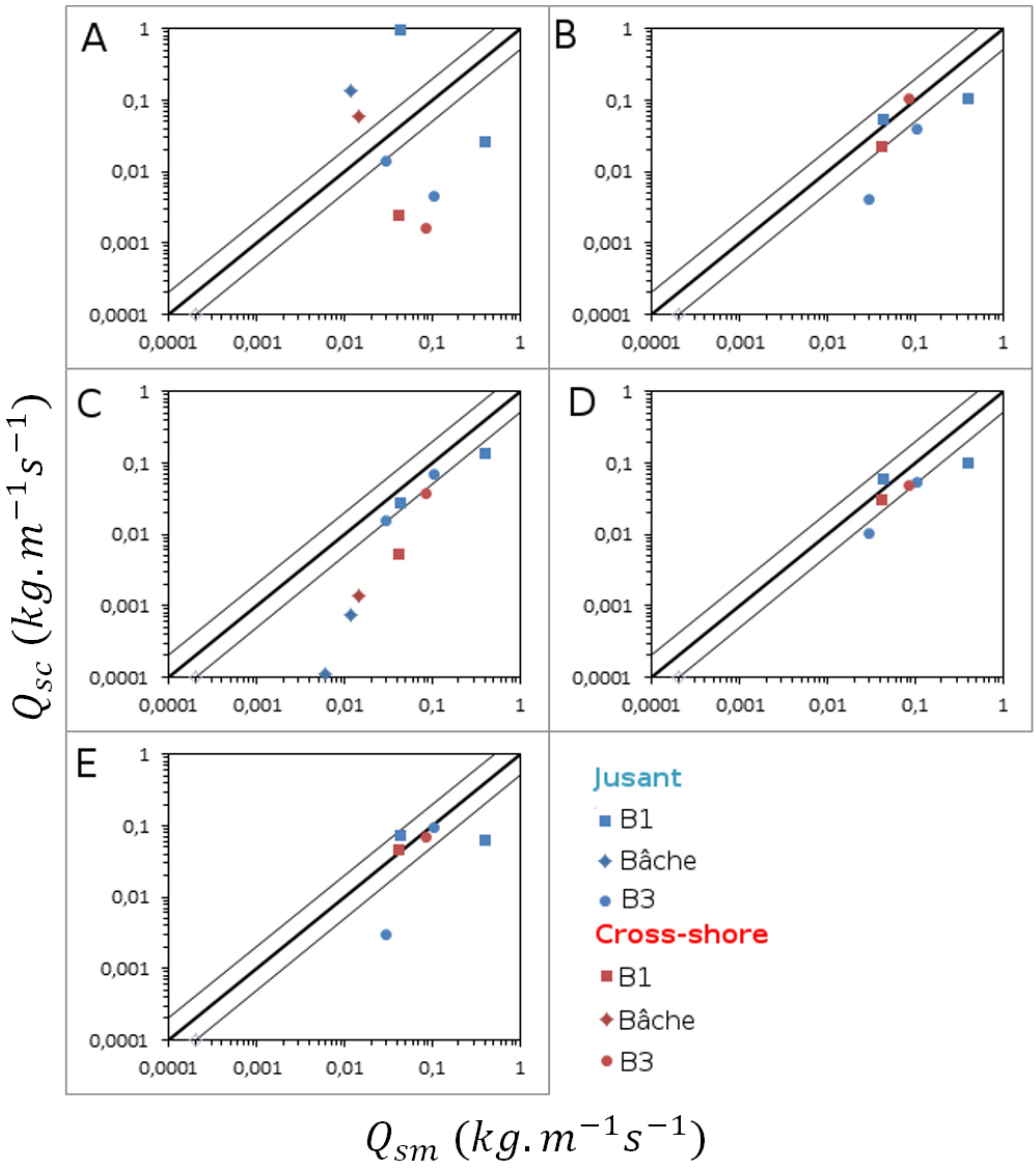

FIGURE VI.13 – Débit solide calculé en $kg.m^{-1}.s^{-1}$ en fonction du débit solide mesuré en $kg.m^{-1}.s^{-1}$ avec la formule de Kamphuis avec en rouge les mesures cross-shore et en bleu les mesures longshore, pour : A) γ = 0.25, B) γ = 0.40 , C) γ = 0.42 avec la formule de Thornton et Guza, D) γ = 0.55, E) γ = 0.78

VI.5 Comparaisons morphodynamique

Une carte d'évolution du fond est générée à partir des différences des relevés topographiques entre le début et la fin de la campagne de mesure Fig.VI.14(figure A des figures VI.15, VI.16, VI.17, VI.18). L'évolution du fond est moins homogène que sur la plage de Zuycoote, suite probablement aux grandes variations énergétiques de la houle au cours de la campagne. Une échelle de couleur unique est utilisée pour une meilleure comparaison entre les résultats.

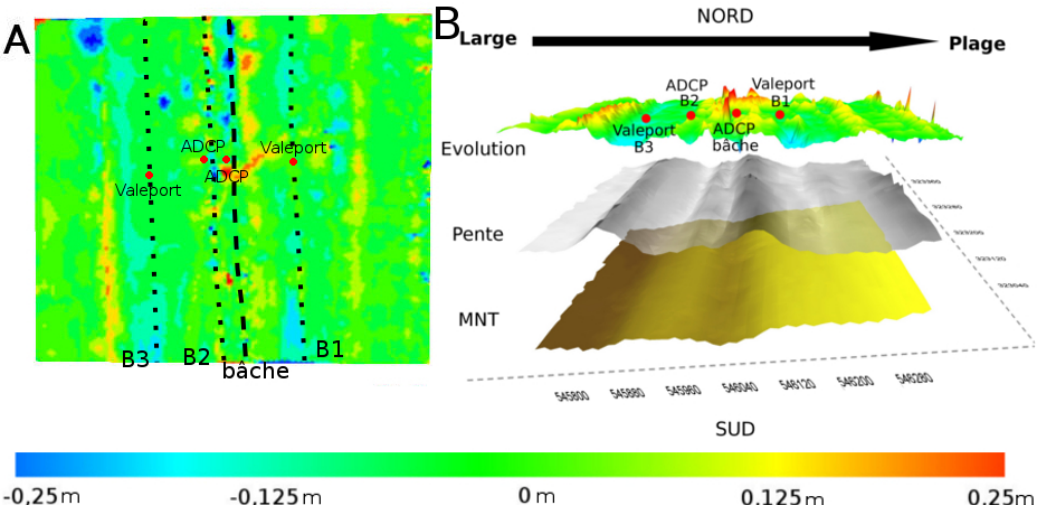

FIGURE VI.14 – A) Évolution morphodynamique 2D pendant la campagne de mesure, les lignes représentent les isolignes pour les appareils B3 et B1, et les crêtes associées aux appareils B2 et bâche B) Évolution morphodynamique 3D pendant la campagne de mesure

On observe 3 zones principales d'accrétion Fig.VI.14 :

— une première zone d'accrétion en forme de barre d'environ 15 centimètres de haut située dans la partie basse de l'estran,

— une seconde zone d'accrétion plus importante entre la bâche et la barre B1,

— une troisième zone d'accrétion de l'ordre de 10 centimètres est observée au niveau de la hauteur d'eau maximale.

On observe également 3 zones d'érosion :

— une première zone située un peu plus haut sur l'estran que la première zone d'érosion à proximité de l'appareil B3,

— une seconde zone d'une profondeur d'environ 25 centimètres située dans la bâche,

— une troisième zone située au dessus de l'appareil B1, d'environ 10 centimètres de profondeur.

Cette plage comporte un système barre bâche très marqué avec un fond de bâche à 80 centimètres plus bas que la barre B2 immédiatement en dessous sur l'estran. Cela a posé plusieurs problèmes pour la modélisation en ayant un impact direct sur l'évolution du fond dans le modèle. En effet, comme expliqué au chapitre V, le domaine de simulation a dû être agrandi parallèlement à la plage pour une meilleure prise en compte de la houle et des courants de marée. Cette agrandissement a été réalisé à partir d'une projection de la zone de relevés avec la conservation d'un système barre bâche rectiligne. Cependant en l'absence de zones de vidange de la bâche, le modèle conservait cette bâche intégralement remplie ce qui générait des problèmes de stabilité notamment pour la houle lorsque le niveau d'eau est inférieur à la barre B2. Cette instabilité a été limitée en ajoutant des zones de vidanges artificielles de la bâche à 400 mètres au Nord et au Sud de la zone d'étude. Ces zones de vidange ont été modélisées comme un chenal dans la barre B2 à la même profondeur que la bâche. Bien que dans la réalité ces zones de vidange existent, celles-ci ont dû être placées arbitrairement. La location de cette zone de vidange joue un rôle important dans le transport sédimentaire au niveau de la bâche.

Les résultats des simulations sont regroupés en fonction de la formule de transport sédimentaire utilisée et pour chaque indice de déferlement testé.

Les évolutions obtenues avec la formule de Bailard sont regroupées sur la figure VI.15. D'un point de vue global on observe un étalement des zones d'évolution avec l'augmentation de l'indice γ ; pour $\gamma = 0,25$ les zones d'érosion et d'accrétion sont regroupées à proximité de la bâche, et ces zones se répartissent sur l'ensemble de l'estran avec l'augmentation de γ. Pour $\gamma \geq 0,4$ l'ensemble des zones d'évolutions observées in situ sont également obtenues dans les simulations avec la meilleur concordance obtenue pour $\gamma = 0,55$ et $\gamma = 0,78$. On observe 4 différences majeures entre les simulations et les données de terrain essentiellement sur la partie nord du domaine d'étude :

— la zone d'érosion observée en-dessous de l'appareil B3 n'est pas obtenue dans les simulations.

— une zone d'érosion est obtenue numériquement en-dessous de l'appareil situé sur la barre B2.

— pour les valeurs de $\gamma \leq 0,42$ les simulations génèrent une forte érosion dans la bâche. Cette érosion provient de la génération d'une zone de vidange dans la partie immédiatement au nord au domaine d'étude et qui draine donc la bâche. Cette zone de vidange n'est plus observée pour $\gamma \geq 0,55$.

— la zone en accrétion sur la partie supérieure de la plage est fortement sous estimée.

On observe une différence importante d'évolution parallèlement à la plage, avec une meilleure représentation de la partie sud.

Les simulations réalisées avec la formule de Bijker Fig.VI.16 sont marquées par la non génération de zone de vidange au nord et se traduit par une zone d'accrétion importante dans la partie entre la bâche et la barre B2. On observe pour $\gamma = 0,25$ la création d'une zone de vidange mais celle-ci a été générée uniquement pour le dernier jour de simulation. On retrouve le même type de résultats que pour la formule de Bailard avec une meilleure concordance pour $0,4 \leq \gamma \leq 0,78$. L'accrétion en haut de plage est également sous estimée pour l'ensemble des indices et une zone d'érosion est également observée sur la partie située entre les appareils en B2 et B3.

La formule de Soulsby-Van Rijn (Fig.VI.17) donne des résultats très différents des autres formules avec un transport sédimentaire plus faible. On observe la génération d'une zone de vidange de la bâche similaire à celle obtenue avec la formule de Bailard au nord du domaine. Cela se traduit par une érosion importante dans la bâche. On observe une évolution très faible du fond en dehors de cette zone, excepté pour $\gamma \geq 0,55$. Pour $\gamma = 0,78$ la formule surestime l'érosion dans la partie haute de la plage tout en sous-estimant les évolutions dans la partie basse.

L'utilisation de la formule de Kamphuis Fig.VI.18 entraîne une surestimation des évolutions du fond pour des faibles indices $\gamma \leq 0,4$. Cette surestimation diminue avec l'augmentation de l'indice de déferlement. Avec cette formule, les différentes zones en accrétion et érosion sont bien localisées pour $\gamma = 0,55$.

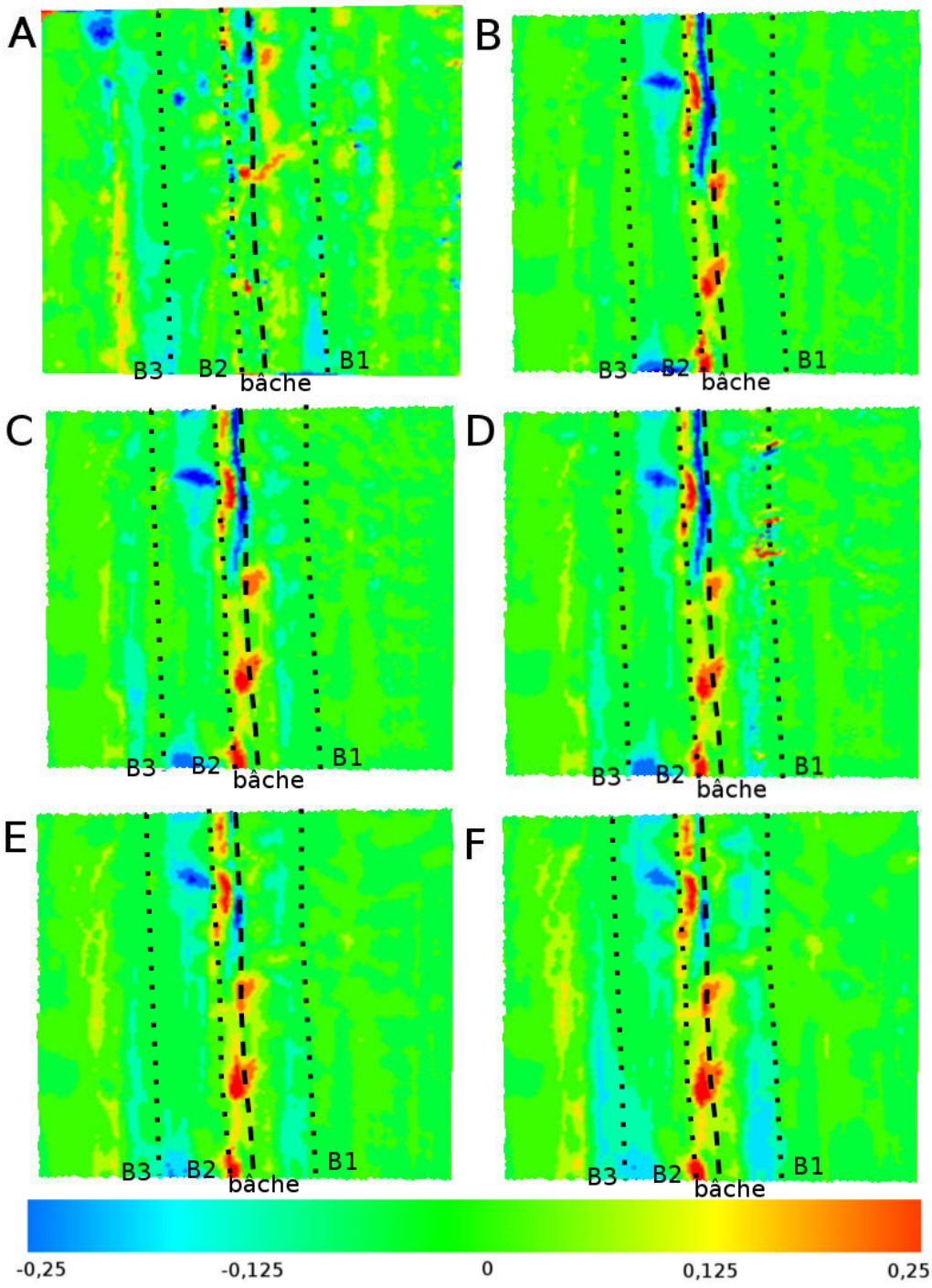

FIGURE VI.15 – Évolution morphodynamique entre le début et la fin de la campagne de mesure avec A) les mesures in situ et avec les résultats obtenus avec la formule de Bailard (1981) pour : B) $\gamma = 0.25$, C) $\gamma = 0.40$, D) $\gamma = 0.42$ (Thornton et Guza), E) $\gamma = 0.55$, F) $\gamma = 0.78$

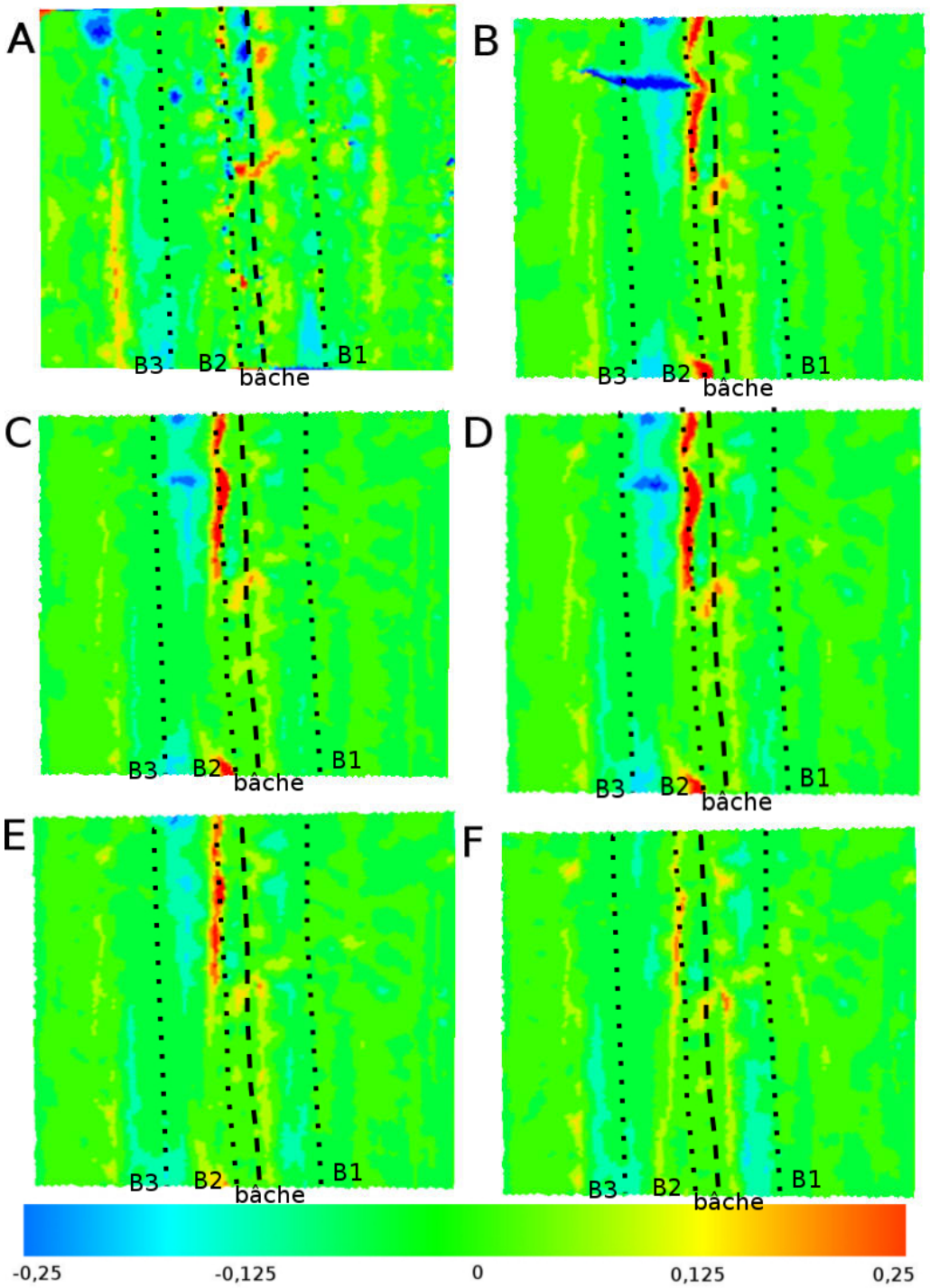

FIGURE VI.16 – Évolution morphodynamique entre le début et la fin de la campagne de mesure avec A) les mesures in situ et avec les résultats obtenus avec la formule de Bijker (1968) pour : B) $\gamma = 0.25$, C) $\gamma = 0.40$, D) $\gamma = 0.42$ (Thornton et Guza), E) $\gamma = 0.55$, F) $\gamma = 0.78$

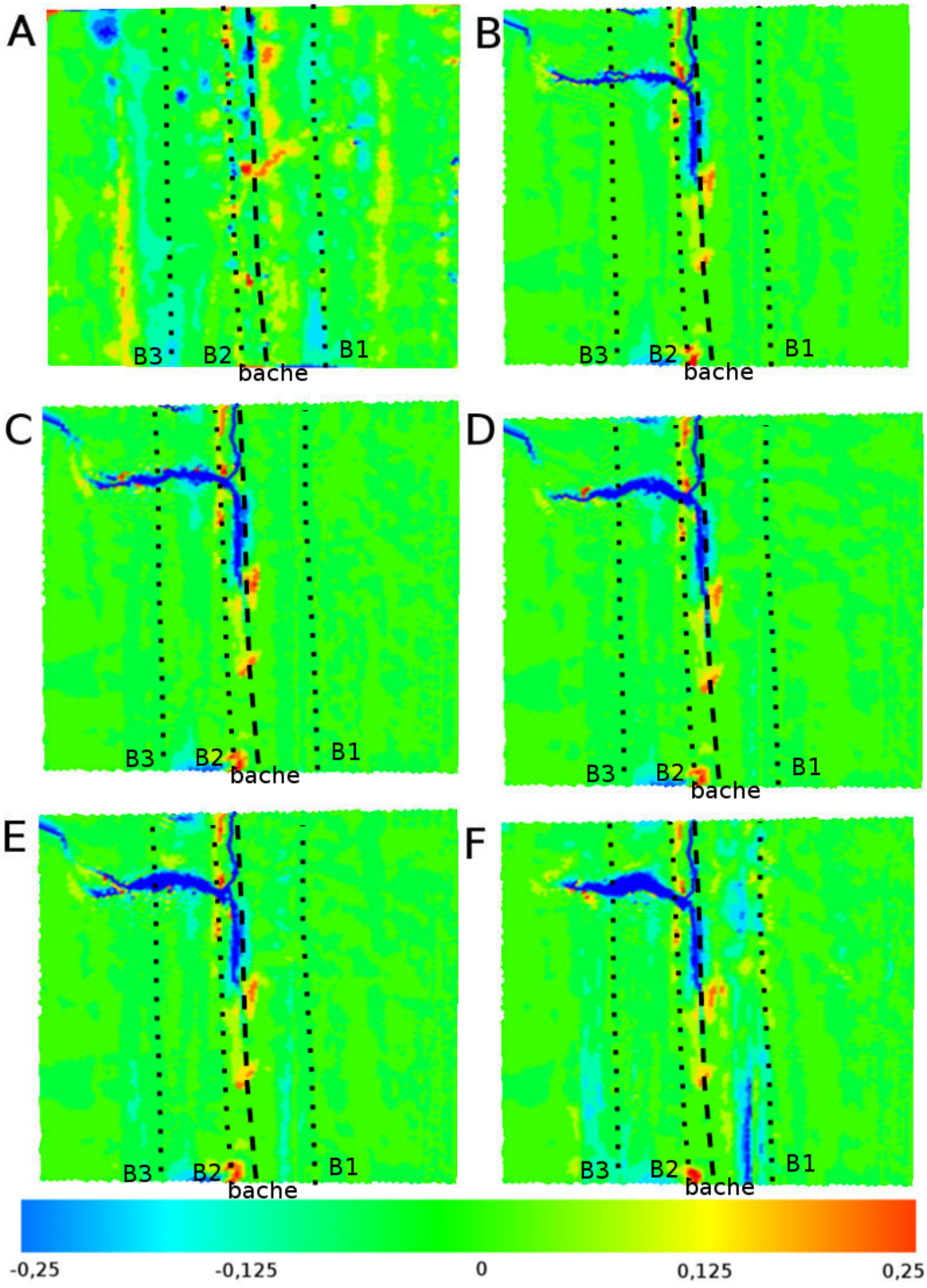

FIGURE VI.17 – Évolution morphodynamique entre le début et la fin de la campagne de mesure avec A) les mesures in situ et avec les résultats obtenus avec la formule de Soulsby-Van Rijn pour : B) $\gamma = 0.25$, C) $\gamma = 0.40$, D) $\gamma = 0.42$ (Thornton et Guza), E) $\gamma = 0.55$, F) $\gamma = 0.78$

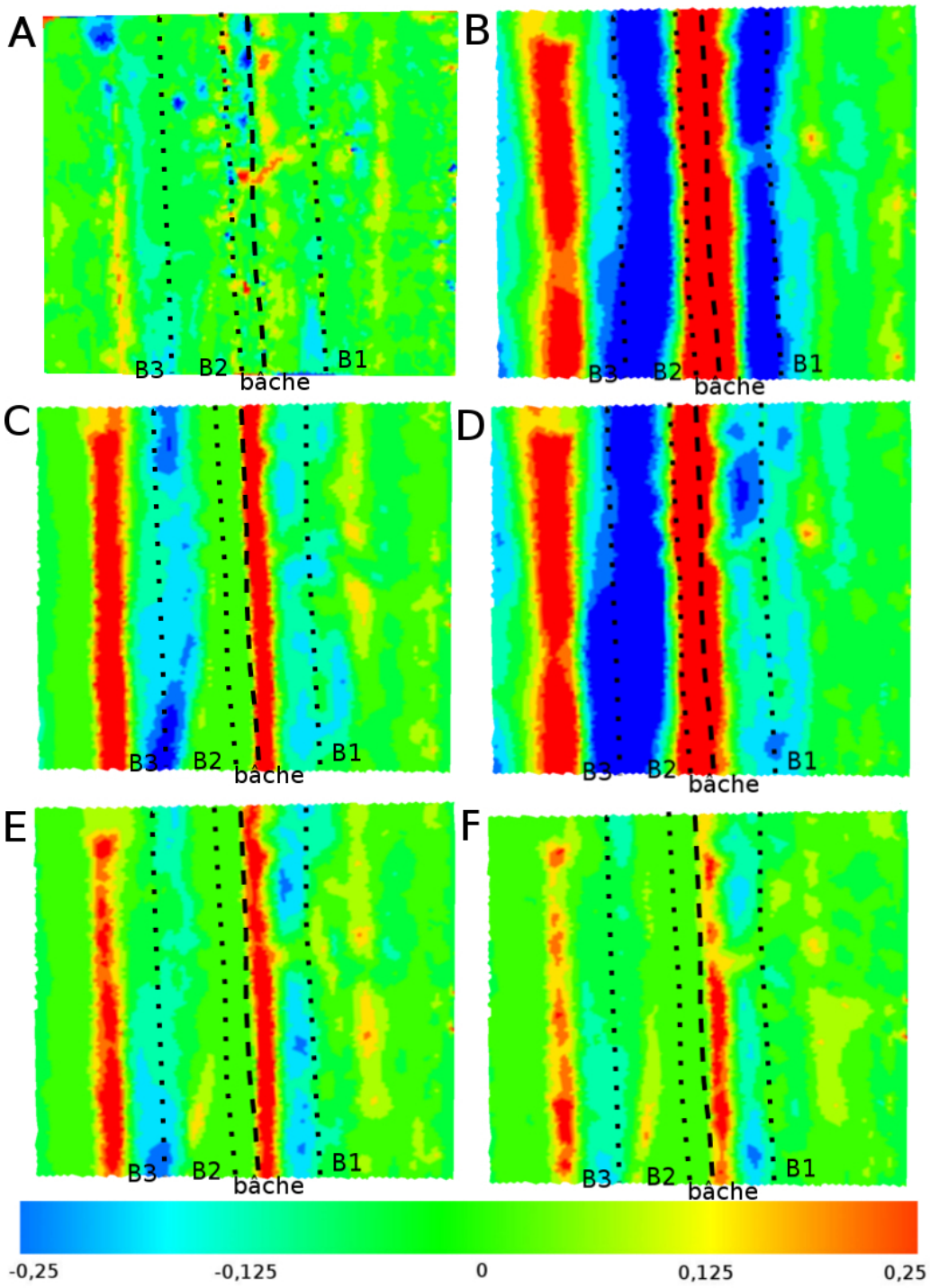

FIGURE VI.18 – Évolution morphodynamique entre le début et la fin de la campagne de mesure avec A) les mesures in situ et avec les résultats obtenus avec la formule de Kamphuis (1991) pour : B) $\gamma = 0.25$, C) $\gamma = 0.40$, D) $\gamma = 0.42$ (Thornton et Guza), E) $\gamma = 0.55$, F) $\gamma = 0.78$

VI.6 Analyse des résultats

VI.6.1 Méthode d'évaluation des résultats

La qualité des résultats des simulations est difficilement déterminable et comparable à d'autres expérimentations. Cependant, il est possible de comparer les simulations Q_{sim} aux mesures in-situ Q_{exp} afin de déterminer quels paramètres permettent d'obtenir les meilleurs résultats. Pour réaliser cet objectif, l'étude de l'erreur quadratique moyenne est un bon indicateur.

$$\text{RMSE} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}(Q_{sim_i} - Q_{exp_i})}{n}} \tag{VI.1}$$

Pour les résultats de vitesse, ainsi que de houle, la comparaison peut être faite directement entre les données de terrain et celles obtenues via le modèle numérique.

La qualité des résultats d'évolution de la morphologie est en général plus difficile à évaluer et ne peut que difficilement être comparée à d'autres simulations ([Roe11]). Pour notre étude, nous avons choisi de comparer l'erreur moyenne sur l'évolution du fond à l'erreur moyenne calculée entre le fond à son état initial in situ et à son état final. Cette valeur servira de valeur de référence en dessous de laquelle le modèle numérique permet d'obtenir une meilleure représentation de l'état final que lorsqu'il n'y a pas d'évolution. Afin de réaliser cette comparaison, l'ensemble des données sont interpolées linéairement sur un même maillage pour avoir le même nombre de points et le calcul d'erreur a été simplifié en utilisant la formule :

$$\text{MSE} = \frac{\sum_{i=1}^{n} Q_{sim_i} - Q_{exp_i}}{n} \tag{VI.2}$$

VI.6.2 Analyse hydrodynamique

Pour cette plage également on observe une erreur quadratique moyenne sur les vitesses et les hauteurs significatives des vagues plus faibles pour un indice de déferlement compris entre 0.4 et 0.55 avec un minimum pour 0.42 (Tableaux VI.2, VI.3). Cette erreur est du même ordre de grandeur que pour la plage précédente. Il apparaît également une plus faible corrélation entre les erreurs sur la houle et celles sur le courant avec une erreur minimale pour le courant avec $\gamma = 0.4 - 0.42 =$ et une erreur minimale pour la houle pour $\gamma = 0.42 - 0.55$. Les erreurs minimales aux niveaux de chaque appareil de mesure

ne sont pas non plus toujours obtenues pour un même indice de déferlement ce qui permet d'émettre l'hypothèse que le déferlement semble dépendre de plus de paramètres. Les erreurs sont plus importantes pour les valeurs extrêmes testées ($\gamma = 0.25$ et $\gamma = 0.78$).

TABLEAU VI.2 – RMSE sur les vitesses à Hardelot

	$\gamma = 0,78$	$\gamma = 0,55$	$\gamma = 0,42$	$\gamma = 0,4$	$\gamma = 0,25$
B3	0,242	0,198	0,194	0,172	0,236
B2	0,113	0,146	0,114	0,140	0,171
Bache	0,147	0,172	0,147	0,165	0,202
B1	0,227	0,201	0,205	0,251	0,323
Global	0,193	0,181	0,170	0,183	0,236

TABLEAU VI.3 – RMSE sur les hauteurs significatives de la houle à Hardelot

	$\gamma = 0,78$	$\gamma = 0,55$	$\gamma = 0,42$	$\gamma = 0,4$	$\gamma = 0,25$
B3	0,129	0,131	0,110	0,112	0,165
B2	0,235	0,176	0,083	0,083	0,182
Bache	0,387	0,244	0,167	0,085	0,113
B1	0,180	0,147	0,142	0,156	0,236
Global	0,209	0,161	0,123	0,116	0,180

VI.6.3 Analyse morphodynamique

Pour le calcul d'erreur sur l'évolution du fond (Tableau VI.4), les simulations apportent une meilleure représentation du fond que lorsque l'on ne considère pas d'évolution pour deux formules uniquement, Bailard et Bijker avec en particulier l'indice $\gamma = 0.55$. Les autres simulations entrainent une erreur plus importante, notamment la formule de Soulsby-Van Rijn qui génère l'erreur maximale probablement suite à la génération d'un chenal de vidange.

On peut identiquement au site de Zuydcoote comparer les résultats sur une figure 3D en superposant les évolutions obtenues par les simulations à l'évo-

TABLEAU VI.4 – MSE sur l'évolution du fond à Hardelot

	Bailard	Soulsby - Van Rijn	Bijker	Kamphuis
Référence	0,0038	0,0038	0,0038	0,0038
$\gamma = 0,78$	0,0041	0,012	0,0045	0,0045
$\gamma = 0,55$	0,0031	0,008	0,003	0,0043
$\gamma = 0,42$	0,004	0,012	0,004	0,0046
$\gamma = 0,4$	0,0043	0,01	0,0034	0,0051
$\gamma = 0,25$	0,0036	0,011	0,0043	0,0055

lution du fond in-situ, et au fond initial (Figs.VI.20, VI.19). On observe également pour cette plage une bonne représentation des différentes zones, avec une nouvelle fois un léger décalage vers le large de l'évolution dans le modèle numérique.

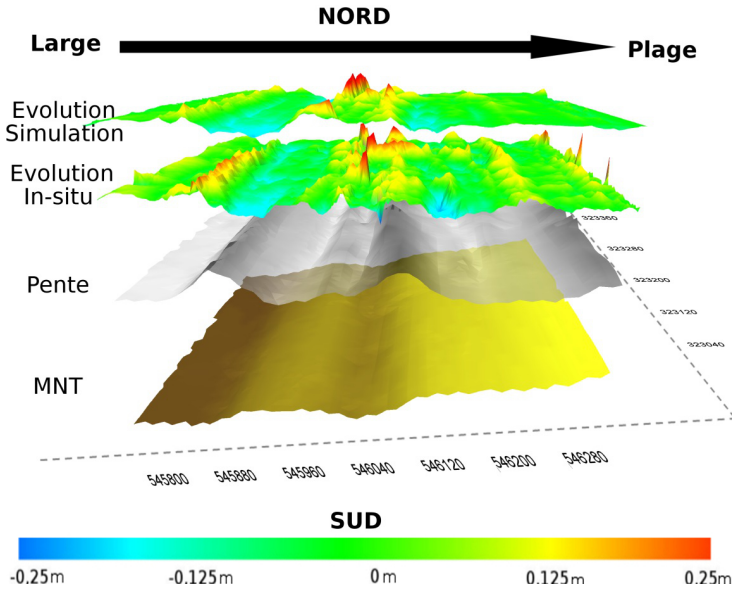

FIGURE VI.19 – Comparaison de l'évolution du fond sur la plage de Hardelot entre les mesures in-situ et la formule de Bijker entre le début et la fin de campagne de mesures pour $\gamma = 0.55$

Compte tenu de l'ensemble de ces résultats, l'indice le plus représentatif de cette plage est de l'ordre de 0.4 – 0.55, qui est également compris dans la gamme de valeurs existantes dans la littérature ([KM02], [Mas04], [SA07]).

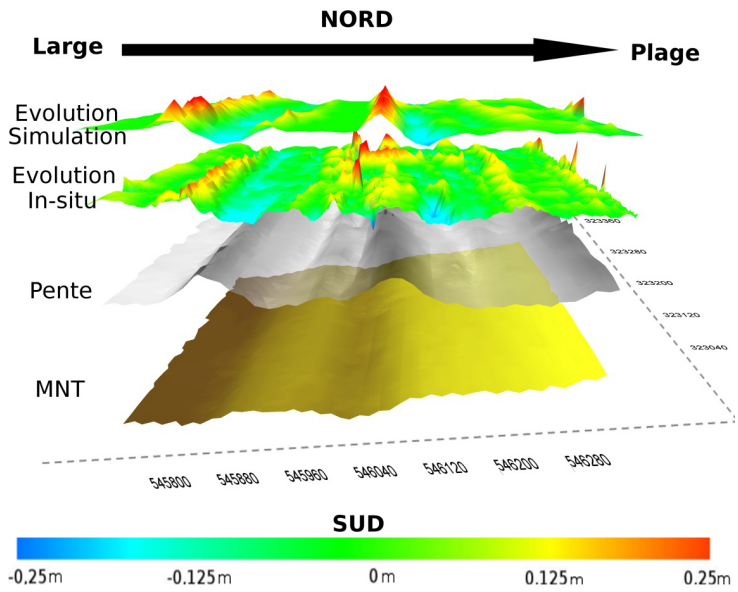

FIGURE VI.20 – Comparaison de l'évolution du fond sur la plage de Hardelot entre les mesures in-situ et la formule de Bailard entre le début et la fin de campagne de mesures pour $\gamma = 0.55$

VI.7 Conclusion

La campagne de Hardelot a été marquée par des conditions climatiques très variées, avec des vents plus ou moins forts, et un changement de direction. Cela se traduit par une forte modulation de la hauteur significative des vagues au large ainsi qu'une période avec la houle s'opposant au courant de jusant, et une période pendant laquelle elle était dans la même direction. Cette campagne est également marquée par une faible évolution du fond.

Les simulations mettent en premier lieu en avant l'influence de l'absence de chenal de vidange dans la zone étudiée, ce qui a entraîné la génération d'un chenal numérique pour vidanger la bâche très marquée. En fonction du paramètre de déferlement et des formules de transport solide utilisées ce chenal s'est retrouvé soit dans le domaine, soit légèrement au nord, excepté pour la formule de Soulsby-Van Rijn qui a généré un deuxième chenal au sud pour $\gamma = 0.78$. Ces observations permettent de dire que de ce type de chenal a une grande influence sur l'évolution, et son absence dans le modèle numérique peut être une source d'erreurs importantes. Un chenal avait bien été observé en dehors du domaine d'étude au cours de la campagne de mesures.

Pour cette plage un indice de déferlement compris entre 0.4 et 0.55 permet

de mieux reproduire l'hydrodynamique et également l'évolution morphodynamique avec comme pour la plage de Zuydcoote un décalage de quelques mètres vers le large des zones en accrétion et en érosion. Cette plage d'indice est supérieure à celle déterminée à partir de photo prises pendant la campagne de mesures, cependant les photo permettent de déterminer uniquement l'indice à partir duquel les vagues commencent à déferler, et non le rapport maximum entre le fond et l'amplitude de la houle.

Les formules de Bijker et Bailard ont permis d'obtenir les meilleurs résultats en termes de transport sédimentaire et d'évolution morphologique du fond. La formule de Soulsby-Van Rijn sous-estime sur cette plage le transport sédimentaire, avec une évolution du fond dominée par la génération de chenaux de vidanges. Enfin, la formule de Kamphuis montre une faible variation spatiale des zones en accrétion et érosion en fonction de l'indice de déferlement, avec une influence plus importante sur la localisation des valeurs extrêmes d'évolutions.

Enfin une part importante des erreurs sur les vitesses provient des deux derniers jours de simulations principalement par rapport aux appareils en haut de plage. Une partie de cette erreur peut s'expliquer par la non prise en compte du vent dans les simulations qui joue un rôle important sur les vitesses moyennes dans la colonne d'eau lorsque la profondeur est faible (Xu and Bowen 1994 [XB94], Ruessink et al 2001 [RMF$^+$01] Sedrati et Anthony 2007 [SA07]).

Chapitre VII

Comparaisons mesures in-situ et simulations numériques sur la plage de Zuydcoote

« Toute action naturelle est engendrée par la nature de la plus courte façon que l'on puisse trouver. »

Léonard De Vinci

Sommaire

VII.1 Méthodologie **144**
VII.2 Comparaisons de la houle **148**
VII.3 Comparaisons de la vitesse longshore **152**
VII.4 Comparaisons des flux de sédiments **157**
VII.5 Comparaisons morphodynamique **164**
VII.6 Analyse des résultats **170**
VII.6.1 Analyse hydrodynamique 170
VII.6.2 Analyse morphodynamique 171
VII.7 Conclusion **173**

Comparaisons mesures in-situ et simulations numériques sur la plage de Zuydcoote

VII.1 Méthodologie

La campagne de mesures de Zuydcoote s'est déroulée du 3 au 8 juin 2013. 2 appareils de mesures, les S4, ont été placés au large avant le début de la campagne et serviront, comme expliqué précédemment, à fournir les paramètres nécessaires pour la génération de houle, et le calcul des hauteurs d'eau aux limites du domaine. L'ensemble des mesures hydrologiques sur l'estran a été réalisé sur la partie basse de 3 barres notés B1, B2, B3 et d'une bâche Fig.VII.1.

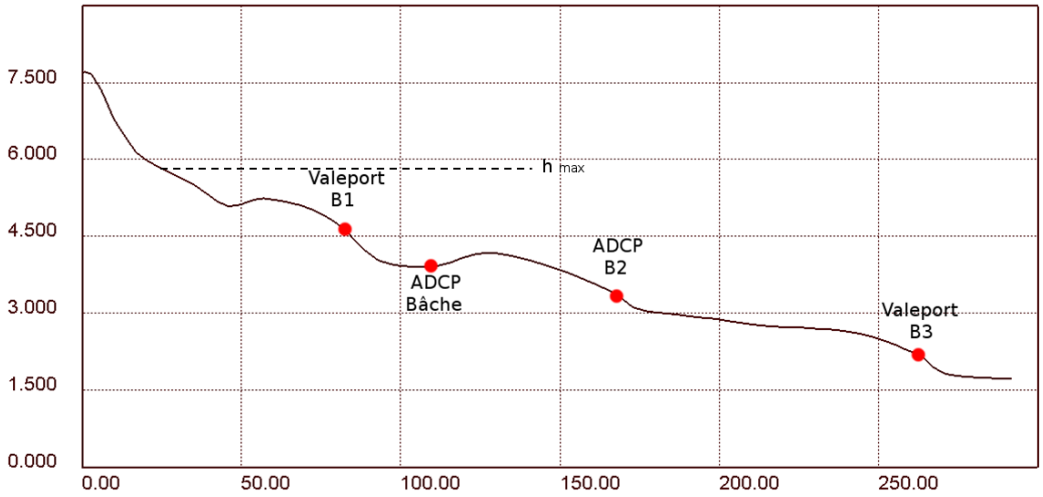

FIGURE VII.1 – Profil de la plage de Zuydcoote exprimé par rapport au niveau zéro hydrologique avec l'emplacement des différents appareils de mesures et la hauteur d'eau maximum observée

Dans cette étude, les paramètres hydrodynamiques entre simulations et mesures in situ sont comparées à chaque appareil de mesure. De plus les mesures de flux sédimentaires réalisées au niveau des appareils de mesures à l'aide des pièges de type KRAUS sont également comparées aux simulations numériques. Enfin, l'évolution de la topographie de l'estran entre le début et la fin de la campagne de mesure est également comparée avec les résultats des simulations

numériques.

Les simulations sont réalisées sur un maillage de plus de 38000 noeuds qui représente un domaine de 3km dans la direction longshore, et de 1,4 km dans la direction cross-shore. La partie correspondante à la zone d'étude est raffinée avec un maille de 4 mètres et qui représente 26000 noeuds, un maillage plus lâche est utilisé en dehors de cette zone. Les simulations sont réalisées avec les 3 modules couplés (Telemac2d pour la simulation hydrodynamique, TOMAWAC pour le modèle de propagation de houle, et Sisyphe pour le modèle sédimentaire). Le temps d'un calcul est d'environ 72h de simulations sur les machines utilisées et représente 6 jours de temps réel.

Les données d'entrées de houle sur la limite au large sont récapitulées sur la figure Fig.VII.2. La direction est exprimée dans le système de TOMAWAC, en indiquant la direction de propagation par rapport au Nord dans le sens horaire. Une houle avec une direction de 200° est donc orientée vers le SSW. L'angle de la plage par rapport à l'axe Est est de 21°, une houle qui arriverait perpendiculairement à la plage aurait donc un angle de 159°. On est donc dans une situation où les houles vont principalement générer un courant orienté vers l'ouest.

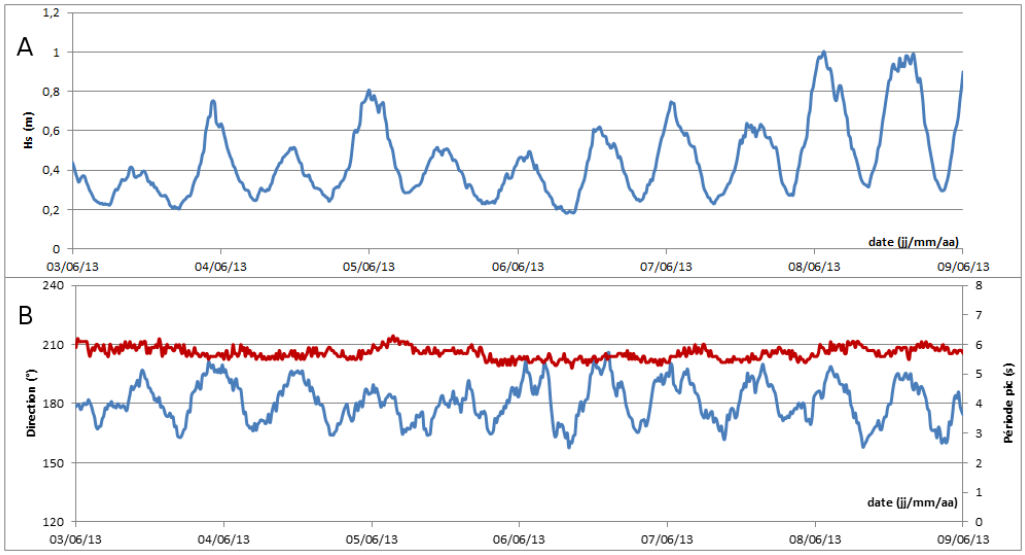

FIGURE VII.2 – Paramètres de la houle au niveau de la limite au large, A) hauteur de houle significative (m), B) en bleu, direction pic (°) ; en rouge, période pic (s)

Des simulations numériques sont réalisées pour les 4 formules de transports solides présentés précédemment(Soulsby-Van Rijn, Bijker, Bailard, et Kamphuis).

Pour chaque formule de transport, différents indices de déferlement γ du modèle de Battjes et Janssen ([Bat72, BJ78]) en condition "shallow water" sont testés. γ est défini comme le rapport entre la hauteur de houle maximum H_m et la profondeur d :

$$H_m = \gamma d \tag{VII.1}$$

Pour notre étude, 4 valeurs différentes de γ sont testées :

— $\gamma = 0,78$ qui correspond au critère de Miche pour une houle monochromatique en condition "shallow water" et qui est encore couramment utilisé.

— $\gamma = 0,55$ qui correspond à la hauteur maximale au déferlement de houle aléatoire sur un lit horizontal d'après Owens [Owe80] et qui correspond à la hauteur de houle observée au niveau de la barre B1. Cette valeur augmente avec la pente de la plage et la période des houles.

— $\gamma = 0,4$ qui correspond à la hauteur maximum de houle observée au cours de notre campagne de mesure.

— $\gamma = 0,25$ qui correspond à la hauteur maximum de houle observée au niveau de la bâche.

La formulation du déferlement de Thornton et Guza ([TG+83]) est également utilisée avec un indice γ de 0.42 recommandé et défini de la même manière que celui de Battjes et Janssen.

Ce sont donc 20 simulations (4 formules de transport, 5 indices de déferlement γ) qui ont été réalisées pour un temps total de calcul légèrement inférieur à 60 jours.

Le modèle hydrodynamique à été calibré comme présenté précédemment avec un coefficient de rugosité de Strickler K = 50 et les hauteurs d'eau simulées et mesurées au niveau des différents appareils, représentées sur la figure Fig.VII.3.

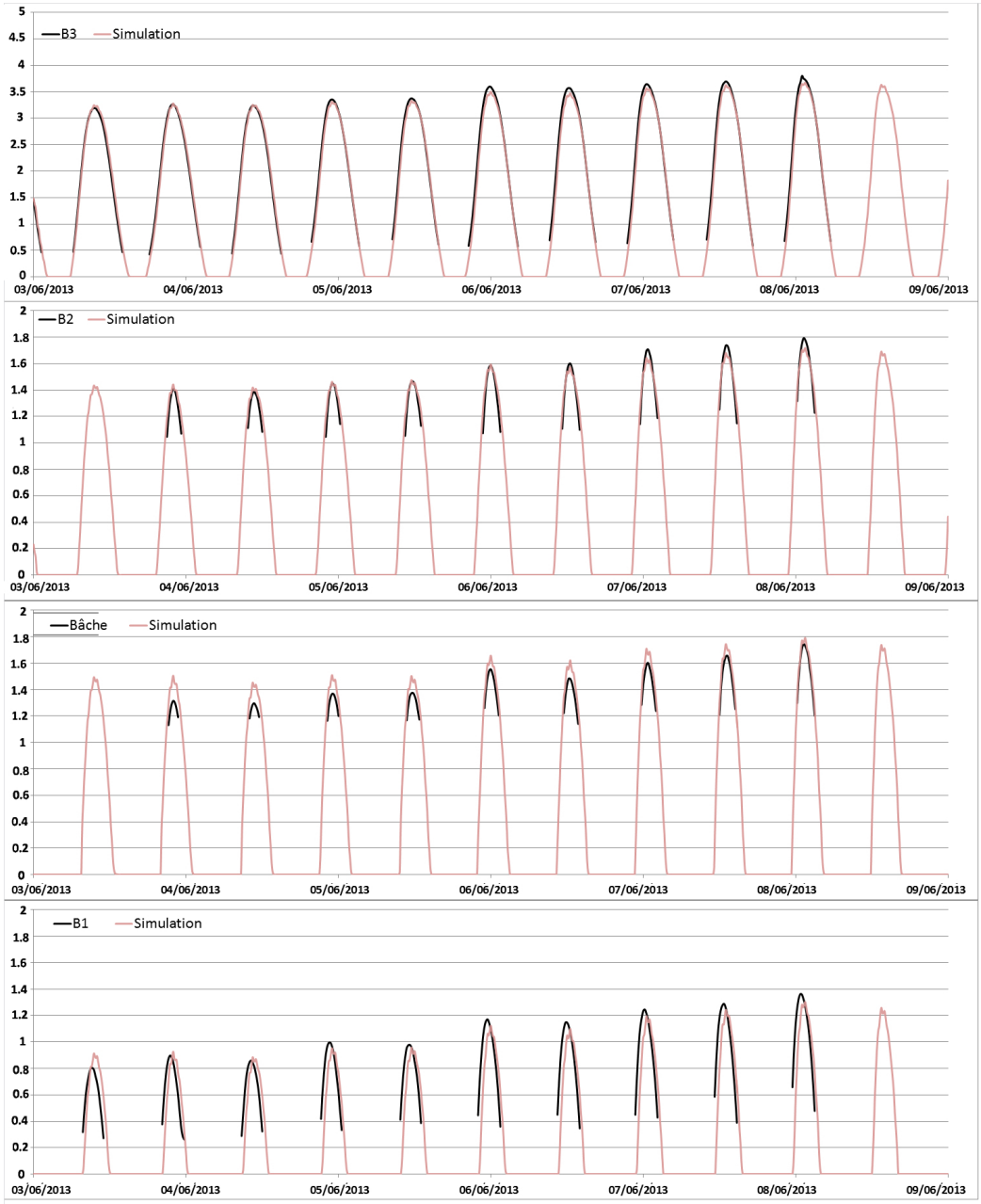

FIGURE VII.3 – Hauteur d'eau calculée et mesurée au dessus des différents appareils de mesures

VII.2 Comparaisons de la houle

Les données issues des campagnes de mesures de terrains, notamment la hauteur significative de la houle et sa période pic sont comparées aux résultats obtenus via les simulations avec les différents indices de déferlement présentés précédemment. Compte-tenu de la faible variation morphologique due à la durée totale de la campagne de mesure, les variations obtenues par l'utilisation d'une formule de transport par rapport à une autre ne sont pas présentées, leurs influences étant inférieures à 5%. L'ensemble des résultats pour la hauteur significative de la houle au niveau des appareils B3, B2, bâche et B1 est représenté sur la figure Fig.VII.4.

Au niveau de la barre B3, les différentes formulations utilisées donnent des résultats assez proches pour les conditions énergétiques les plus faibles, exceptés les résultats obtenus avec $\gamma = 0.25$ où une certaine quantité d'énergie de la houle est dissipée par déferlement sur cette barre la plus basse. Dans les conditions plus énergétiques, notamment entre le 4 et 5 juin, et le 8 juin, les autres valeurs de γ testées surestiment la hauteur maximum de houle par rapport aux mesures in-situ. L'écart est d'autant plus important entre les mesures et les simulations que γ est élevé. On observe également fréquemment une sous-estimation de H_s lors des premiers instants de submersion de l'appareil pendant la phase de marée montante.

Au niveau de la barre B2, les résultats obtenus avec $\gamma > 0.5$ surestiment les valeurs maximales de Hs par rapport aux mesures. Les résultats les plus proches sont obtenus pour $\gamma = 0.4$ ainsi qu'avec $\gamma = 0.42$ avec la formulation de Thornton et Guza. L'utilisation de $\gamma = 0.25$ génère une sous-estimation importante de la houle au niveau de cet appareil.

Dans la bâche, une meilleur représentation est obtenue pour un γ compris entre 0.25 et 0.4. $\gamma = 0.55$ génère une surestimation de H_s du double de la valeur mesurée, et $\gamma = 0.78$ est environ 2,5 fois supérieur.

Pour la barre B1, la meilleure représentation est obtenue avec la dissipation de Thornton et Guza avec $\gamma = 0.42$. Avec la dissipation de Battjes et Janssen les valeurs de $\gamma = 0.4$ et $\gamma = 0.55$ donnent une bonne estimation de la hauteur significative par rapport à $\gamma = 0.78$ qui génère une surestimation et $\gamma = 0.25$ une sous-estimation.

Dans notre modèle, les dissipations d'énergie par déferlement ne provoquant pas de modification de la période de la houle, les mesures in-situ de période pic

sont comparées avec une seule simulation (arbitrairement, $\gamma = 0.55$) Fig.VII.5. On observe une surestimation de la période de 1 seconde au niveau de la barre B3 et une sous-estimation inférieure à 1 seconde dans la bâche. Les valeurs obtenues numériquement au niveau des barres B2 et B1 sont proches des mesures in-situ.

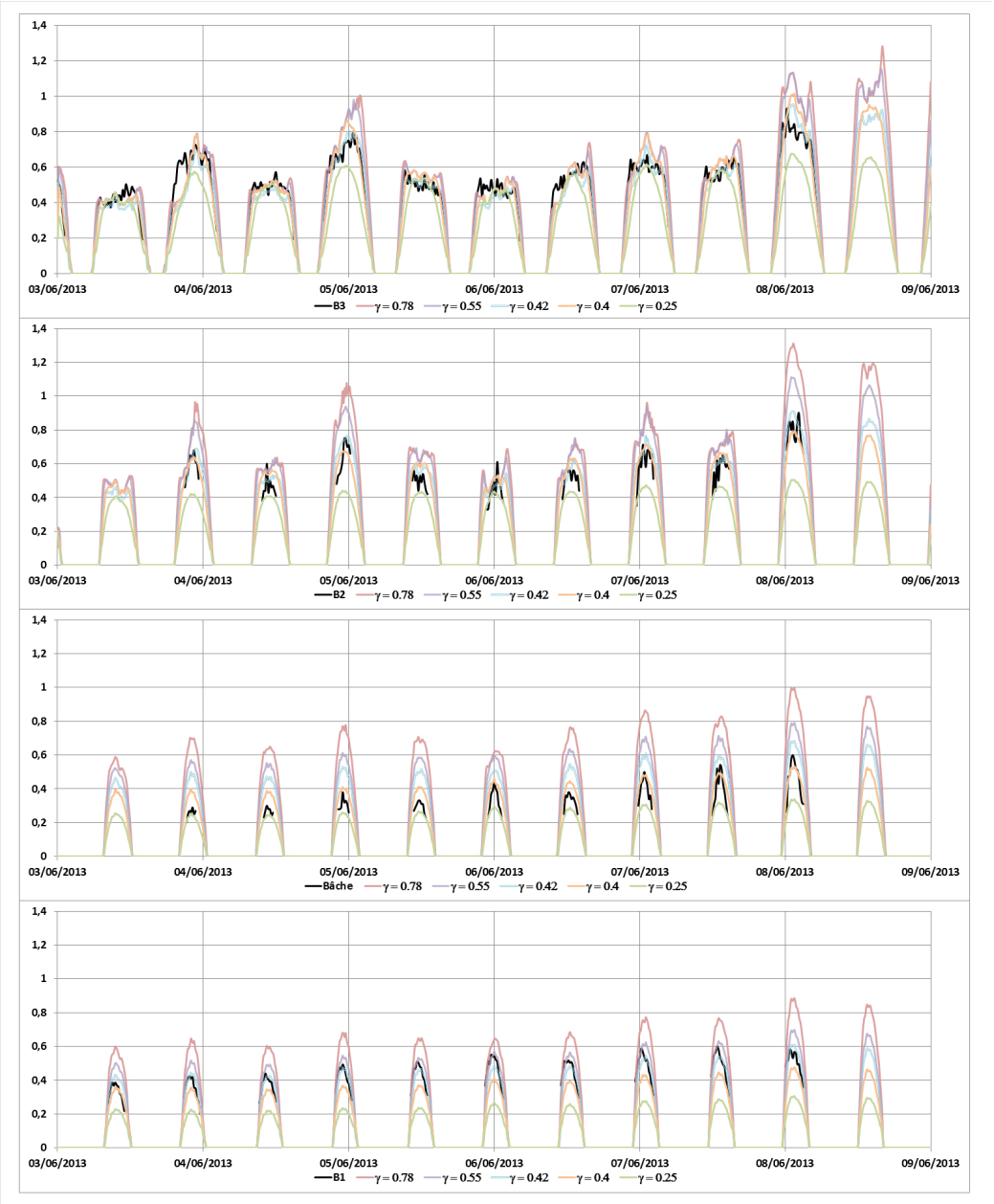

FIGURE VII.4 – Hauteur significative de la houle H_s (m) calculée et mesurée au dessus des différents appareils de mesures

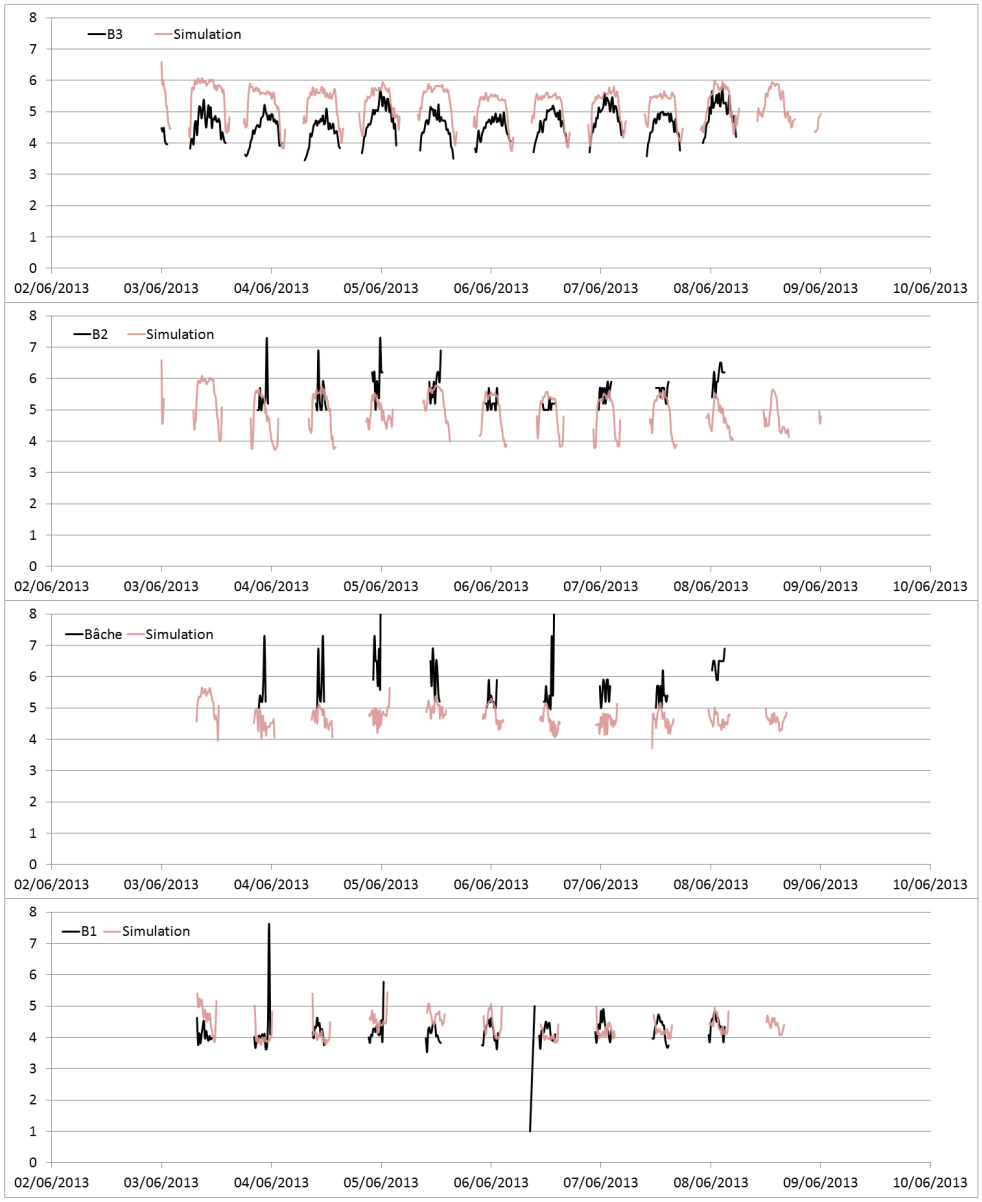

FIGURE VII.5 – Période pic de la houle (s) calculée et mesurée au-dessus des différents appareils de mesures

VII.3 Comparaisons de la vitesse longshore

Les comparaisons de vitesse longshore en fonction de γ sont représentées sur les figures Fig.VII.6 pour la barre B3, Fig.VII.7 pour la barre B2, Fig.VII.8 dans la bâche et Fig.VII.9 au niveau de l'appareil placé sur la barre B1. Le courant longshore est défini positif vers l'Est (direction ENE) et négatif dans la direction opposé.

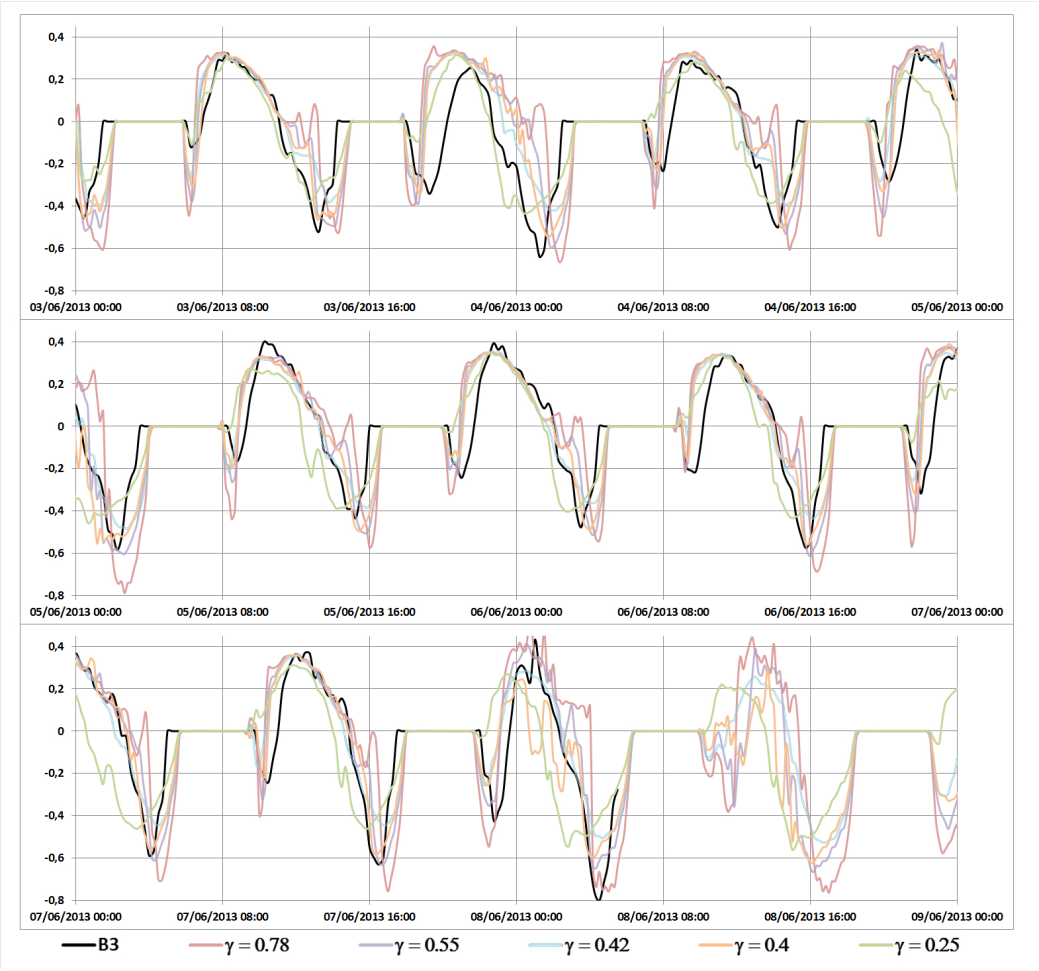

FIGURE VII.6 – Vitesse longshore ($m.s^{-1}$) calculée et mesurée au-dessus de l'appareil de mesure B3 (positive vers l'Est, et négative vers l'Ouest).

De même que pour les résultats de houles, les variations liées à l'utilisation d'une formule de transport sédimentaire par rapport à une autre ne sont pas présentées.

Au niveau de la barre B3 on observe 3 phases de courant pour chaque marée. Une première phase avec des vitesses longshore dirigées vers l'Ouest (Fig.VII.6) correspondant à la période de marée montante et où l'appareil est situé dans une faible profondeur, ce qui implique un déferlement des houles. Une seconde phase à marée haute caractérisée par la prédominance des courants de marées, avec une vitesse longshore dirigée vers l'Est. Et enfin une dernière phase correspondant à la marée descendante qui génère une vitesse longshore vers l'Ouest à laquelle s'ajoute les effets du déferlement de la houle.

De manière générale, lors de la première phase où le courant de déferlement vers l'Ouest domine le courant lié à la marée vers l'Est, on observe une sous-estimation dans la durée où le courant lié au déferlement est dominant. L'impact du coefficient γ est principalement sur l'amplitude, avec un courant de déferlement plus fort avec un γ élevé. On observe également fréquemment un faible décalage du pic de courant lié au déferlement, avec un effet qui dure plus longtemps pour $\gamma = 0,4$ que $\gamma = 0,78$. Le déferlement n'est pas ressenti pour $\gamma = 0,25$ et laisse supposer que le déferlement a lieu bien plus bas sur l'estran.

La phase où le courant est dominé par la marée avec une vitesse longshore dirigée vers l'Est est assez bien représentée, et dans la majorité des simulations, cette période n'est pas influencée par la valeur de γ, excepté pour $\gamma = 0.25$. $\gamma = 0.25$ atténue l'effet de la marée suite au déferlement. On observe également une influence de $\gamma = 0.4$ le 8 juin, entraînant une sous-estimation de la vitesse longshore due à la marée.

Lors de la troisième phase, la marée est descendante et induit un courant longshore dirigé vers l'ouest auquel s'ajoute le courant lié au déferlement suite à la diminution de la profondeur. En fonction des différents γ testés, on observe que plus le γ diminue, plus le pic de vitesse lié au déferlement a lieu tôt et est faible, et a donc lieu à une profondeur plus importante. Les résultats obtenus pour $\gamma = 0,4$ sont assez cohérents avec les mesures concernant l'instant où a lieu la vitesse maximale, $\gamma = 0,25$ entraînant un déferlement trop tôt et $\gamma = 0,55$ un pic lié au déferlement souvent trop tard.

Les vitesses longshore mesurées au niveau de la barre B2 varient en fonction des marées entre des vitesses dirigées vers l'Ouest (Fig.VII.7) et des vitesses qui alternent entre Est et Ouest. On observe une corrélation directe avec les houles, avec les jours où elles sont les plus importantes, un courant longshore dirigé vers l'Ouest. Cela laisse supposer un rôle important du courant lié au déferlement (marée de la nuit du 3 au juin, et marée de la nuit entre le 7 et 8 juin). Au niveau de cette barre les vitesses mesurées oscillent principalement entre les

valeurs de $\gamma = 0,25$ et $\gamma = 0,40$ ainsi que celles obtenues avec la formulation de Thornton et Guza avec $\gamma = 0.42$. Les valeurs plus élevées semblent permettre une prédominance du courant longshore due à la marée.

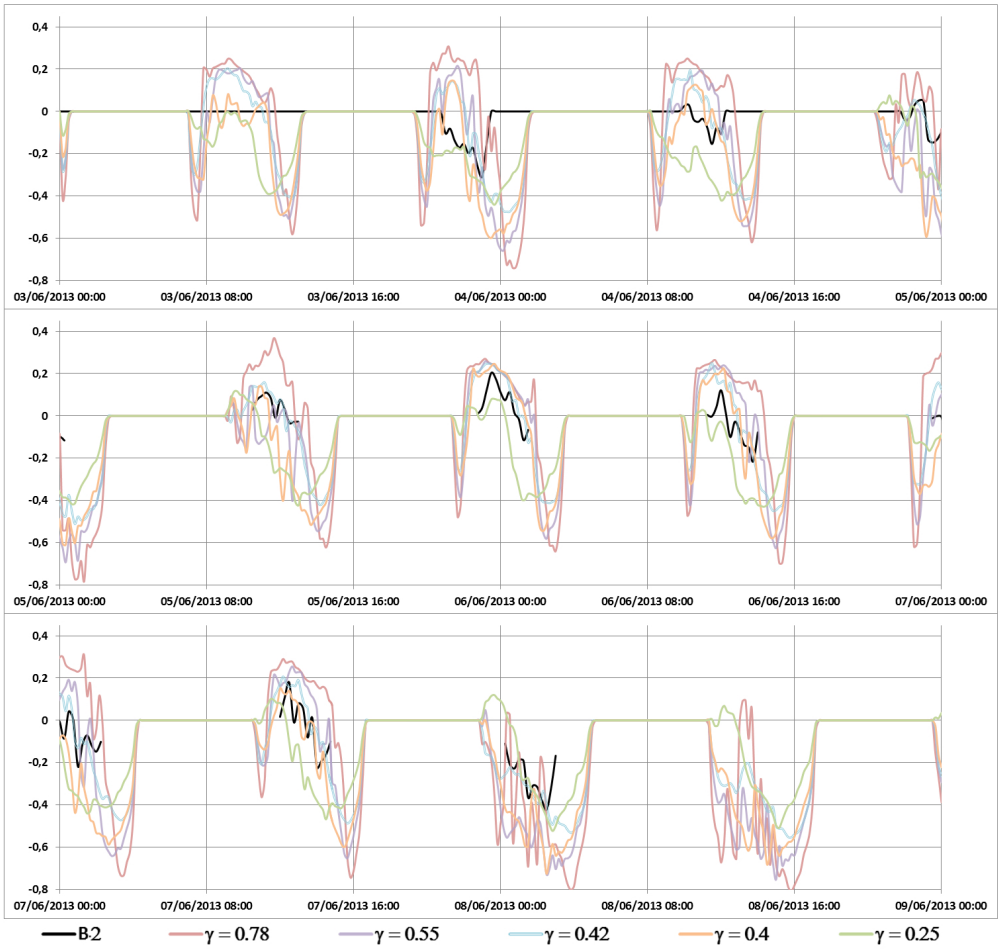

FIGURE VII.7 – Vitesse longshore ($m.s^{-1}$) calculée et mesurée au-dessus de l'appareil de mesure B2 (positive vers l'Est, et négative vers l'Ouest).

Les vitesses longshore mesurées au niveau de la bâche sont uniquement dirigées vers l'Ouest (Fig.VII.8) avec des valeurs extrêmes supérieures à $0,5m.s^{-1}$ la nuit du 3 au 4 juin, et supérieures à $0,8m.s^{-1}$ la nuit du 7 au 8 juin. De même que pour la barre B2, ces valeurs extrêmes sont reliées aux périodes de plus fortes houles. De manière générale, les vitesses obtenues pour $\gamma < 0,78$ sont dirigées vers l'Ouest mais sont sous-estimées. La formulation de Thornton et Guza semble donner des résultats assez proches dans les conditions de houles

plutôt faibles.

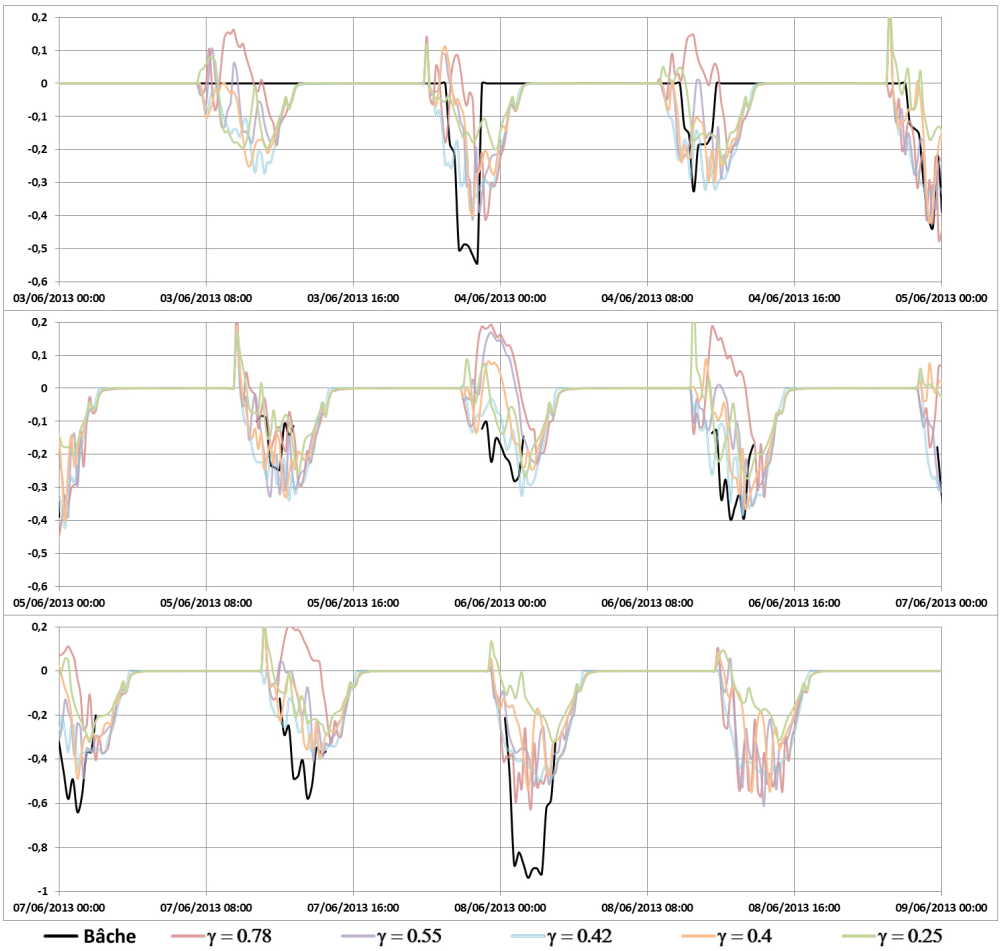

FIGURE VII.8 – Vitesse longshore ($m.s^{-1}$) calculée et mesurée au-dessus de l'appareil de mesure dans la bâche (positive vers l'Est, et négative vers l'Ouest).

De même que dans la bâche, les vitesses longshore mesurées au niveau de la barre B1 sont orientées vers l'Ouest (Fig.VII.9). Les vitesses mesurées sont assez constantes aux environs de 0,3 $m.s^{-1}$ entre chaque marée et semblent donc être moins influencées par les conditions de houle au large, bien que la direction du courant soit toujours orientée dans le sens du courant de jusant. Les vitesses longshore mesurées sont comprises entre les vitesses obtenues avec $\gamma = 0,25$ et $\gamma = 0,40$ (ainsi que $\gamma = 0,42$). Pour $\gamma = 0,55$ les vitesses de courants obtenues sont plus élevées toujours dans la direction Ouest. Avec $\gamma = 0,78$ on observe pour certaines marées, notamment le 6 juin, un retour de courant orienté dans

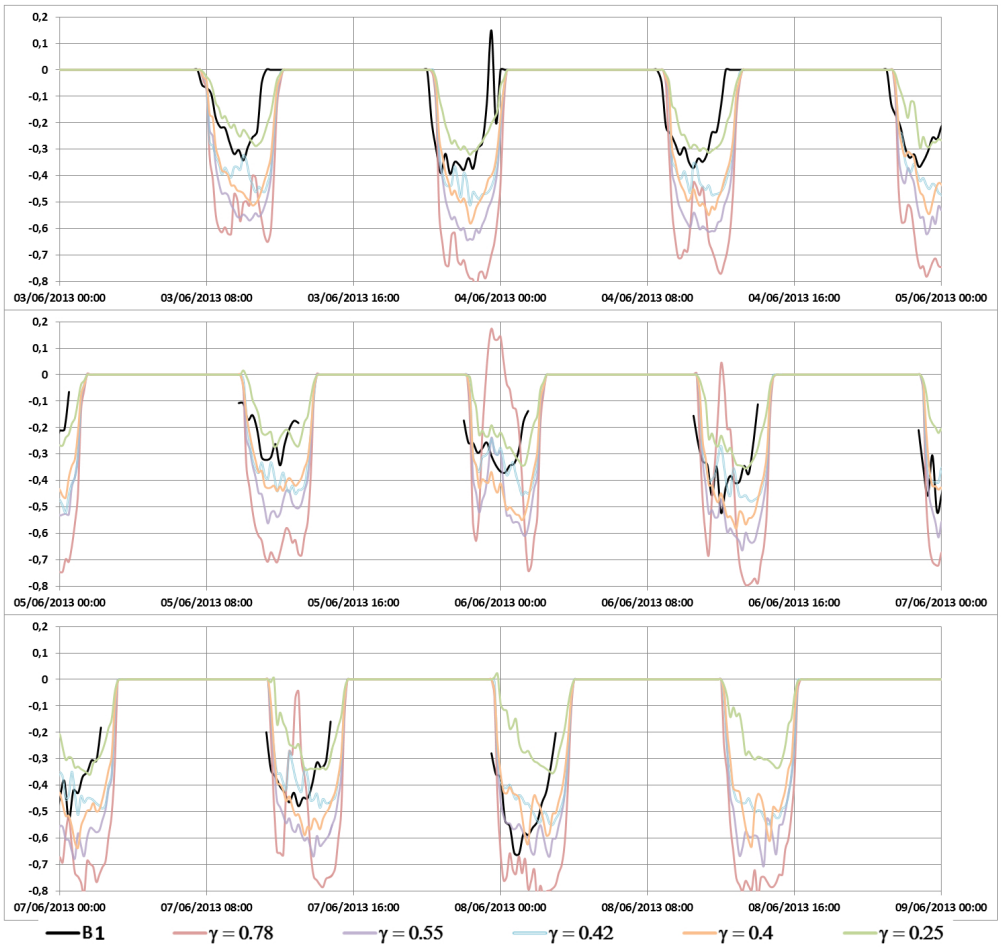

FIGURE VII.9 – Vitesse longshore ($m.s^{-1}$) calculée et mesurée au-dessus de l'appareil de mesure B1 (positive vers l'Est, et négative vers l'Ouest).

le sens du flot, avec une vitesse longshore positive donc dirigée vers l'est.

VII.4 Comparaisons des flux de sédiments

Pour chaque formule de transport solide utilisé, les 5 valeurs de γ ont été testées afin de déterminer l'influence du déferlement sur ce transport. Les mesures in-situ ont été réalisées à l'aide de pièges de type KRAUS en zone de surf au niveau des appareils de mesure dans la direction longshore. La majorité des piégeages a été réalisée à marée descendante, pendant le jusant et avec une hauteur d'eau de l'ordre du mètre pour piéger sur l'intégralité de la colonne d'eau. 10 mesures ont été réalisées pendant la période de flot, principalement les 6 et 7 juin. Ces mesures sont plus dangereuses et difficiles à réaliser suite à la montée du niveau d'eau. Les mesures sont regroupées dans le tableau VII.1 Les flux obtenus pendant le flot sont d'environ un ordre de grandeur plus faible. On observe généralement le contraire le long de cette côte, ce qui peut être expliqué par le vent d'origine NE, fréquent au mois de Juin mais pas représentatif du vent dominant sur l'année (cf Chapitre III - III.3.3). On observe également un transport plus important au niveau des barres B3 et B2 que sur la partie supérieure de la plage.

Les résultats sont regroupés en une figure par formule de transport avec des sous-figures pour chaque valeur du coefficient γ. Les résultats du transport solide calculé, Q_{sc} ($kg.m^1.s^{-1}$), sont tracés en fonction des valeurs mesurées Q_{sm} ($kg.m^1.s^{-1}$). Sur chaque figure, les mesures réalisées au niveau de la barre B3 sont représentées par des ronds $\circ$, au niveau de B2 par des triangles $\triangle$, dans la bâche par des losanges $\Diamond$ et au niveau de la barre B1 par des carrés $\square$. Les mesures réalisées pendant le flot avec le courant dirigé vers l'est sont en rouge, les mesures pendant le jusant en bleu. Pour chaque graphe sont tracées les courbes $Q_{sc} = 2.Q_{sm}$ et $Q_{sc} = 0,5.Q_{sm}$ représentant une gamme de résultats acceptables.

La figure Fig.VII.10 regroupe les résultats obtenus avec la formule de transport de Bailard [Bai81]. Cette formule n'utilise pas de traitement particulier pour la prise en compte du déferlement. On observe une augmentation du transport sédimentaire avec l'augmentation de γ, surtout pour $\gamma = 0,78$. Les résultats obtenus avec les γ les plus faibles sont plus proches des mesures, avec une surestimation du transport pendant le flot. On observe également une surestimation du transport dans la bâche $\gamma = 0,25$.

Les résultats obtenus avec la formule de Bijker [Bij68] sont regroupés sur la figure Fig.VII.11.

Dans cette formule, le coefficient b varie en fonction de la houle. Il prend une

TABLEAU VII.1 – Liste des piégeages à Zuydcoote

Date	Location	Courant	Houle	Qsm ($kg.m^{-1}.s^{-1}$)
03/06/13 10:34	Bâche	Jusant	Déferlement - Surf	$4,63.10^{-03}$
03/06/13 11:09	Bâche	Jusant	Déferlement - Surf	$7,16.10^{-03}$
03/06/13 11:46	B2	Jusant	Déferlement - Surf	$2,12.10^{-02}$
03/06/13 13:28	B3	Jusant	Déferlement - Surf	$4,87.10^{-02}$
04/06/13 11:08	B1	Flot	Surf	$2,85.10^{-02}$
04/06/13 11:44	Bâche	Jusant	Surf	$1,09.10^{-02}$
04/06/13 13:03	B2	Jusant	Déferlement - Surf	$7,53.10^{-02}$
04/06/13 14:30	B3	Jusant	Surf	$4,01.10^{-02}$
05/06/13 11:39	B1	Flot	Surf	$1,42.10^{-02}$
05/06/13 12:32	B1	Jusant	2eme Surf	$7,01.10^{-03}$
05/06/13 12:32	Bâche	Jusant	Surf	$2,98.10^{-03}$
05/06/13 14:05	B2	Jusant	Surf	$3,93.10^{-02}$
05/06/13 15:29	B3	Jusant	Surf	$3,99.10^{-02}$
06/06/13 10:09	B3	Flot	Surf	$8,43.10^{-04}$
06/06/13 10:51	B2	Flot	Surf	$2,66.10^{-03}$
06/06/13 11:29	Bâche	Flot	Surf	$3,07.10^{-03}$
06/06/13 12:18	B1	Flot	Surf	$1,24.10^{-02}$
06/06/13 13:30	B1	Jusant	Surf	$2,29.10^{-02}$
06/06/13 13:52	Bâche	Jusant	Surf	$2,35.10^{-02}$
06/06/13 14:43	B2	Jusant	Surf	$4,09.10-^{02}$
06/06/13 15:42	B3	Jusant	Surf	$4,81.10^{-02}$
07/06/13 11:08	B3	Flot	Surf	$1,59.10^{-03}$
07/06/13 11:41	B2	Flot	Surf	$5,70.10^{-04}$
07/06/13 11:53	Bâche	Flot	Surf	$5,93.10^{-03}$
07/06/13 12:30	B1	Flot	Surf	$8,53.10^{-03}$
07/06/13 13:55	B1	Jusant	Surf	$8,73.10^{-03}$
07/06/13 14:36	Bâche	Jusant	Surf	$1,16.10^{-02}$
07/06/13 15:42	B2	Jusant	Surf	$5,45.10^{-02}$
07/06/13 16:33	B3	Jusant	Surf	$5,76.10^{-02}$

valeur de 2 en dehors du déferlement, et de 5 dans la zone de déferlement. La zone de déferlement est déterminée à partir du coefficient γ et du rapport H_s/h. Les flux calculés avec l'ensemble des coefficients γ sont assez proches, excepté $\gamma = 0,78$ et la formulation avec $\gamma = 0,42$ qui surestime plus le transport. Les mesures réalisées pendant le flot sont surestimées, principalement au niveau de la barre B2, et surtout B1, avec plus d'un ordre de grandeur d'écart.

Le transport sédimentaire calculé avec la formule de Soulsby-Van Rijn [Sou83] (Fig.VII.12) est fortement sous-estimé pour les faibles valeurs de l'indice de déferlement. Pour $\gamma = 0,25$ où l'on a vu que les houles étaient faibles, le transport sédimentaire calculé est au minimum un ordre de grandeur en-dessous de celui mesuré, et la majeure partie des résultats n'apparaît pas sur le graphique. Les résultats sont meilleurs pour des γ plus élevés, pour $\gamma = 0,42$ et $\gamma = 0,55$, on observe une bonne corrélation, surtout pour les mesures pendant le courant de flot. Cependant, les mesures dans la bâche sont plutôt sous-estimées, et les mesures au niveau de B1 surestimées.

La dernière formule de transport utilisée (Kamphuis 1991, [Kam91]) tient compte uniquement du déferlement (Fig.VII.13). De la même manière que la formule de Bijker, elle est appliquée lorsque le rapport H_s/h atteint un seuil déterminé à partir du coefficient γ, mais par contre elle ne génère pas de mise en mouvement du sédiment en dehors de cette zone, le sédiment étant uniquement transporté. Cela se traduit par un transport important dans les zones de déferlement et un transport faible, voire nul en dehors de ces zones. Dans nos simulations, cela entraîne une forte sous-estimation du transport au niveau de la bâche, le déferlement ayant lieu avant, ou après, cette zone. On observe également une surestimation du transport sédimentaire au niveau de la barre B1. Pour la formulation avec $\gamma = 0,42$ les flux calculés sont particulièrement surestimés sur l'ensemble des barres.

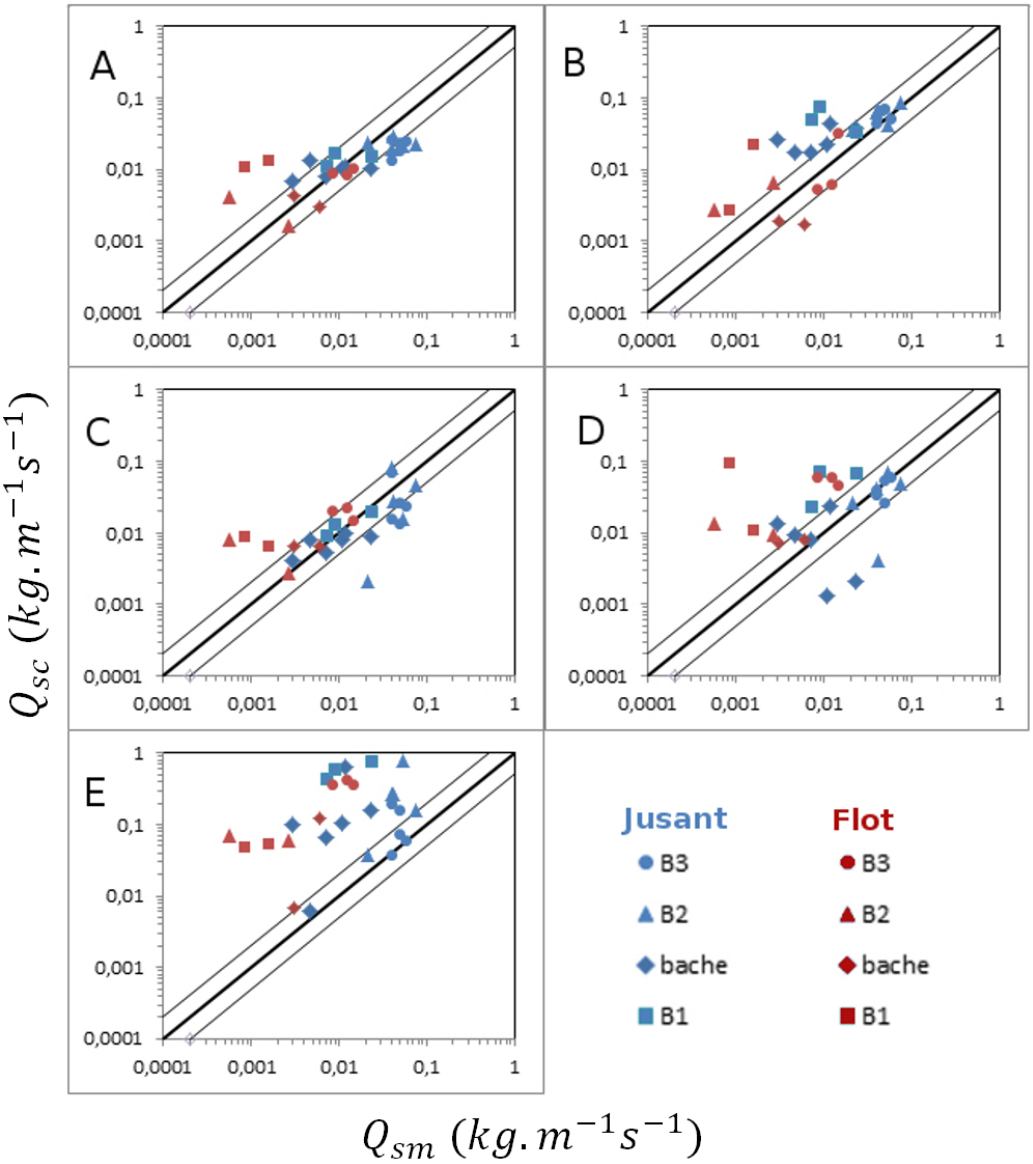

FIGURE VII.10 – Débit solide calculé en $kg.m^{-1}.s^{-1}$ en fonction du débit solide mesuré en $kg.m^{-1}.s^{-1}$ avec la formule de Bailard ([Bai81])avec en rouge les mesures pendant le flot et en bleu les mesures pendant le jusant, pour : A) $\gamma = 0.25$, B) $\gamma = 0.40$, C) $\gamma = 0.42$ avec la formule de Thornton et Guza, D) $\gamma = 0.55$, E) $\gamma = 0.78$

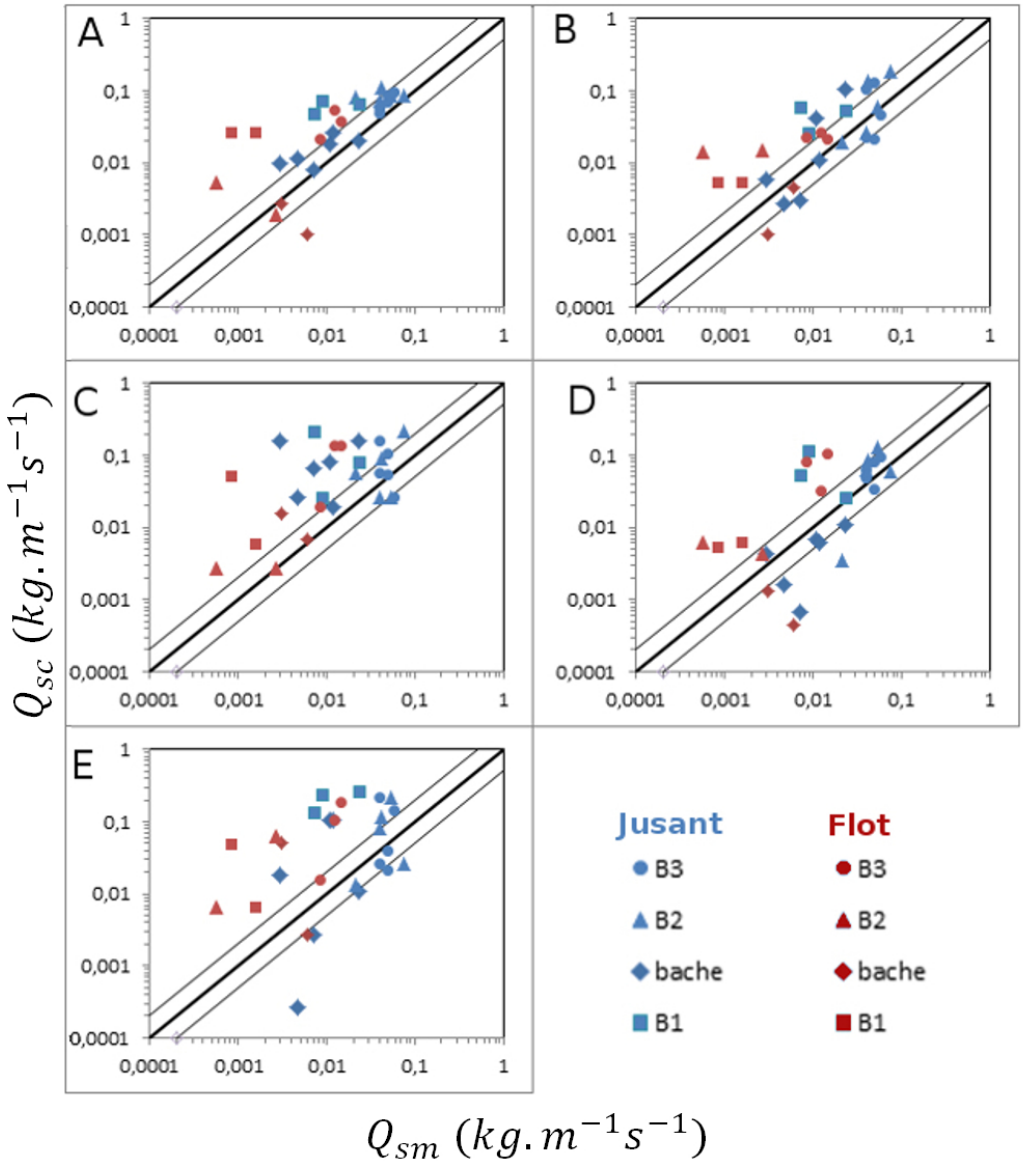

FIGURE VII.11 – Débit solide calculé en $kg.m^{-1}.s^{-1}$ en fonction du débit solide mesuré en $kg.m^{-1}.s^{-1}$ avec la formule de Bijker [Bij68] avec en rouge les mesures pendant le flot et en bleu les mesures pendant le jusant, pour : A) $\gamma = 0.25$, B) $\gamma = 0.40$, C) $\gamma = 0.42$ avec la formule de Thornton et Guza, D) $\gamma = 0.55$, E) $\gamma = 0.78$

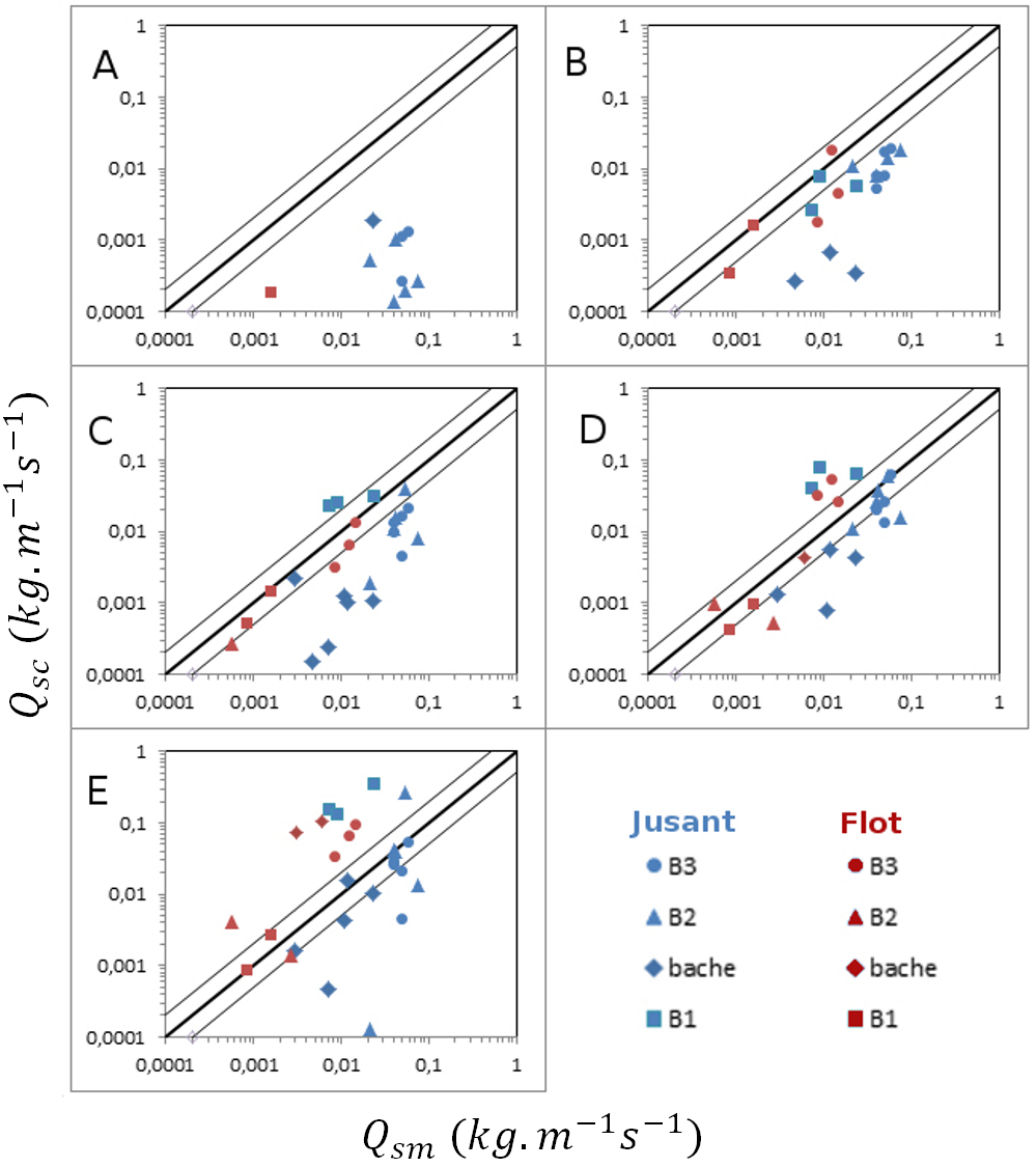

FIGURE VII.12 – Débit solide calculé en $kg.m^{-1}.s^{-1}$ en fonction du débit solide mesuré en $kg.m^{-1}.s^{-1}$ avec la formule de Soulsby-Van Rijn [Sou83] avec en rouge les mesures pendant le flot et en bleu les mesures pendant le jusant, pour : A) $\gamma = 0.25$, B) $\gamma = 0.40$, C) $\gamma = 0.42$ avec la formule de Thornton et Guza, D) $\gamma = 0.55$, E) $\gamma = 0.78$

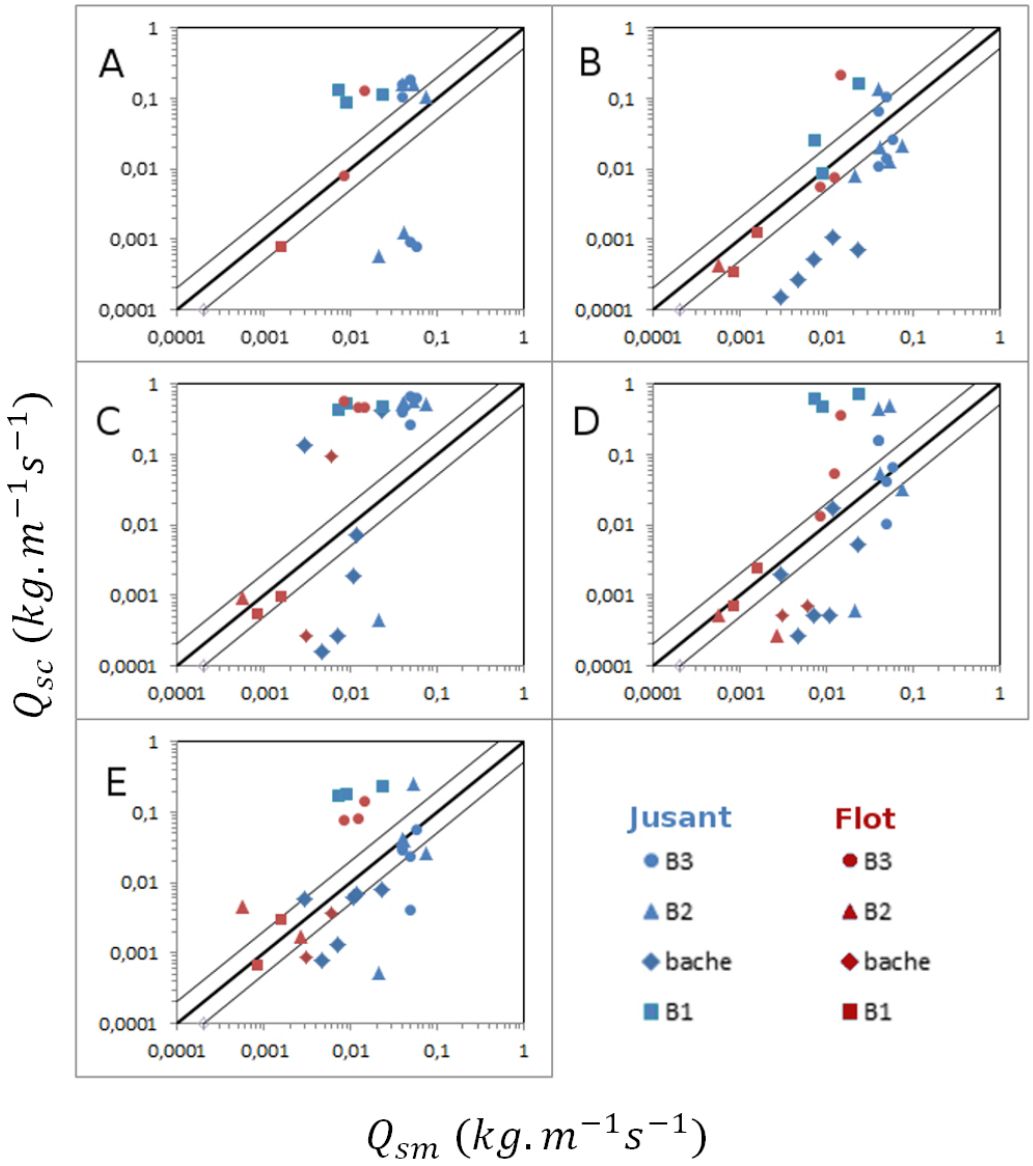

FIGURE VII.13 – Débit solide calculé en $kg.m^{-1}.s^{-1}$ en fonction du débit solide mesuré en $kg.m^{-1}.s^{-1}$ avec la formule de Kamphuis ([Kam91]) avec en rouge les mesures pendant le flot et en bleu les mesures pendant le jusant, pour : A) $\gamma = 0.25$, B) $\gamma = 0.40$, C) $\gamma = 0.42$ avec la formule de Thornton et Guza, D) $\gamma = 0.55$, E) $\gamma = 0.78$

VII.5 Comparaisons morphodynamique

À partir des données des relevés topographiques du premier et du dernier jour de la campagne de mesure, un modèle d'évolution de terrain a été réalisé à partir des différences de niveau du fond (Fig.VII.14 et figure A des figures VII.15 VII.16 VII.17 VII.18).

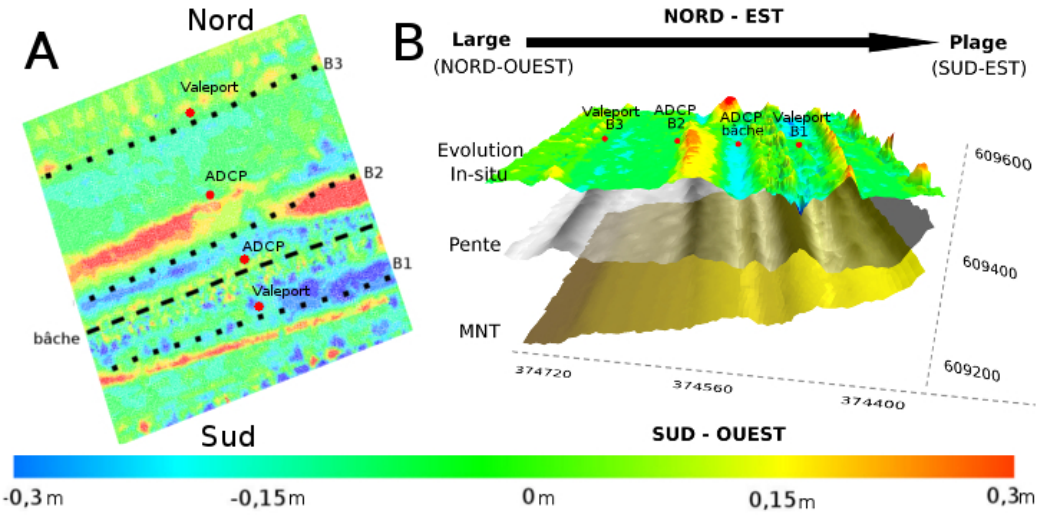

FIGURE VII.14 – A) Évolution morphodynamique 2D pendant la campagne de mesure, les lignes représentent la position des crêtes des barres et bâches associées, B) Évolution morphodynamique 3D pendant la campagne de mesure.

On observe 4 zones principales d'accrétion :

— une première zone d'accrétion inférieure à 10 centimètre située dans la partie basse de l'estran,

— une accrétion maximum de l'ordre de 30 centimètres située dans la partie inférieure de la barre B2,

— une troisième zone d'accrétion inférieure à 10 centimètres au niveau de la bâche où est placé un des ADCP,

— une dernière zone d'accrétion située dans la partie supérieure de l'estran, et qui correspond à la zone du niveau maximum de hauteur d'eau observée.

On observe également 3 zones d'érosion :

— une première zone située sur la barre B3, avec une érosion inférieure à 10 centimètres
— une seconde zone située entre la barre B2 et la bâche avec une érosion supérieure à 20 centimètres
— une zone située au niveau de la barre B1, d'environ 20 centimètres

De plus, on observe un axe de dissymétrie entre la partie OSO et ENE.

L'évolution du fond mesurée pendant la campagne de mesures in-situ est comparée aux résultats obtenus avec les 4 formules de transport sédimentaire et également avec chaque indice de déferlement utilisé. Une échelle de couleur unique est utilisée pour une meilleure comparaison entre les résultats.

Les évolutions obtenues avec la formule de Bailard (1981) sont regroupées sur la figure Fig.VII.15. La première observation est une augmentation de l'évolution du fond avec l'augmentation du γ, avec une évolution deux fois supérieure pour $\gamma = 0,78$ par rapport à $\gamma = 0,25$. On observe que l'augmentation de la valeur de γ induit une évolution plus importante en haut de plage qu'en bas de plage. On observe également une surestimation de l'accrétion au niveau de la bâche par rapport aux autres zones d'accrétion et une sous-estimation en dessous de la barre B2. D'un point de vue qualitatif, les zones d'accrétion et d'érosion sont bien localisées.

Avec la formule de Bijker (1968) (Fig.VII.16), on peut émettre le même type de remarque qu'avec la formule de Bailard. Les différentes zones sont bien représentées qualitativement avec une légère augmentation de l'évolution avec le coefficient γ. De plus, la zone d'accrétion maximum est obtenue dans la bâche avec une translation vers le haut de plage avec l'augmentation de γ.

Avec la formule de Soulsby-Van Rijn Fig.VII.17, les évolutions du fond calculées sont plus de 10 fois inférieures à celles mesurées in-situ. L'augmentation de γ se traduit également par une intensification de l'évolution du fond, particulièrement en haut de plage.

La formule de Kamphuis VII.18 génère uniquement une mise en mouvement du sédiment lors du déferlement. On observe un cas particulier pour la formule de Thornton et Guza pour laquelle l'évolution est beaucoup plus importante que pour la formule de Battjes et Janssen pour $\gamma = 0,40$.

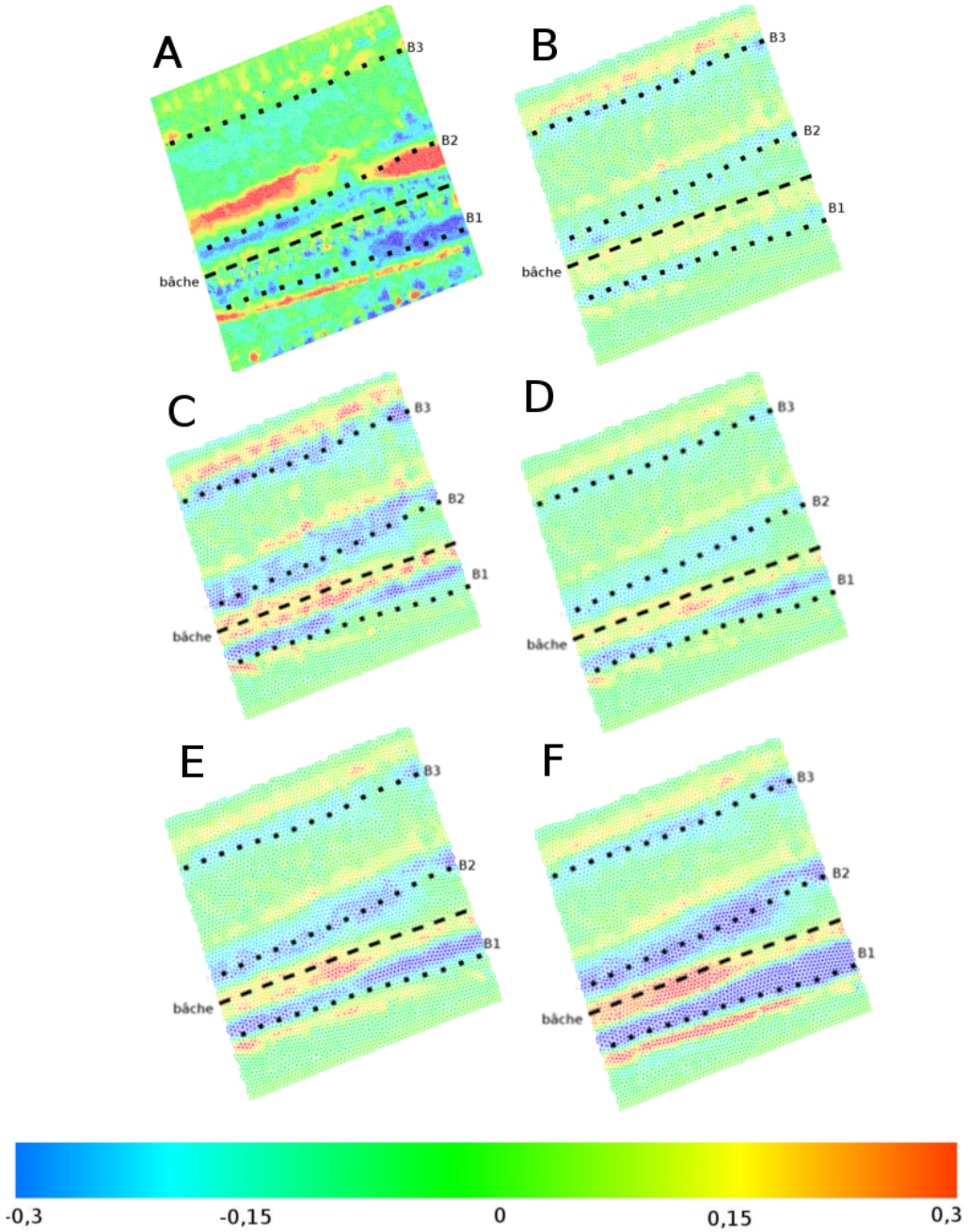

FIGURE VII.15 – Évolution morphodynamique entre le début et la fin de la campagne de mesure avec A) les mesures in situ et avec les résultats obtenus avec la formule de Bailard (1981) pour : B) $\gamma = 0.25$, C) $\gamma = 0.40$, D) $\gamma = 0.42$ (Thornton et Guza), E) $\gamma = 0.55$, F) $\gamma = 0.78$

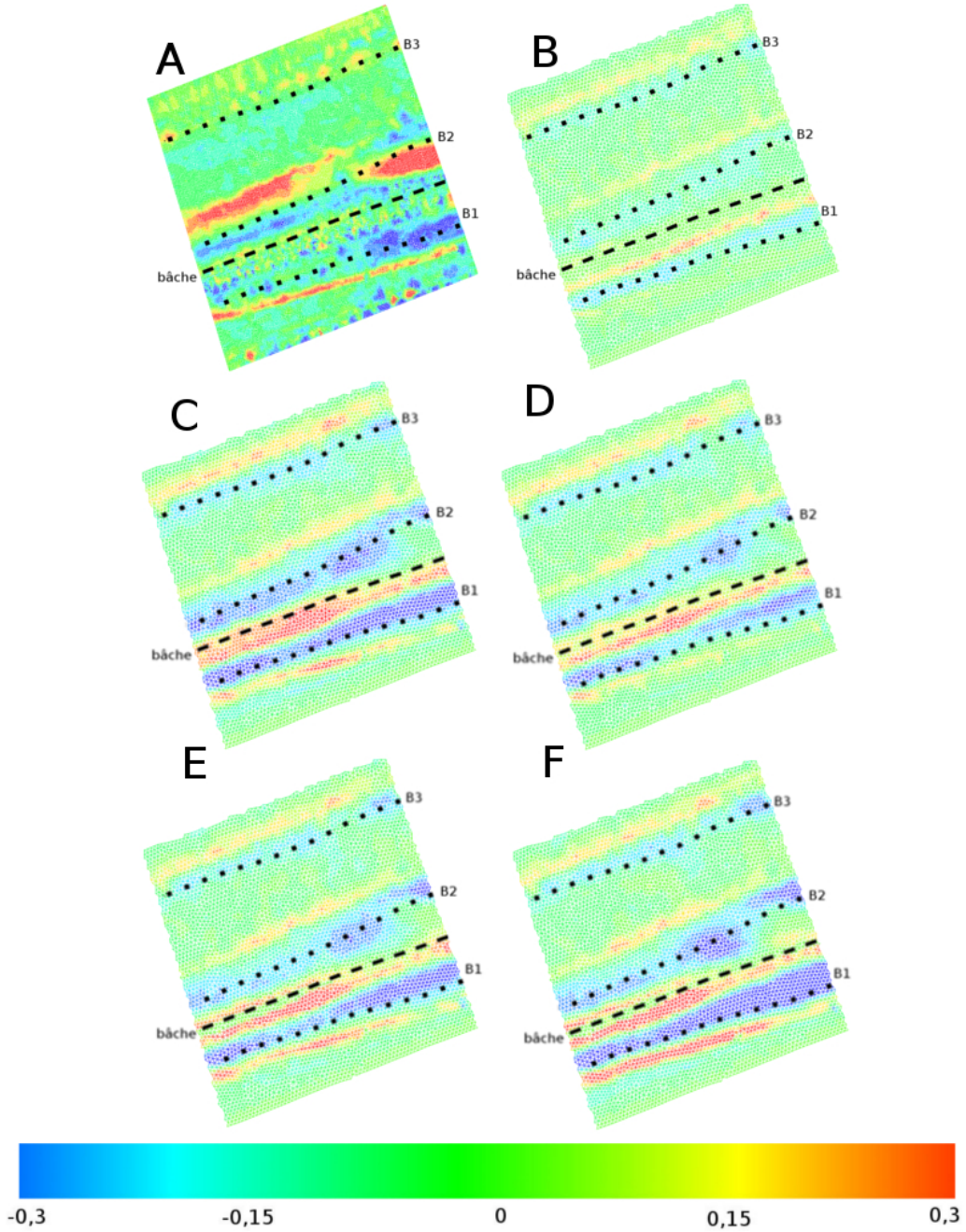

FIGURE VII.16 – Évolution morphodynamique entre le début et la fin de la campagne de mesure avec A) les mesures in situ et avec les résultats obtenus avec la formule de Bijker (1968) pour : B) $\gamma = 0.25$, C) $\gamma = 0.40$, D) $\gamma = 0.42$ (Thornton et Guza), E) $\gamma = 0.55$, F) $\gamma = 0.78$

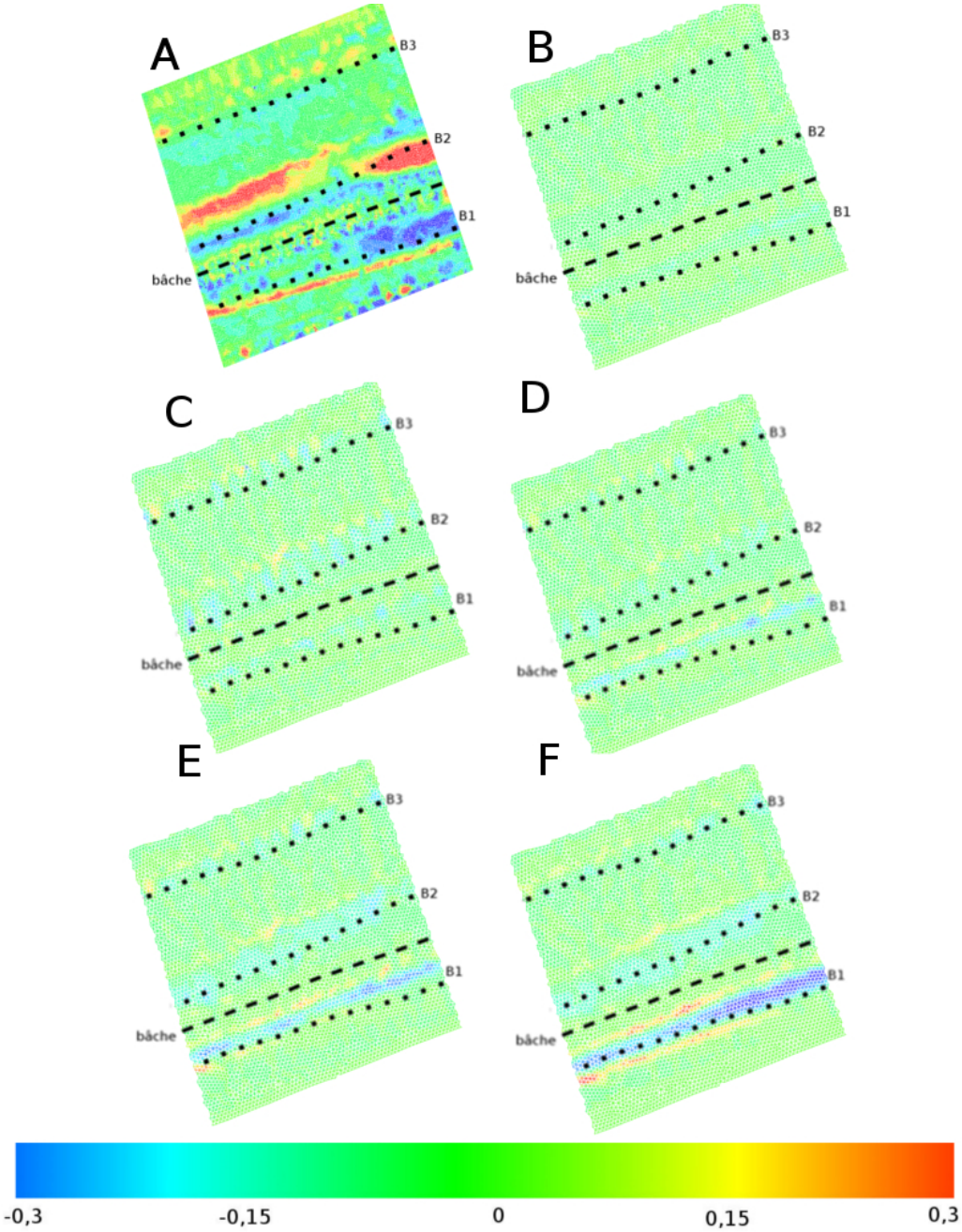

FIGURE VII.17 – Évolution morphodynamique entre le début et la fin de la campagne de mesure avec A) les mesures in situ et avec les résultats obtenus avec la formule de Soulsby-Van Rijn pour : B) $\gamma = 0.25$, C) $\gamma = 0.40$, D) $\gamma = 0.42$ (Thornton et Guza), E) $\gamma = 0.55$, F) $\gamma = 0.78$

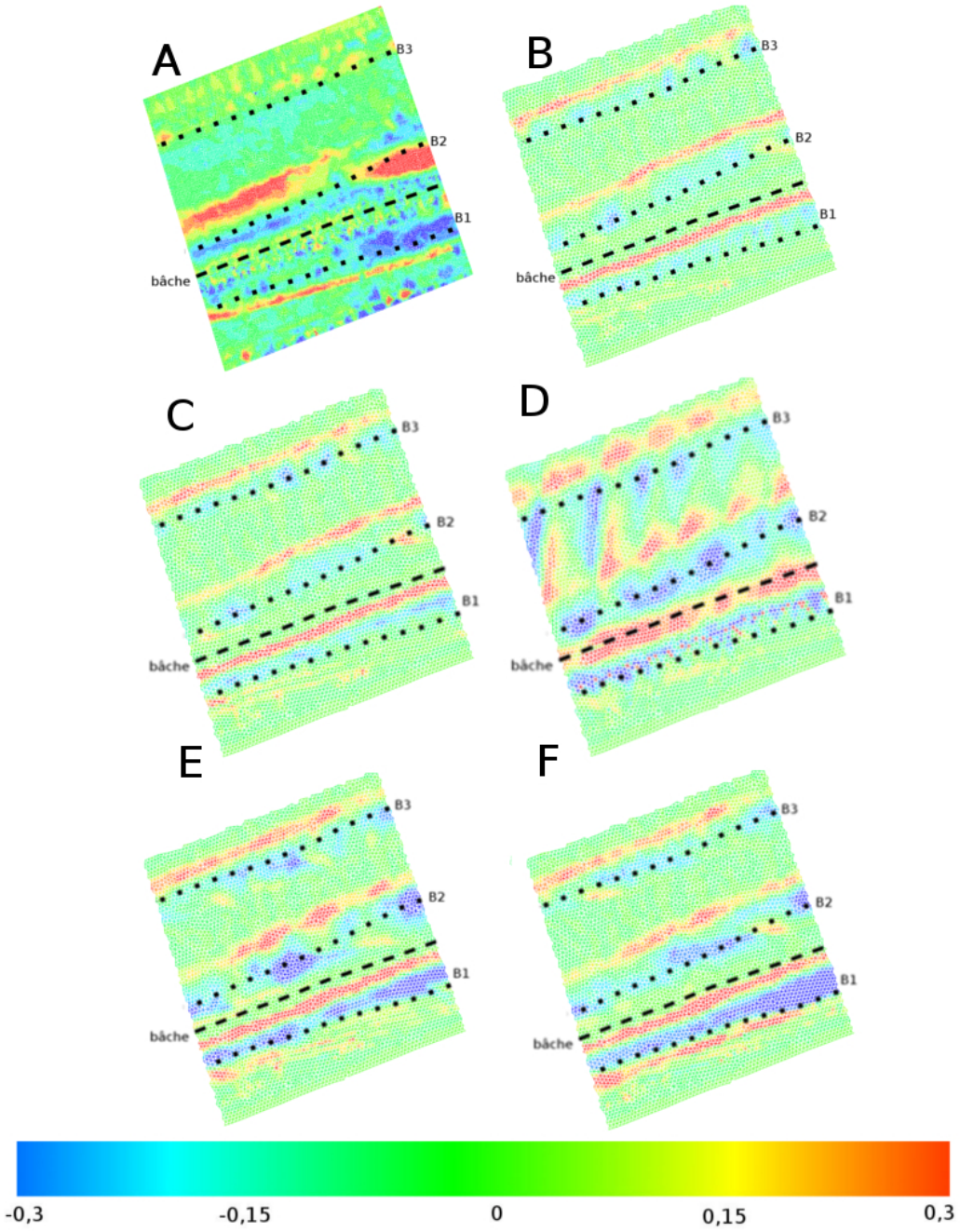

FIGURE VII.18 – Évolution morphodynamique entre le début et la fin de la campagne de mesure avec A) les mesures in situ et avec les résultats obtenus avec la formule de Kamphuis (1991) pour : B) $\gamma = 0.25$, C) $\gamma = 0.40$, D) $\gamma = 0.42$ (Thornton et Guza), E) $\gamma = 0.55$, F) $\gamma = 0.78$

VII.6 Analyse des résultats

VII.6.1 Analyse hydrodynamique

On obtient une erreur minimale (Tableau VII.2 et Tableau VII.3) pour un indice de déferlement $\gamma = 0.42$, à la fois pour les vitesses et pour les hauteurs significatives de houles au niveau de l'ensemble des appareils de mesures. Avec la formulation du déferlement de Battjes et Janssen ([Bat72, BJ78]) , de meilleurs résultats sont obtenus avec $\gamma = 0.4$ et l'erreur globale grandit lorsque l'on s'écarte de cet indice de déferlement. On observe également que les hauteurs de houles sont mieux représentées avec un indice de 0.55 au niveau de l'appareil B2, bâche et B1 par rapport à l'indice 0.4.

TABLEAU VII.2 – RMSE sur les vitesses à Zuydcoote

	$\gamma = 0,78$	$\gamma = 0,55$	$\gamma = 0,42$	$\gamma = 0,4$	$\gamma = 0,25$
B3	0,255	0,181	0,152	0,153	0,197
B2	0,241	0,213	0,128	0,197	0,210
Bache	0,345	0,250	0,186	0,167	0,304
B1	0,344	0,232	0,164	0,179	0,167
Global	0,288	0,208	0,156	0,168	0,210

TABLEAU VII.3 – RMSE sur les hauteurs significatives de la houle à Zuydcoote

	$\gamma = 0,78$	$\gamma = 0,55$	$\gamma = 0,42$	$\gamma = 0,4$	$\gamma = 0,25$
B3	0,228	0,230	0,142	0,176	0,276
B2	0,253	0,128	0,081	0,184	0,295
Bache	0,270	0,119	0,092	0,125	0,193
B1	0,154	0,161	0,151	0,168	0,235
Global	0,232	0,173	0,122	0,155	0,254

VII.6.2 Analyse morphodynamique

Pour le calcul d'erreur sur l'évolution du fond, un faible nombre de simulations permet d'obtenir une meilleure représentation du fond que si l'on n'avait considéré aucune évolution. On remarque que l'erreur calculée à partir du modèle numérique est plus faible pour les indices compris entre 0.25 et 0.42 avec les formules de Bailard, Bijker et Soulsby – Van Rijn et que les indices plus élevés s'écartent de la solution in-situ, ainsi que la formulation de Kamphuis.

TABLEAU VII.4 – MSE sur l'évolution du fond à Zuydcoote

	Bailard	Soulsby - Van Rijn	Bijker	Kamphuis
Référence	0,0061	0,0061	0,0061	0,0061
$\gamma = 0,78$	0,007	0,0075	0,009	0,009
$\gamma = 0,55$	0,0064	0,0067	0,007	0,009
$\gamma = 0,42$	0,0055	0,0056	0,006	0,01
$\gamma = 0,4$	0,0055	0,0057	0,0054	0,008
$\gamma = 0,25$	0,0054	0,0057	0,006	0,02

On peut également comparer les résultats sur un schéma 3D tel que les figures VII.19 et VII.20. On observe de manière générale un décalage vers le large des zones en érosion et en accrétion.

Concernant les mesures de flux sédimentaires, on observe une augmentation du transport avec l'augmentation de l'indice de déferlement, ce qui s'explique par la localisation des appareils majoritairement sur le haut de l'estran. On observe également une plus forte sensibilité des formules de Kamphuis et Soulsby – Van Rijn à ce ratio au déferlement. Ces erreurs plus importantes pour la formule de Soulsby – Van Rijn ont également été observées par Camenen et Larroude [CL02] lorsque la direction de la houle est opposée à celle du courant.

Compte tenu de ces résultats, l'indice le plus représentatif de cette plage est de l'ordre de 0.4 – 0.42. Ces valeurs sont de l'ordre de grandeur de celles observées par Kroon and Masselink 2002 [KM02], Masselink 2004 [Mas04], Sedrati and Anthony 2007 [SA07], avec un indice compris entre 0.3 et 0.5.

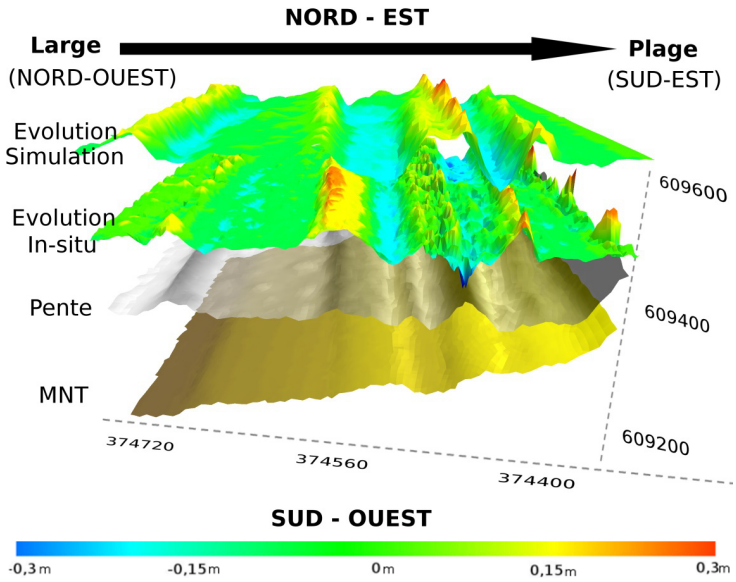

FIGURE VII.19 – Comparaison de l'évolution du fond sur la plage de Zuydcoote entre les mesures in-situ et la formule de Bijker entre le début et la fin de campagne de mesures pour $\gamma = 0.4$

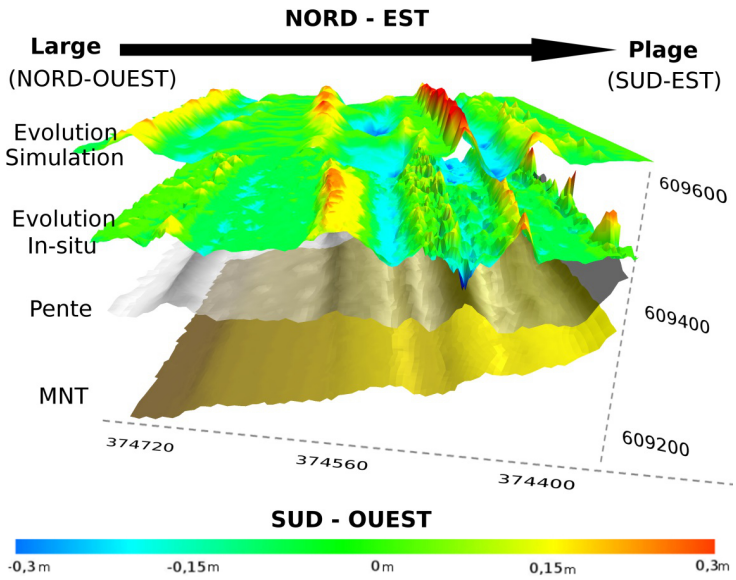

FIGURE VII.20 – Comparaison de l'évolution du fond sur la plage de Zuydcoote entre les mesures in-situ et la formule de Bailard entre le début et la fin de campagne de mesures pour $\gamma = 0.4$

VII.7 Conclusion

Les mesures in-situ pendant cette campagne de mesures ont montré une faible évolution du fond, avec des conditions hydrodynamiques relativement constantes au cours de la campagne. On observe une faible variation de la hauteur significative des houles au large qui sont restées dans des gammes de valeurs faibles à modérées, ainsi qu'une faible variation de l'orientation des houles, provenant majoritairement du secteur Nord Nord-Est et donc induisant un courant opposé au courant de flot. On observe également une modulation par la marée de l'amplitude et de la direction de propagation de la houle avec pendant l'étale de basse mer une plus faible houle, et plus orientée dans la direction de la plage.

Les différentes simulations effectuées sur la plage de Zuydcoote montrent l'influence de l'indice de déferlement sur les vitesses et les directions des courants, la hauteur de houle, le transport sédimentaire et également l'évolution morphodynamique. Une corrélation vers une plage d'indice de déferlement de 0.4-0.42 est obtenue pour l'ensemble de ces paramètres. Cet indice est dans la gamme de valeurs proposée par la littérature.

Les formules de transport solides de Bijker, et Bailard permettent d'obtenir une évolution plus proche de l'évolution finale in-situ, avec en particulier pour les indices de déferlement ci-dessus, une meilleure représentation du fond que lorsque l'on ne considère pas d'évolution. La formule de Soulsby-Van Rijn permet également d'obtenir des résultats intéressants, mais avec une évolution nettement plus faible que les évolutions observées in situ .

On observe 3 erreurs récurrentes pour l'ensemble des simulations :

— Une sous-estimation des vitesses obtenues dans la bâche,

— Les zones en érosions et en accrétions sont décalées vers le large,

— Une zone d'accrétion surestimée entre la bâche et la barre supérieure.

Chapitre VIII

Discussion et conclusion générale

« *L'ennui dans ce monde, c'est que les idiots sont sûrs d'eux et les gens sensés pleins de doutes.* »

Bertrand Russell

Sommaire

VIII.1 Discussion générale 176

VIII.1.1 Hydrodynamique 176

VIII.1.2 Transport sédimentaire 177

VIII.1.3 Dynamique morphosédimentaire 181

VIII.1.4 Discussion générale du modèle numérique 186

VIII.2 Conclusion générale 189

VIII.3 Perspectives 191

VIII.1 Discussion générale

VIII.1.1 Hydrodynamique

Les différences de résultats obtenues à partir du modèle sans houle (pour la détermination du coefficient de Strickler) et de celui avec houle permettent de se rendre compte de l'importance de celle-ci et de la capacité du modèle à représenter l'effet des vagues sur les courants longshore. En effet, les vitesses obtenues dans le modèle sans houle sont très proches d'une marée à une autre alors que dans la zone de surf, la direction et l'intensité des courants sont dominées par la houle. Cela se traduit par deux situations principales dans notre étude :

— Lorsque la houle se propage dans la même direction que le courant de marée, celui-ci est intensifié avec un effet important en zone de surf ;

— Lorsque la direction de propagation de la houle est opposée à la marée, le courant longshore en zone de surf est alors soit dominé par la houle si celle-ci est assez énergétique soit les vitesses longshore sont orientées dans la même direction que la marée, mais atténuées par rapport à un cas sans houle

Ces observations concordent avec celles de Augris et al 1990 [ACV90] Cartier 2011 [Car11] sur les mêmes plages que notre étude.

Les vitesses obtenues sur la plage de Hardelot sont particulièrement représentatives de ces situations avec de fortes variations énergétiques et de direction de la houle au cours de la campagne de mesures. La houle est opposée à la marée montante en début de campagne, faiblement énergétique en milieu de campagne et forte dans la même direction que l'effet de la marée montante en fin de campagne de mesures.

Sur la plage de Zuydcoote la direction de propagation de la houle a été principalement opposée aux courants longshore générés par la marée montante. Cela se traduit par un courant opposé à la marée en zone de surf pendant cette phase, et un courant renforcé pendant la marée descendante.

L'indice de déferlement est l'un des facteurs prépondérants du modèle numérique, et notamment sur l'hydrodynamique. Il joue un rôle direct sur la localisation du courant induit par la houle. Les tests de sensibilités du paramètre dans la gamme de valeurs généralement utilisées dans les modèles numériques (entre 0.3 et 0.78) montrent une variation de l'erreur de plus de 50% sur les courants et la hauteur de houle. Les valeurs idéales trouvées numériquement pour

cet indice étant différentes pour chaque plage, il semble dépendre d'autres paramètres.

VIII.1.2 Transport sédimentaire

La calibration des formules de transport sédimentaire est complexe dans un modèle dynamique. Les paramètres de calibration varient fortement d'une étude à une autre avec des gammes de valeurs s'étendant sur plusieurs ordres de grandeurs Camenen et Larroude 2003 [CL03] et nécessitent avant tout une bonne représentation des conditions hydrodynamiques. La quantité de sédiment transportée peut varier d'un facteur 2 à 5 sur une période de 10 minutes aux vues des résultats des simulations, Fig.VIII.1.

De plus, les piégeages in-situ ont été réalisés en majorité pendant la phase de marée descendante lorsque la profondeur était d'environ un mètre au niveau des appareils et donc dans des zones proches ou dans le déferlement avec une forte agitation.

Les formules de Bijker et Bailard ont permis de mieux représenter le transport sédimentaire, elles présentent l'avantage d'être plus constantes, et de moins sous-estimer le transport dans les bâches par rapport à la formule de Soulsby-Van Rijn. Cette dernière a permis d'obtenir une bonne estimation du flux sédimentaire sur la plage de Zuydcoote mais une sous-estimation des flux sur la plage de Hardelot, et semble donc nécessiter un réajustement plus important en fonction de la plage étudiée. La formule de Kamphuis, limitée à la prise en compte de la houle pour la mise en suspension du sédiment semble être un bon indicateur du transport sédimentaire avec une forte dépendance à l'indice de déferlement.

L'une des manières la plus fiable pour améliorer les résultats serait d'utiliser une méthode d'optimisation de type Markov-Chain Monte-Carlo (MCMC) ou RObust Parameter Estimation (ROPE) [HKCCB15] sur les différents paramètres de transport sédimentaire ainsi que le déferlement en cherchant à minimiser l'erreur obtenue pour le transport sédimentaire par rapport aux mesures in-situ (ou également la hauteur de houle au niveau des appareils de mesures). Cependant, cette méthode reste actuellement trop coûteuse en temps de calcul car nécessitant un nombre important d'itérations pour obtenir une calibration fiable compte tenu du nombre important de paramètres et leur grande gamme de variabilité.

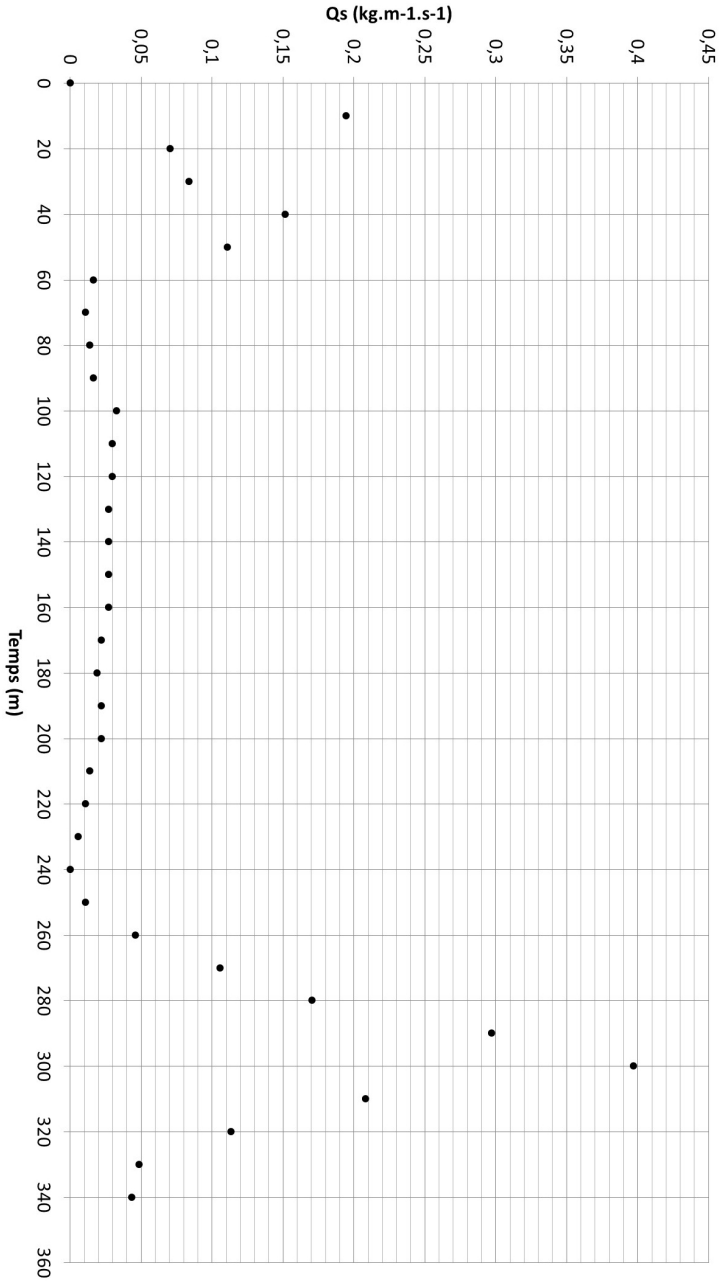

FIGURE VIII.1 – Débit solide calculé avec la formule de Bailard sur la plage de Hardelot en $kg.m^{-1}.s^{-1}$ au cours d'une marée

La houle étant le principal facteur de mise en mouvement du sédiment sur l'estran, la direction du transport sédimentaire sur celui-ci est majoritairement

gouvernée par la direction de propagation de la houle. Cela se retrouve dans l'analyse du transport solide total pour chaque simulation. Pour la plage de Zuydcoote cela entraîne un transport résiduel vers l'Ouest – Sud-Ouest avec le modèle numérique pour l'ensemble des formules et des indices de déferlements (Figs.VIII.2,VIII.3). Pour la plage de Hardelot la direction du transport varie en fonction des formules utilisées et également spatialement (Figs.VIII.4,VIII.5).

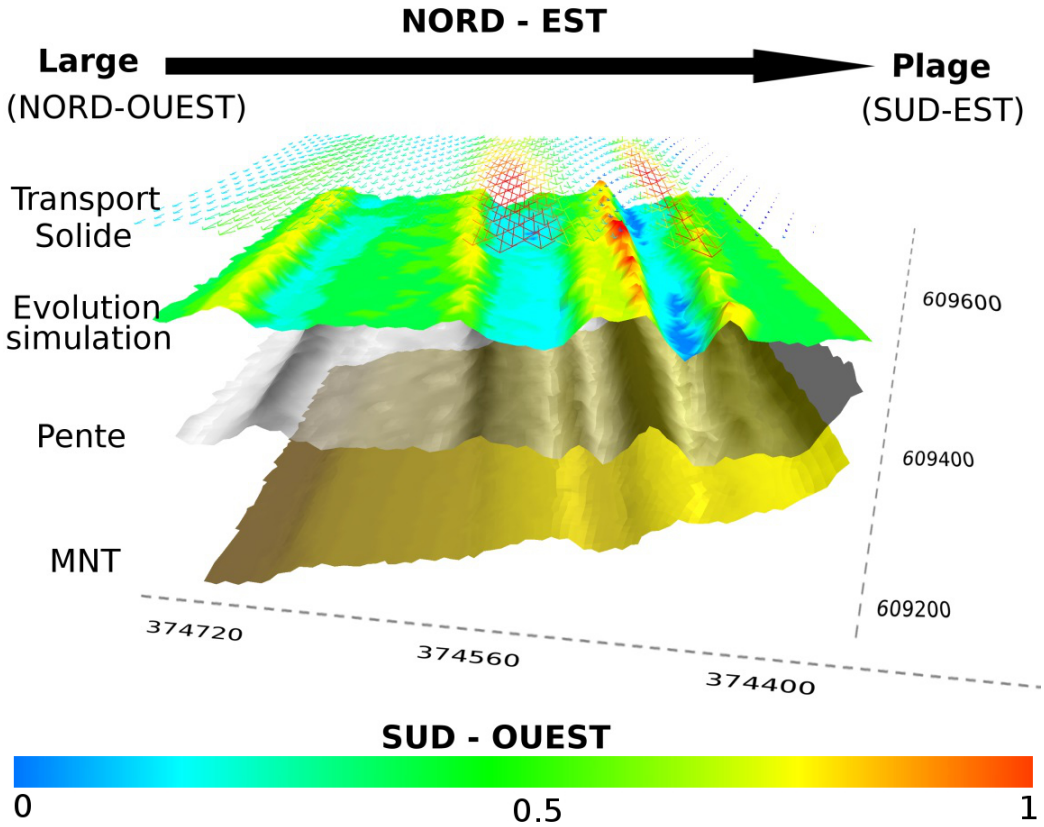

FIGURE VIII.2 – Intensité normalisée du transport sédimentaire ($kg.m^{-1}.s^{-1}/(kg.m^{-1}.s^{-1})$) à Zuydcoote sur la période de mesure avec la formule de Bijker avec représentation de l'évolution du fond normalisée

L'orientation de la houle dépendant essentiellement de l'orientation du vent, et celle-ci représentant le facteur dominant de transport sédimentaire au niveau de l'estran, on peut dans une certaine mesure en déduire la direction du transport sédimentaire privilégié au cours d'une année. Au niveau des deux plages, le vent étant annuellement dominant vers l'Est-Nord-Est (cf Chapitre III - III.3.3), cela génère un transport vers le Nord à Hardelot, et vers l'Est à Zuyd-

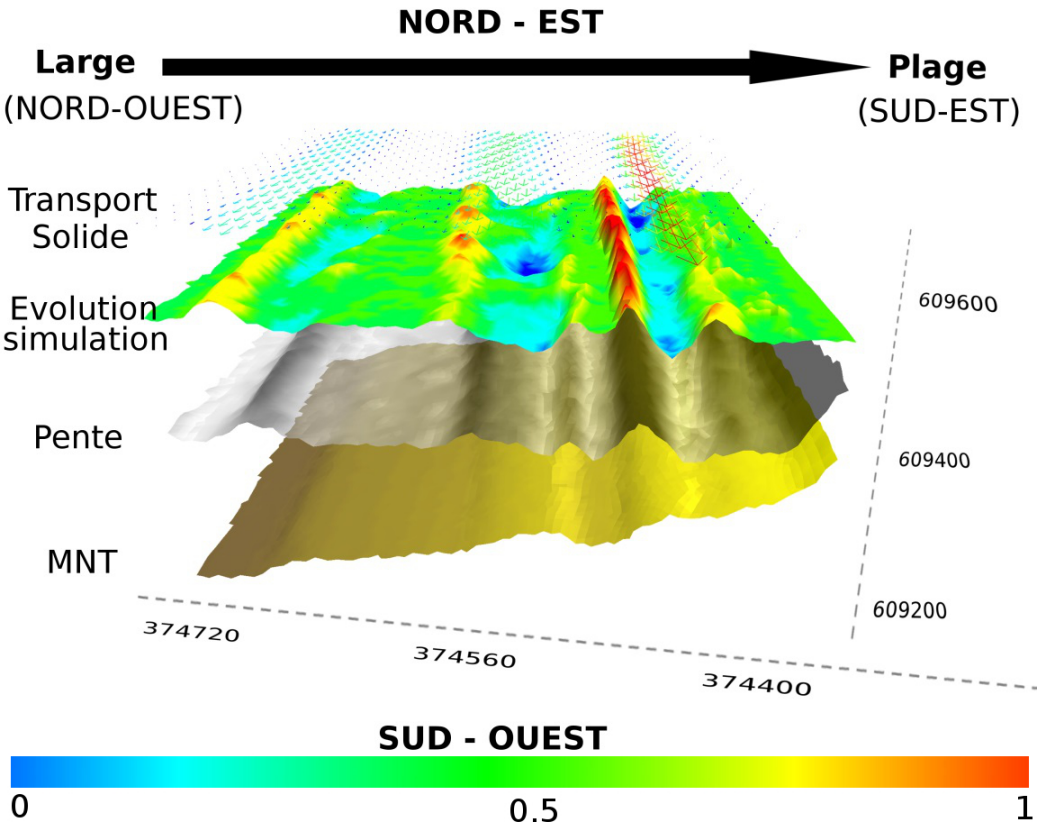

FIGURE VIII.3 – Intensité normalisée du transport sédimentaire ($kg.m^{-1}.s^{-1}/(kg.m^{-1}.s^{-1})$) à Zuydcoote sur la période de mesure avec la formule de Bailard avec représentation de l'évolution du fond normalisée

coote (mais cette situation n'a pas pu être vérifiée à Zuydcoote au cours de la campagne). Ces directions de transport seraient en accord avec les précédentes études de dérive littoral en Nord-Pas-de-Calais [Car11], [CH13].

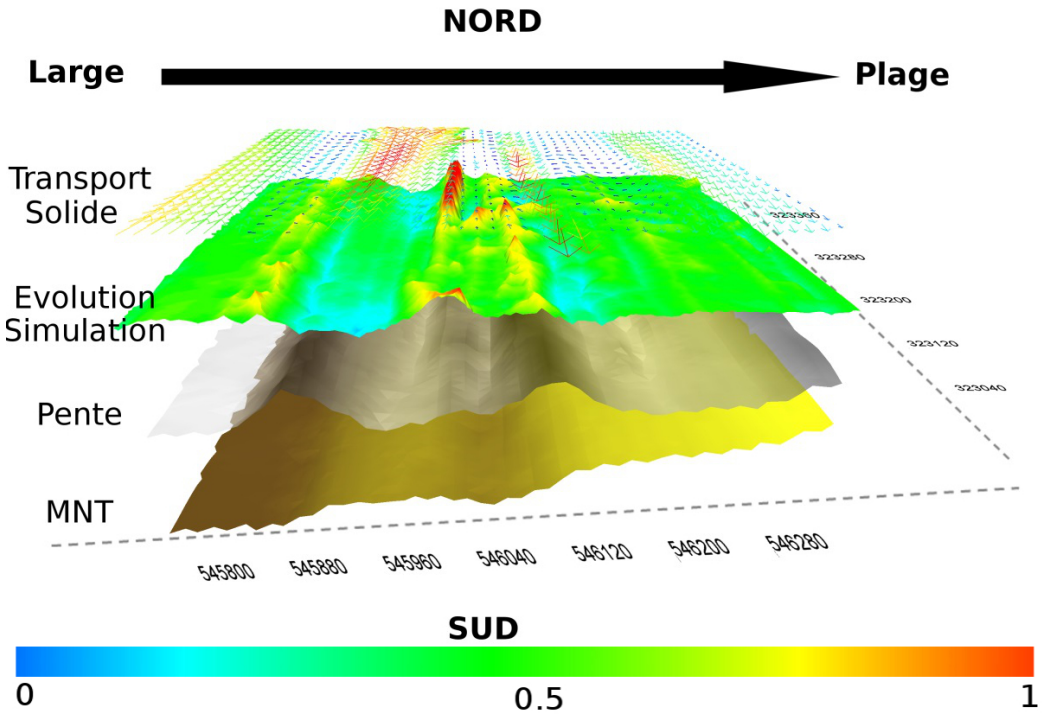

FIGURE VIII.4 – Intensité normalisée du transport sédimentaire ($kg.m^{-1}.s^{-1}/(kg.m^{-1}.s^{-1})$) à Hardelot sur la période de mesure avec la formule de Bijker avec représentation de l'évolution du fond normalisée

VIII.1.3 Dynamique morphosédimentaire

L'indice RTR (Relative Tide Range) est souvent utilisé pour caractériser les plages et le type de déferlement associé. Il est défini comme le rapport entre l'amplitude de la marée et la hauteur de la houle. Sur les plages macrotidales, il peut prendre des valeurs entre 1 et plus de 30. Un indice faible, inférieur à 5, est caractéristique des plages ou/et des périodes où l'énergie est focalisée spatialement avec un rôle important des vagues. Dans cette situation les processus de la zone de surf sont dominants et entraînent une forte évolution du profil de la plage. Un indice plus élevé suggère une augmentation de la variabilité spatiale le long du profil de la plage des différents processus de la houle et se traduit généralement par une faible évolution morphologique (Kroon and Masselink 2002 [KM02], Price et Ruessink 2008 [PR08]). Pour la plage de Hardelot, il varie entre 8 pour les houles les plus énergiques en fin de campagne à plus de 20 en début de campagne de mesure. Pendant la campagne de Zuyd-

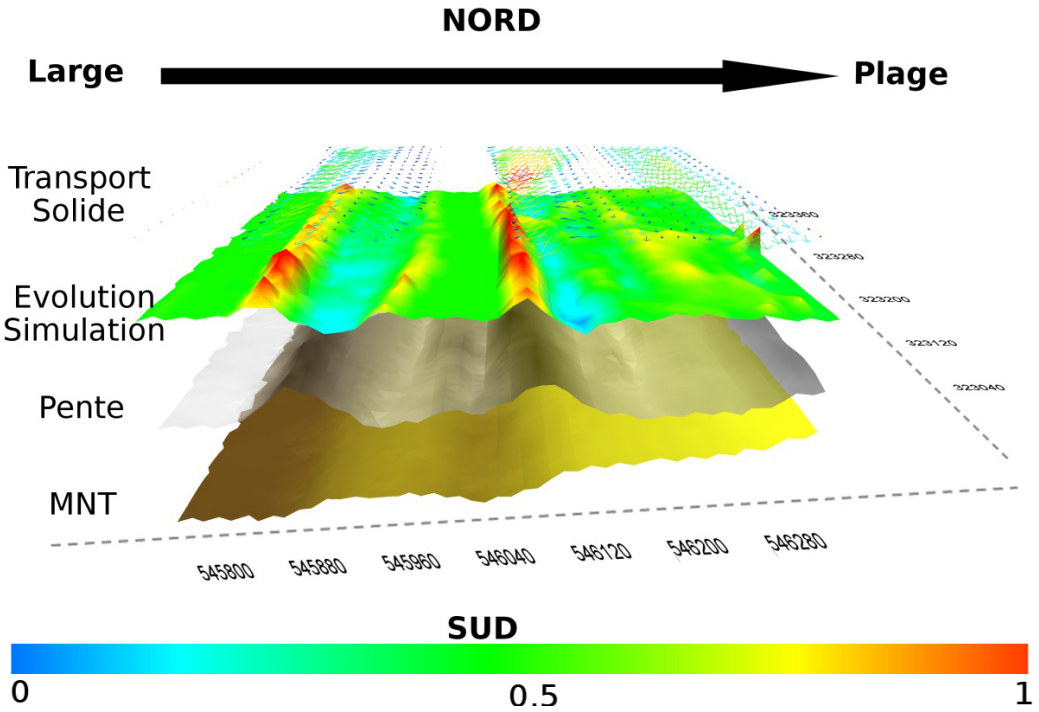

FIGURE VIII.5 – Intensité normalisée du transport sédimentaire ($kg.m^{-1}.s^{-1}/(kg.m^{-1}.s^{-1})$) à Hardelot sur la période de mesure avec la formule de Bailard avec représentation de l'évolution du fond normalisée

coote, le RTR varie entre 12 et 25. Ces valeurs d'indices sont dans la gamme de valeurs hautes, associées à une faible évolution. Cela correspond aux observations faites pendant la période de mesures avec une faible évolution du fond et une forte variabilité spatiale des processus de houle (due à la grande vitesse d'extrusion verticale et horizontale de la marée). Cette variabilité spatiale est identifiable aux travers des vitesses longshore aux niveaux des différents appareils de mesures en comparant les vitesses obtenues pour le modèle sans houle au modèle avec houle. Ces modifications de vitesse sont également observées dans les mesures in-situ et peuvent donc permettre une bonne identification des processus physiques de la houle.

Les observations morphodynamiques vont également dans le sens des observations faites par Sipka et Anthony 1999 ([SA99]) qui ont relevé des changements morphologiques insignifiants sur des plages du Nord-Pas-de-Calais avec un indice RTR compris entre 30 et 50.

Cependant, malgré les faibles évolutions morphologiques, le système barre bâche semble progresser vers le large sur la plage de Zuydcoote notamment au niveau de l'appareil situé en B2. On observe également à partir des photos prisent pendant la campagne que la zone de surf se trouve majoritairement entre le haut de plage et cette barre pendant une marée. Comme présenté précédemment (cf Chapitre VI - VII.3), on retrouve une trace de ce déferlement au niveau des vitesses longshore qui sont fortement dominées par l'orientation des vagues pour les appareils situés en B1 et dans la bâche. Les vitesses sont beaucoup plus changeantes en fonction des marées pour l'appareil en B2 et semblent être dominées par le courant de marée à marée haute alors qu'il est situé juste en dessous de la zone de surf. Le courant au niveau de cet appareil est ensuite dominé par le courant issu du surf pendant la phase de marée descendante. Les vitesses au niveau de l'appareil B3 sont marquées par la houle uniquement en début de marée montante et en fin de marée descendante. Ces observations mettent en avant que le déferlement est plutôt focalisé au cours d'une marée entre B2 et la bâche et donc plutôt sur la crête de la barre et dans la pente avec la bâche située au-dessus d'elle sur la plage. Ces observations représentent la situation opposée à celle obsérvée par Sunamura et Takeda 1984 [ST84] et Masselink et Kroon 2002 [KM02] avec une migration des barres vers la côte lorsque le déferlement à majoritairement lieu sur la pente de la barre faisant face à l'océan.

La migration vers le large est moins bien représentée par le modèle numérique compte tenu de sa faible capacité à modéliser les vitesses cross-shore, celles-ci pouvant avoir des directions opposées au sein de la colonne d'eau (cf Chapitre II - II.2.3). Cependant, les emplacements des zones d'érosion sont bien représentés avec les différentes formules de transport solide testées mais sont légèrement décalées vers le large (de l'ordre de 6 à 8 mètres). Cela est provoqué par l'incapacité du modèle à différencier correctement une zone avant et après déferlement. Les zones en accrétions sont également bien représentées dans le modèle numérique, avec parfois un petit décalage, mais surtout une forte variation des quantités solides déposées. Cela est notamment observé sur la plage de Zuydcoote sur la partie de la barre de l'appareil B2 faisant face au large. Ces fortes différences peuvent en partie s'expliquer par la mauvaise représentation des vitesses cross-shore dans le modèle et notamment les profils de vitesse dans la colonne d'eau qui sont représentés par une vitesse moyenne ce qui peut entraîner une surestimation du transport vers le haut de plage en marée montante, et vers le large en marée descendante.

Les erreurs de localisation du phénomène d'érosion peuvent être mises en évidence par l'étude du frottement sur le fond dans le modèle numérique en fonction de l'indice de déferlement choisi. Cela peut être fait en utilisant le frot-

tement moyenné sur la période de mesure en chaque point du maillage, ou la somme du frottement en chaque point. Cette méthode à l'avantage de permettre d'identifier les zones préférentielles d'érosion et d'améliorer la compréhension de l'indice de déferlement.

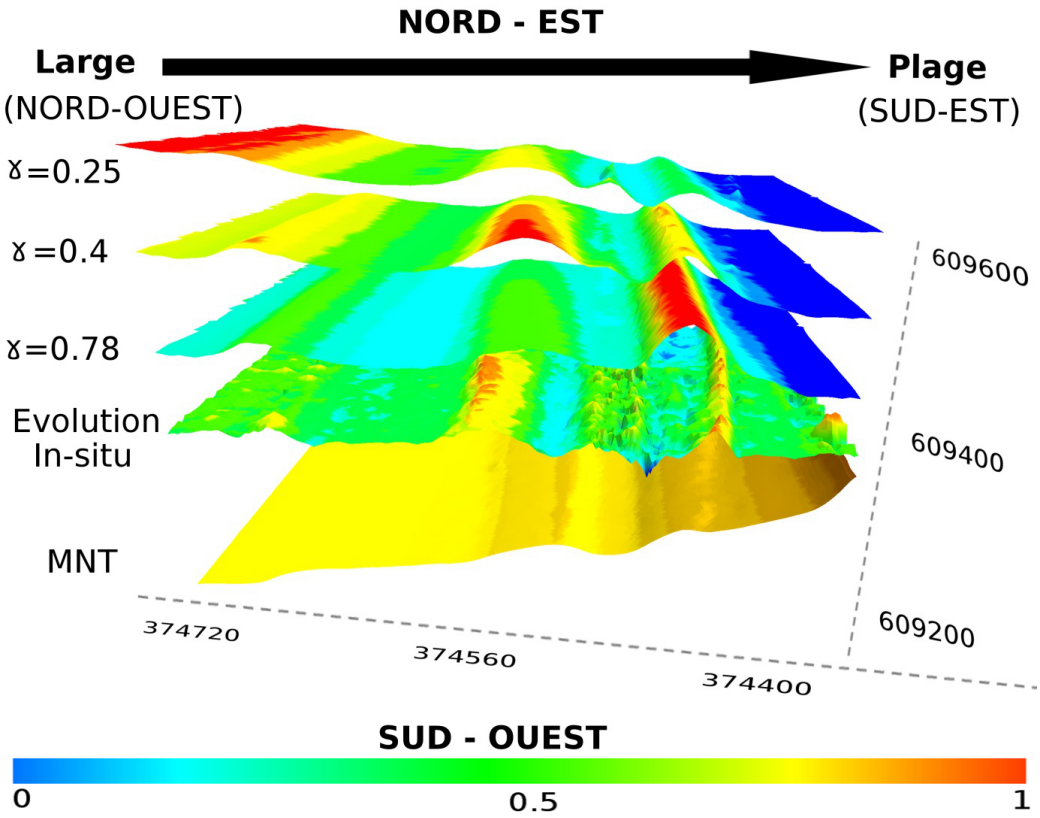

FIGURE VIII.6 – Contrainte total normalisée (N.m^2/(N.m^2)) au fond sur la durée de la campagne de Zuydcoote pour différents γ avec localisation par rapport au fond et à l'évolution in-situ normalisée

La figure VIII.6 permet de se rendre compte de l'influence limitée de l'indice de déferlement sur l'emplacement des zones en érosion (cela se retrouve également aux travers des résultats avec la formule de Kamphuis). Ces zones sont principalement influencées par d'autres paramètres tels que la hauteur de la houle au large, la vitesse d'extrusion de la marée et le profil de la plage jouant un rôle majeur dans le temps de résidence des différents processus liés à la houle (Masselink and Turner 1999 [MT99] ,Masselink et Al 2006 [MKDA06], Reichmuth and Anthony 2007 [RA07]). Cette figure permet également de re-

marquer que l'indice de déferlement influe surtout sur l'amplitude du frottement et donc l'érosion dans chaque zone. Un indice élevé comme l'indice de 0,78 se traduit par une érosion prédominante en haut de plage et une décroissance du frottement vers le large, alors qu'un indice de 0,4 favorise des zones d'érosion maximale en milieu de plage, et un indice plus faible en bas de l'estran. Comparativement à nos résultats expérimentaux, un indice moyen entre 0,4 et 0,55 semble donc mieux représenter ce qu'il se passe sur les différentes plages étudiées pour lesquelles les zones les plus évolutives sont situées au milieu de la zone tidale. Une nouvelle fois cette représentation met en évidence que le modèle favorise l'érosion sur la partie des barres faisant face au large et sur la crête plutôt que sur la crête et dans la pente faisant face à la plage comme remarqué pendant les mesures in-situ. Cela ne semble pas, ou peu, influencé par l'indice de déferlement. Ces différentes situations sont regroupées sur le schéma figure VIII.7.

Une possibilité pour améliorer l'évolution et le transport sédimentaire dans les simulations consiste à chercher à minimiser l'erreur quadratique moyenne sur l'évolution du fond dans les résultats déjà obtenus. Cela peut être fait en appliquant un coefficient α sur l'évolution et à chercher pour quelle valeur de α l'erreur obtenu est la plus faible.

$$\mathrm{MSE} = \frac{\sum_{i=1}^{n}((\alpha * \mathrm{E}vo_{sim_i}) - \mathrm{E}vo_{exp_i})^2}{n} \tag{VIII.1}$$

En appliquant ce coefficient directement dans les formules de transport sédimentaire il est alors possible d'améliorer les résultats avec une hypothèse majeure : la dynamique morphosédimentaire doit être faible sur la période d'étude pour que l'influence de l'évolution du fond sur l'hydrodynamique soit la plus faible possible. Ainsi, un coefficient alpha proche de 1 assure une plus grande compatibilité avec les résultats précédemment obtenus, et une valeur de 0 suggère que les résultats obtenus vont dans la direction opposée et qu'il est peu probable d'obtenir de meilleurs résultats quel que soit le coefficient appliqué à la formule de transport sédimentaire choisie. Les tableaux Tab.VIII.1, Tab.VIII.2, regroupent l'ensemble des valeurs α optimisées pour les différents indices de déferlement et formules de transport qui peuvent être comparés au cas sans évolution. Les formules de Bijker et Bailard corrigées permettraient d'obtenir probablement de meilleurs résultats, le coefficient α étant proche de 1 pour les deux sites. Un nombre important de simulations permet théoriquement d'obtenir une bonne représentation du fond, cela met en avant la capacité générale du modèle à représenter les zones en érosions et en accrétions. Cependant la capacité de prédiction de l'évolution du fond par le modèle numérique est li-

mitée à 30% par rapport à un modèle sans évolution.

TABLEAU VIII.1 – Amélioration théorique possible de l'évolution du fond pour l'étude de Hardelot pour les différentes formules de transport solides et les différents indices de déferlements.

	Bailard	α	Soulsby - Van Rijn	α	Bijker	α	Kamphuis	α
Référence	0,0038	-	0,0038	-	0,0038	-	0,0038	-
γ = 0,78	0,0038	0,95	0,0038	0	0,0035	0,9	0,0034	0,75
γ = 0,55	0,0027	0,94	0,0036	0,12	0,0029	0,9	0,0028	0,68
γ = 0,42	0,003	0,94	0,0034	0,12	0,0027	0,84	0,0031	0,6
γ = 0,4	0,0032	0,94	0,0034	0,12	0,0032	0,9	0,0033	0,54
γ = 0,25	0,0035	0,95	0,0038	0	0,0038	0,87	0,0038	0,41

TABLEAU VIII.2 – Amélioration théorique possible de l'évolution du fond pour l'étude de Zuydcoote pour les différentes formules de transport solides et les différents indices de déferlements.

	Bailard	α	Soulsby - Van Rijn	α	Bijker	α	Kamphuis	α
Référence	0,0038	-	0,0038	-	0,0038	-	0,0038	-
γ = 0,78	0,0038	0,95	0,0038	0	0,0035	0,9	0,0034	0,75
γ = 0,55	0,0027	0,94	0,0036	0,12	0,0029	0,9	0,0028	0,68
γ = 0,42	0,003	0,94	0,0034	0,12	0,0027	0,84	0,0031	0,6
γ = 0,4	0,0032	0,94	0,0034	0,12	0,0032	0,9	0,0033	0,54
γ = 0,25	0,0035	0,95	0,0038	0	0,0038	0,87	0,0038	0,41

VIII.1.4 Discussion générale du modèle numérique

La principale caractéristique de ce modèle est d'être un modèle dit de réalité virtuelle (Virtual reality, [Roe11]) avec pour objectif de représenter des faibles évolutions sur une courte période à partir de données in-situ. Il s'oppose aux modèles généralement utilisés pour des scénarios prédictifs qui consistent à étudier une évolution morphologique à partir de données idéalisées et simplifiées afin de déterminer les processus physiques les plus importants et permettent ainsi d'établir facilement des scénarios d'évolution à long terme.

La principale spécificité de notre modèle est de représenter une évolution morphodynamique réelle à partir de données in-situ tout en étudiant le rôle des

différents processus tel que la marée et le déferlement de la houle. A partir d'un nombre suffisant de simulations, de tests de paramètres, ainsi que de scénarios (mer agitée ou calme, fort marnage ou faible) ce modèle peut alors être utilisé pour déterminer les processus physiques dominants mais également être utilisé dans des scénarios prédictif à long termes. Si ces différentes calibrations ne sont pas effectuées, ce type de modèle générera rapidement une accumulation d'erreurs.

Le modèle a montré une bonne capacité de reproduction de l'hydrodynamique avec l'ajustement de l'indice de déferlement en fonction de la plage ainsi qu'une certaine capacité à représenter les évolutions morphodynamique en particulier les zones d'érosions avec les formules de transport solide de Bijker et Bailard. Les zones d'accrétions étant fortement influencées par les courants cross-shore, elles demeurent une source d'erreur dominante dans les modèles morphodynamiques 2DH.

Notre modèle nécessite cependant l'utilisation d'un domaine agrandi dans les directions longshore et cross-shore pour la génération de la houle et limiter l'influence des erreurs numériques des conditions aux limites sur la zone étudiée. De plus la méthode utilisée est plus facilement applicable aux plages ouvertes et larges qu'aux plages fermées pour lesquelles l'effet de la marée n'est plus directement applicable.

Enfin, des erreurs importantes sont obtenues au niveau des bâches. Cela peut à la fois s'expliquer par la méthode numérique de déferlement mais également par l'emprise limitée des sites d'études qui ne contiennent pas de zone de vidange. Cette absence de zone de vidange induit dans cette zone une sous-estimation du transport solide et des vitesses de courants longshore. Cela a été particulièrement remarqué sur la plage de Hardelot pour laquelle la plupart des formules de transports ont généré une zone de vidange « numérique » pour compenser son absence. Cette zone de vidange n'a pas été générée sur la plage de Zuydcoote probablement suite à la profondeur deux fois plus faible de la bâche sur cette plage.

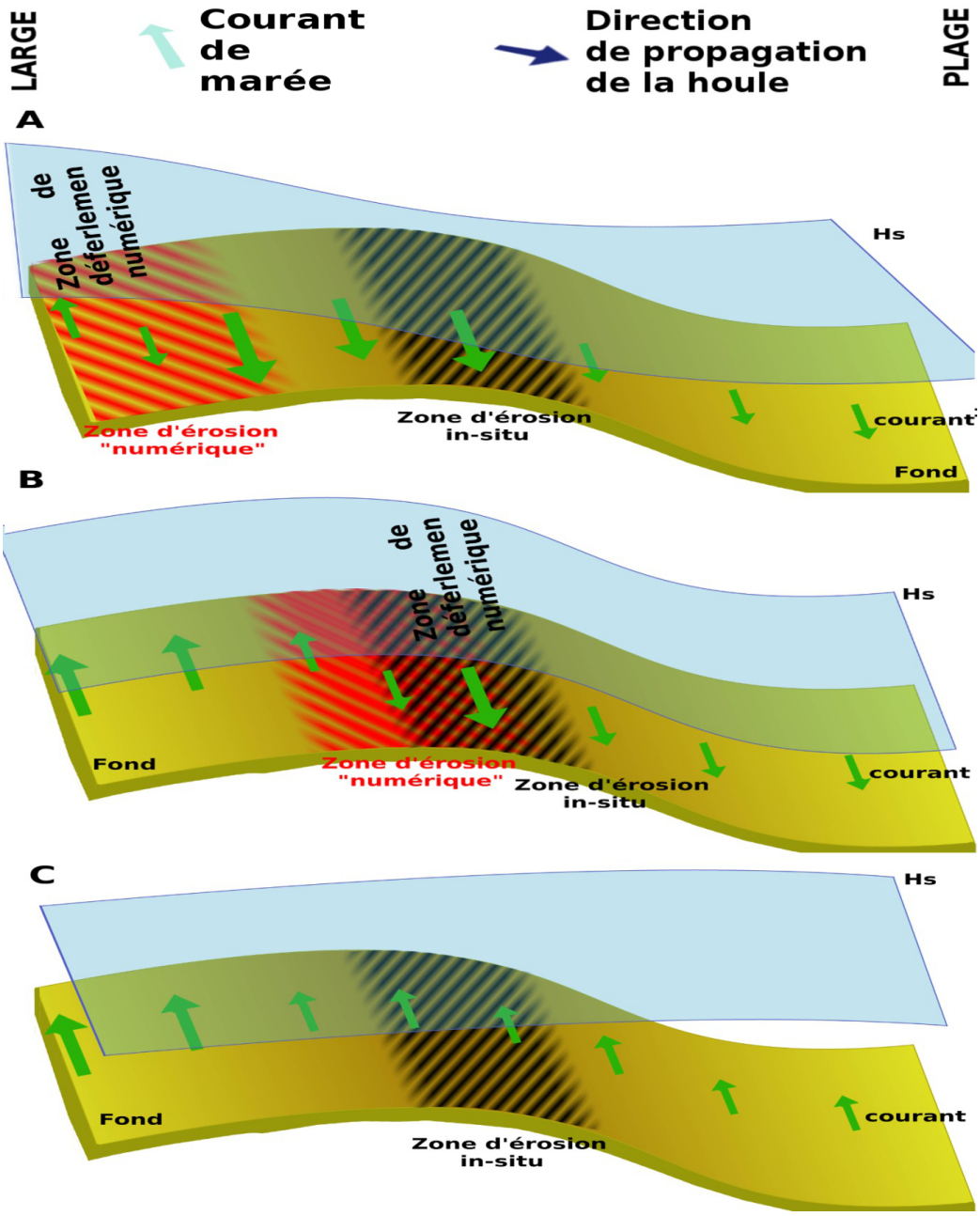

FIGURE VIII.7 – Représentation des zones d'érosions maximales possibles avec le modèle numérique en fonction de la zone de déferlement et par rapport à la zone d'érosion observée (sur la plage de Zuydcoote) avec une représentation schématique de l'effet de la houle sur le courant moyen, A) Déferlement et érosion en bas de barre faisant face au large, situation d'un γ faible (0.25) ou d'une faible hauteur d'eau, B) Déferlement et érosion sur la crête de la barre, situation d'un γ moyen (0.4) ou hauteur d'eau moyenne, C) Pas de déferlement, situation d'un γ élevé (0.78) ou d'une grande profondeur

VIII.2 Conclusion générale

La modélisation des processus hydrodynamiques et morphodynamiques sur les plages sableuses représente un enjeu majeur pour améliorer leurs compréhensions et également permettre de générer des scénarios d'évolutions.

Cette thèse visait comme objectif principal de comparer des mesures in-situ à une modélisation numérique de l'hydrodynamique et de la dynamique sédimentaire de plages macro tidales à barres intertidales. Ces comparaisons ont été réalisées entre deux plages du nord de la France et un modèle numérique 2DH prenant en compte la dynamique de la marée, de la houle et également de la dynamique sédimentaire. A partir des différences obtenues, plusieurs questions ont été soulevées sur la capacité de modélisation, et le rôle des différents processus dans la dynamique morphosédimentaire.

Les mesures in-situ ont été réalisées sur deux plages du Nord-Pas-de-Calais-Picardie, Hardelot et Zuydcoote. Chaque site a été équipé de quatre appareils de mesures sur leur profil pendant une durée de sept jours afin de recueillir un maximum d'informations sur les courants et les houles sur l'estran. Deux appareils de mesures supplémentaires ont été installés au large afin de fournir les informations de forçage nécessaires pour la modélisation de la houle. Des relevés bathymétriques ont également été réalisés sur l'estran en début et en fin de campagne afin de pouvoir générer des modèles d'évolution des fonds. Enfin, des piégeages sédimentaires ont été réalisés lorsque les conditions étaient favorables pour caractériser le transport sédimentaire et permettre un calibrage des formules de transport numérique.

Notre modèle morphodynamique repose sur le couplage de trois codes de la chaîne de calcul Telemac, TELEMAC2D pour la modélisation hydrodynamique 2DH, TOMAWAC pour le module de vagues spectrales, et SYSIPHE pour le module de transport sédimentaire.

Les simulations ont été réalisées sur les morphologies de fond réels à partir des Modèles Numériques de Terrain générés à partir des relevés topobathymétriques recueillis pendant les campagnes de mesures. Les effets de la marée ont été modélisés à l'aide de données du SHOM, et un calibrage d'un coefficient de Strickler a pu être établi par comparaison des résultats avec les mesures in-situ pour des conditions de faibles houles.

Les houles ont été générées à partir des données obtenues au large pendant la campagne de mesures, notamment en termes de période, d'amplitude et de di-

rection. Un traitement particulier a été réalisé en prolongeant numériquement le domaine d'étude afin de limiter l'influence des conditions aux limites cross-shore sur les sites d'études, avec également une atténuation de l'influence de la houle sur les courants et le transport sédimentaire dans les zones proches des conditions aux limites. Compte tenu des fortes divergences sur l'amplitude des houles et des courants de dérives obtenues lors de simulations préliminaires, un intérêt particulier a été porté sur la modélisation du déferlement, et notamment de l'indice de déferlement.

La dynamique sédimentaire a été modélisée en prenant en compte plusieurs formulations existantes dans la littérature et calibrée en partie à l'aide des piégages réalisés pendant les campagnes. Les résultats morphodynamiques obtenus ont finalement été comparés aux mesures in-situ pour les différentes formules de transport et les différents indices de déferlement utilisés.

Les résultats obtenus ont permis de mettre en avant la capacité du modèle à représenter sur des périodes courtes l'hydrodynamique et la morphodynamique pour de faibles évolutions. L'influence du système barre-bâche sur les courants et les houles a également été étudiée au travers des zones préférentielles de déferlement caractérisé par le ratio entre la hauteur des vagues et la profondeur. Des indices de déferlement différents ont été trouvés pour les deux plages étudiées (0.4 à Zuydcoote, et 0.55 à Hardelot) avec pour ces indices, une meilleure représentativité de l'hydrodynamique et du morphodynamisme.

L'utilisation de différents indices a permis de mieux comprendre le rôle des différents processus de la houle, dans la zone de levée, de déferlement et la zone de surf mais également son influence sur leurs temps de résidence en fonction de la bathymétrie. L'interprétation de ces résultats a permis de mettre en évidence son implication dans les zones les plus érodées sur la plage de Zuydcoote, mais également certaines limites du modèle et principalement les difficultés à générer des zones en érosion entre une barre et la bâche immédiatement supérieure, ainsi qu'une sous-estimation du courant de dérive dans les bâches.

VIII.3 Perspectives

Le vent, actuellement non pris en compte dans notre modèle, est le dernier facteur physique et environnemental pouvant avoir une influence majeure sur les résultats avec un effet non négligeable sur les vitesses obtenues, mais également la propagation de la houle et les hauteurs d'eau. Son influence est d'autant plus importante que les profondeurs dans les domaines d'études sont faibles, ce qui peut générer une mise en mouvement sur l'ensemble de la colonne d'eau avec comme conséquence de modifier fortement les vitesses en haut de plage. Il peut également être non négligeable lorsque la hauteur d'eau est faible au-dessus des appareils, ce qui correspond également à des périodes ou l'agitation sédimentaire est importante suite au déferlement. Sa prise en compte nécessitera une probable re-calibration du coefficient de Strickler, bien que celui-ci soit indépendant du vent, car il n'a pas été pris en compte pendant l'étape de calibration. La génération de houle par le vent au sein directement du modèle reste difficilement envisageable car il sera alors nécessaire d'augmenter la taille du domaine de simulation tout en conservant la même résolution au niveau des sites d'études ce qui augmenterait le temps de calcul.

Les résultats obtenus par le modèle montrent une sous-estimation du courant de dérive dans les fosses suivant les barres avec également une sous-estimation de l'érosion et du transport sédimentaire dans cette zone avec un décalage spatial de ces processus vers le large. Ce phénomène fréquemment observé dans les modèles numériques n'est pas, ou peu, influencé par l'indice de déferlement. Différentes explications possibles existent dans la littérature, telles que la prise en compte de la turbulence générée par le déferlement (Church et Thornton 1993 [CT93]), le retardement du transfert d'énergie du rouleau de déferlement au courant moyen (Reniers et al. 1995 [RTL95] ; Kuriyama et Nakatsukasa 2000 [KN00]), ou encore l'influence du gradient de pression derrière les barres généré par le set-up induit par le déferlement (Dalrymple 1978 [Dal78], Reniers and Battjes 1997 [RB97], Castelle 2004 [Cas04]). La prise en compte de ces processus sur les plages étudiées permettrait également d'analyser leurs influences sur la morphodynamique et le transport sédimentaire, et non uniquement sur le courant de dérive.

Enfin, l'utilisation d'un modèle 3D avec différentes couches dans la colonne d'eau permettrait d'étudier les courants cross-shore, notamment le courant de retour qui compense les masses d'eau apportées par la houle vers la plage par un courant de fond opposé qui favorise le transport sédimentaire vers le large. Le modèle 3D pourrait donc potentiellement améliorer la représentation

des zones d'accrétions notamment sur la barre de l'appareil B2 sur la plage de Zuydcoote où une portion trop importante de sédiment est transportée vers la plage. Cependant, l'utilisation d'un modèle 3D nécessite des ressources informatiques nettement plus importantes qu'un modèle 2DH, et donc un temps de calcul plus important de l'ordre d'un facteur 10. Il sera donc envisageable pour un nombre très limité de simulations une fois que les différents points précédents auront été pris en compte, et l'ensemble des paramètres déterminés.

Il existe d'autres phénomènes locaux qui peuvent jouer un rôle sur le transport solide notamment la présence d'une nappe phréatique affleurante, tel que sur la plage de Hardelot, entraînant un faible transport en permanence vers le large, mais qui peut avoir une grande influence à long terme (Chaaban et al., 2012 [CDBQ+12]). La répartition granulaire des sédiments, ou encore la porosité variable dans l'espace, et enfin l'arrangement morphologique subtidale (Héquette et al., 2013 [HAR+13]) peuvent également avoir une influence non négligeable. Enfin, le modèle a été calibré dans des conditions modérément énergétiques et sur une période courte, il nécessiterait d'être également validé sur d'autres périodes avec un profil de plage différent ainsi que pour des conditions de houles différentes pour envisager un modèle à plus long terme.

Bibliographie

[ACV90] Claude Augris, Philippe Clabaut, and Olivier Vicaire. *Le domaine marin du Nord-Pas de Calais : Nature, morphologie et mobilité des fonds*. Ifremer, 1990. 40, 176

[AH06] David Aernouts and Arnaud Héquette. L'évolution du rivage et des petits-fonds en baie de wissant pendant le xxe siècle (pas-de-calais, france). *Géomorphologie : relief, processus, environnement*, (1/2006) :49–64, 2006. 39

[ALM04] EJ Anthony, F Levoy, and O Monfort. Morphodynamics of intertidal bars on a megatidal beach, merlimont, northern france. *Marine geology*, 208(1) :73–100, 2004. 61

[Bag66] RA Bagnold. An approach to the sediment transport problem. *General Physics Geological Survey, Prof. paper*, 1966. 82, 105

[Bai81] James A Bailard. An energetics total load sediment transport model for a plane sloping beach. *Journal of Geophysical Research : Oceans (1978–2012)*, 86(C11) :10938–10954, 1981. 80, 82, 157, 160

[Bat72] Jurjen Anno Battjes. Set-up due to irregular waves. *Coastal Engineering Proceedings*, 1(13), 1972. 74, 112, 146, 170

[BI69] Anthony J Bowen and Douglas L Inman. Rip currents : 2. laboratory and field observations. *Journal of Geophysical research*, 74(23) :5479–5490, 1969. 25

[Bij68] Eco Wiebe Bijker. Littoral drift as function of waves and current. *Coastal Engineering Proceedings*, 1(11), 1968. 80, 157, 161

[BIS68] Anthony J Bowen, DL Inman, and VP Simmons. Wave 'set-down'and set-up. *Journal of Geophysical Research*, 73(8) :2569–2577, 1968. 26

[BJ78] JA Battjes and JPFM Janssen. Energy loss and set-up due to breaking of random waves. *Coastal Engineering Proceedings*, 1(16), 1978. 74, 112, 146, 170

[BK83] E Bouws and GJ Komen. On the balance between growth and dissipation in an extreme depth-limited wind-sea in the southern north sea. *Journal of Physical Oceanography*, 13(9) :1653–1658, 1983. 74

[BLGL71] R Bonnefille, JP Lepetit, M Graff, and J Leroy. Nouvel avant-port de dunkerque. mesures en nature. *Laboratoire National d'Hydraulique, Hc042/05*, 1971. 38, 40

[BMB96] Michel Benoit, Frederic Marcos, and Francoise Becq. Development of a third generation shallow-water wave model with unstructured spatial meshing. *Coastal Engineering Proceedings*, 1(25), 1996. 71

[Cam06] Benoît Camenen. *Modélisation numérique du transport sédimentaire sur une plage sableuse*. PhD thesis, Atelier national de reproduction des thèses, 2006. 29, 30

[Car11] Adrien Cartier. Évaluation des flux sédimentaires sur le littoral du nord-pas de calais : vers une meilleure compréhension de la morphodynamique des plages macrotidales. Université du Littoral Côte d'Opale, 2011. 23, 38, 40, 49, 50, 51, 176, 180

[Cas04] Bruno Castelle. *Modélisation de l'hydrodynamique sédimentaire au-dessus des barres sableuses soumises à l'action de la houle : application à la côte aquitaine*. PhD thesis, Bordeaux 1, 2004. 26, 191

[CDBQ+12] Fadi Chaaban, Hanan Darwishe, Yvonne Battiau-Queney, Barbara Louche, Eric Masson, Jamal El Khattabi, and Erick Carlier. Using arcgis® modelbuilder and aerial photographs to measure coastline retreat and advance : North of france. *Journal of Coastal Research*, 28(6) :1567–1579, 2012. 192

[CH13] Adrien Cartier and Arnaud Héquette. The influence of intertidal bar-trough morphology on sediment transport on macrotidal beaches, northern france. *Zeitschrift für Geomorphologie*, 57(3) :325–347, 2013. 61, 180

[Cha06] Sylvain Chaverot. Impact des variations récentes des conditions météo-marines sur les littoraux meubles du nord-pas-de-calais. Littoral, 2006. 38, 41

[CL86] PM Clique and JP Lepetit. Catalogue sédimentologique des côtes de france. *Co "tes de la Manche et de la mer du Nord. Collection Direction des Etudes et Recherches, EDF, Eyrolles*, 1986. 38

[CL02] B Camenen and Philippe Larroudé. Un modèle morphodynamique côtier pour la création de barres rythmiques. In *7ème Journées Génie Côtier*, pages 145–154. Ed. D. Levacher-P. Marron et Centre Français du Littoral, ISBN 2-9505787-6-4, 2002. 171

[CL03] Benoıt Camenen and Philippe Larroudé. Comparison of sediment transport formulae for the coastal environment. *Coastal Engineering*, 48(2) :111–132, 2003. 177

[Coo70] David O Cook. The occurrence and geologic work of rip currents off southern california. *Marine geology*, 9(3) :173–186, 1970. 26

[Cra14] Adrien Crapoulet. Dynamique morphologique, bilan sédimentaire et évaluation des zones à risques sur le littoral du nord-pas de calais : analyse multi-échelles par lidar aéroporté. 2014. 38

[CSM+97] Joel E Cohen, Christopher Small, Andrew Mellinger, John Gallup, Jeffrey Sachs, Peter M Vitousek, and Harold A Mooney. Estimates of coastal populations. *Science*, 278 :1209, 1997. 12

[CT93] John Casey Church and Edward B Thornton. Effects of breaking wave induced turbulence within a longshore current model. *Coastal engineering*, 20(1) :1–28, 1993. 25, 191

[Dal78] Robert A Dalrymple. Rip currents and their causes. *Coastal Engineering Proceedings*, 1(16), 1978. 25, 26, 191

[Des85] Y Despeyroux. Etude hydro-sédimentaire de l'estuaire de la canche. *These de Doctorat de l'Université des Sciences et Technologies de Lille*, 1985. 40

[DJS83] GP Dawson, B Johns, and RL Soulsby. A numerical model of shallow-water flow over topography. *Elsevier Oceanography Series*, 35 :267–320, 1983. 93

[DL78] Robert A Dalrymple and Carlos J Lozano. Wave-current interaction models for rip currents. *Journal of Geophysical Research*, 83(C12) :6063, 1978. 26

[EB95] Y Eldeberky and JA Battjers. Parameterisation of triads interactions in wave energy models. *Coastal Dynamics*, 1995. 76

[FD92] Jørgen Fredsøe and Rolf Deigaard. *Mechanics of coastal sediment transport*, volume 3. World scientific, 1992. 27

[FK81] C Flokstra and FG Koch. Numerical aspects of bed level predictions for alluvial river bends. *Delft Hydraulics Laboratory. Netherlands, Publication*, (258), 1981. 79

[Fre84] Jørgen Fredsøe. Turbulent boundary layer in wave-current motion. *Journal of Hydraulic Engineering*, 110(8) :1103–1120, 1984. 31

[Fri52] HC Frijlink. Discussion des formules de debit solide de kalinske, einstein et meyer–peter et mueller compte tenue des mesures recentes de transport dans les rivieres neerlandaises. *2me Journal Hydraulique Societe Hydraulique de France, Grenoble*, pages 98–103, 1952. 80

[FTLS00] AF Faria, EB Thornton, TC Lippmann, and TP Stanton. Undertow over a barred beach. *Journal of Geophysical Research : Oceans (1978–2012)*, 105(C7) :16999–17010, 2000. 26

[Gal68] Cyril J Galvin. Breaker type classification on three laboratory beaches. *Journal of geophysical research*, 73(12) :3651–3659, 1968. 22

[GM79] William D Grant and Ole Secher Madsen. Combined wave and current interaction with a rough bottom. *Journal of Geophysical Research : Oceans (1978–2012)*, 84(C4) :1797–1808, 1979. 31

[HA10] Arnaud Hequette and David Aernouts. The influence of nearshore sand bank dynamics on shoreline evolution in a macrotidal coastal environment, calais, northern france. *Continental Shelf Research*, 30(12) :1349–1361, 2010. 39

[HAR+13] Arnaud Héquette, Edward J Anthony, Marie-Hélène Ruz, Aurélie Maspataud, David Aernouts, and Yacine Hemdane. The influence of nearshore sand banks on coastal hydrodynamics and sediment transport, northern coast of france. In *Coastal Dynamics*, 2013. 192

[HBB+73] Klaus Hasselmann, TP Barnett, E Bouws, H Carlson, DE Cartwright, K Enke, JA Ewing, H Gienapp, DE Hasselmann, P Kruseman, et al. Measurements of wind-wave growth and swell decay during the joint north sea wave project (jonswap). Technical report, Deutches Hydrographisches Institut, 1973. 21, 74

[Her07] Jean-Michel Hervouet. *Hydrodynamics of free surface flows : modelling with the finite element method*. John Wiley & Sons, 2007. 67

[HKCCB15] Tobias Houska, Philipp Kraft, Alejandro Chamorro-Chavez, and Lutz Breuer. Spotting model parameters using a ready-made python package. *PloS one*, 10(12) :e0145180, 2015. 177

[HRMS09] Arnaud Héquette, Marie Hélène Ruz, A Maspataud, and V Sipka. Effects of nearshore sand bank and associated channel on beach

hydrodynamics : implications for beach and shoreline evolution. *Journal of Coastal Research*, pages 59–63, 2009. 39

[HTT90] Son Huyng-Thanh and Andre Temperville. A numerical model of the rough turbulent boundary layer in combined wave and current interaction. *Coastal Engineering Proceedings*, 1(22), 1990. 31

[HVH94] JM Hervouet and L Van Haren. Telemac-2d principle note. electricité de france. Technical report, Technical Report HE-43/94/051/B, 1994. 67

[JOI48] Joe William Johnson, Morrough Parker O'Brien, and John Dove Isaacs. *Graphical construction of wave refraction diagrams*. Number 2. US Government Printing Office, 1948. 101, 102

[Kaj68] Kinjiro Kajiura. 5. a model of the bottom boundary layer in water waves. 1968. 29

[Kam91] J William Kamphuis. Alongshore sediment transport rate. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, 117(6) :624–640, 1991. 80, 83, 159, 163

[KDNS86] JW Kamphuis, MH Davies, RB Nairn, and OJ Sayao. Calculation of littoral sand transport rate. *Coastal engineering*, 10(1) :1–21, 1986. 83

[KM02] Aart Kroon and Gerhard Masselink. Morphodynamics of intertidal bar morphology on a macrotidal beach under low-energy wave conditions, north lincolnshire, england. *Marine geology*, 190(3) :591–608, 2002. 139, 171, 181, 183

[KN00] Yoshiaki Kuriyama and Toshiyuki Nakatsukasa. A one-dimensional model for undertow and longshore current on a barred beach. *Coastal Engineering*, 40(1) :39–58, 2000. 25, 191

[Kra87] Nicholas C Kraus. Application of portable traps for obtaining point measurements of sediment transport rates in the surf zone. *Journal of coastal Research*, pages 139–152, 1987. 50

[KW49] CAM King and WW Williams. The formation and movement of sand bars by wave action. *The Geographical Journal*, 113 :70–85, 1949. 32

[LHS64] Michael S Longuet-Higgins and RW Stewart. Radiation stresses in water waves ; a physical discussion, with applications. In *Deep Sea Research and Oceanographic Abstracts*, volume 11, pages 529–562. Elsevier, 1964. 24

[Man84a] Shore Protection Manual. 2 vols. *US Army Engineer Waterways Experiment Station, Coastal Engineering Research Center, US Government Printing Office, Washington, DC*, 1984. 12

[Man84b] Shore Protection Manual. Coastal engineering research center. *Department of the Army, Waterways Experiment Station*, 1, 1984. 101

[Mas04] Gerhard Masselink. Formation and evolution of multiple intertidal bars on macrotidal beaches : application of a morphodynamic model. *Coastal Engineering*, 51(8) :713–730, 2004. 139, 171

[Mas11] Aurélie Maspataud. Impacts des tempêtes sur la morphodynamique du profil côtier en milieu macrotidal. Littoral, 2011. 38, 40, 49

[MGPVH90] Robert Manning, John Purser Griffith, TF Pigot, and Leveson Francis Vernon-Harcourt. *On the flow of water in open channels and pipes*. 1890. 93

[Mic93] JH Michell. Xliv. the highest waves in water. *The London, Edinburgh, and Dublin Philosophical Magazine and Journal of Science*, 36(222) :430–437, 1893. 23

[Mic51] A Miche. Le pouvoir r {é} fl {é} chissant des ouvrages maritimes expos {é} s {à} l\'action de la houle. *Annales des Ponts et Chauss {é} es*, 121 :285–319, 1951. 23

[MKDA06] Gerhard Masselink, Aart Kroon, and RGD Davidson-Arnott. Morphodynamics of intertidal bars in wave-dominated coastal settings—a review. *Geomorphology*, 73(1) :33–49, 2006. 184

[MS92] Per A Madsen and Ole R Sørensen. A new form of the boussinesq equations with improved linear dispersion characteristics. part 2. a slowly-varying bathymetry. *Coastal engineering*, 18(3) :183–204, 1992. 76

[MT99] G Masselink and IL Turner. The effect of tides on beach morphodynamics. *Handbook of beach and shoreface morphodynamics. Wiley, Chichester*, 204229, 1999. 184

[Nie92] Peter Nielsen. *Coastal bottom boundary layers and sediment transport*, volume 4. World scientific, 1992. 21, 29

[Nik33] Johann Nikuradse. Str {ö} mungsgestze in rauhen rohren. 1933. 29

[Owe80] MW Owen. Design of seawalls allowing for wave overtopping. *Report Ex*, 924 :39, 1980. 23, 146

[PR08] TD Price and BG Ruessink. Morphodynamic zone variability on a microtidal barred beach. *Marine Geology*, 251(1) :98–109, 2008. 181

[RA07] Béatrice Reichmüth and Edward J Anthony. Tidal influence on the intertidal bar morphology of two contrasting macrotidal beaches. *Geomorphology*, 90(1) :101–114, 2007. 184

[RB97] AJHM Reniers and JA Battjes. A laboratory study of longshore currents over barred and non-barred beaches. *Coastal Engineering*, 30(1) :1–21, 1997. 25, 191

[Rei03] Béatrice Reichmüth. Contribution à la connaissance de la morphodynamique des plages à barres intertidales : approche expérimentale, côte d'opale, nord de la france. Littoral, 2003. 40, 49

[RHM09] Marie Hélène Ruz, Arnaud Héquette, and A Maspataud. Identifying forcing conditions responsible for foredune erosion on the northern coast of france. *Journal of Coastal Research*, pages 356–360, 2009. 39

[RK89] Julie D Rosati and Nicholas C Kraus. Development of a portable sand trap for use in the nearshore. Technical report, DTIC Document, 1989. 52

[RMF+01] BG Ruessink, JR Miles, F Feddersen, RT Guza, and Steve Elgar. Modeling the alongshore current on barred beaches. *Journal of Geophysical Research*, 106(C10) :22451–22463, 2001. 141

[Roe11] JA Roelvink. *A guide to modeling coastal morphology*, volume 12. world scientific, 2011. 137, 186

[RTL95] AJHM Reniers, EB Thornton, and TC Lippmann. Longshore currents over barred beaches. In *Coastal Dynamics' 95*, pages 413–424. ASCE, 1995. 191

[SA99] Vincent Sipka and Edward J Anthony. Morphology and hydrodynamics of a macrotidal ridge and runnel beach under modal low wave conditions. *Journal de Recherche Océanographique*, 24 :25–31, 1999. 182

[SA07] Mouncef Sedrati and Edward J Anthony. Storm-generated morphological change and longshore sand transport in the intertidal zone of a multi-barred macrotidal beach. *Marine geology*, 244(1) :209–229, 2007. 139, 141, 171

[Sed06] Mouncef Sedrati. Morphodynamique transversale et longitudinale de plages à barres intertidales en domaine macrotidal et en conditions de forte agitation : Baie de wissant, nord de la france. Littoral, 2006. 49

[Sip98] Vincent Sipka. Les plages macrotidales du nord pas de calais contexte environnemental et caracterisation morphodynamique. Littoral, 1998. 38

[SNdV91] Marcel JF Stive, Robert J Nicholls, and Huib J de Vriend. Sea-level rise and shore nourishment : a discussion. *Coastal Engineering*, 16(1) :147–163, 1991. 33

[Sou83] Richard L Soulsby. The bottom boundary layer of shelf seas. *Elsevier oceanography series*, 35 :189–266, 1983. 60, 159, 162

[Sou90] RL Soulsby. Tidal-current boundary layers. *The Sea*, 9(part A) :523–566, 1990. 60

[Sou95] RL Soulsby. The “bailard”sediment transport formula : comparison with data and models. *Coastal Morphodynamics*, 1995. 83, 105

[Sou97] Richard Soulsby. *Dynamics of marine sands : a manual for practical applications*. Thomas Telford, 1997. 30, 31, 80, 81, 83, 93

[ST84] Tsuguo Sunamura and Ichirou Takeda. Landward migration of inner bars. *Marine Geology*, 60(1) :63–78, 1984. 183

[Sto80] George Gabriel Stokes. On the theory of oscillatory waves, appendix {B}. 1880. 23

[TG+83] Edward B Thornton, RT Guza, et al. Transformation of wave height distribution. *J. Geophys. Res*, 88(10) :5925–5938, 1983. 75, 146

[VHK+13] Catherine Villaret, Jean-Michel Hervouet, Rebekka Kopmann, Uwe Merkel, and Alan G Davies. Morphodynamic modeling using the telemac finite-element system. *Computers & Geosciences*, 53 :105–113, 2013. 78

[VR93] Leo C Van Rijn. *Principles of sediment transport in rivers, estuaries and coastal seas*, volume 1006. Aqua publications Amsterdam, 1993. 52

[VRK92] Leo C Van Rijn and Aart Kroon. Sediment transport by currents and waves. *Coastal Engineering Proceedings*, 1(23), 1992. 79

[Whi98] Thomas E White. Status of measurement techniques for coastal sediment transport. *Coastal Engineering*, 35(1) :17–45, 1998. 52

[XB94] Zhigang Xu and AJ Bowen. Wave-and wind-driven flow in water of finite depth. *Journal of Physical Oceanography*, 24(9) :1850–1866, 1994. 141

Glossaire

ϕ angle de frottement du sédiment au repos.

A amplitude de la houle.

A_w amplitude de la trajectoire des particules d'eau induites par la houle.

β pente de la plage.

C coefficient de Chézy.

$\vec{c}$ vitesse de propagation de l'onde.

C_f coefficient de frottement.

$\vec{c}_g$ vitesse de groupe.

d profondeur.

d_* diamètre sédimentologique.

d_{50} diamètre médian du sédiment.

D_{br} énergie totale dissipée de la houle.

δ direction de la contrainte de cisaillement au fond par rapport à la direction de l'écoulement.

Δx taille de la maille dans la direction de propagation du courant.

E énergie des vagues.

$\vec{E}_t$ flux d'énergie total.

$E(f,\theta)$ spectre directionnel d'énergie.

ϵ_p porosité.

η élévation.

$\vec{F}$ force de frottement.

F_i flux sédimentaire au filet i.

f_p fréquence pic de la houle.

F_t forces d'entraînement.

f_w coefficient de frottement dû à la houle.

$\overrightarrow{F}$ forces de volume autres que la pression et la pesanteur.

FE_i flux sédimentaire intermédiaire i.

$F(f,\theta)$ spectre directionel de variance.

γ critère de déferlement.

γ_j facteur de pic aux limites.

H hauteur de la houle.

h hauteur d'eau.

H_m hauteur significative de la houle.

H_{m0} hauteur significative de la houle aux limites.

H_{mb} hauteur significative de la houle au déferlement.

H_{sb} hauteur significative de la houle au déferlement pour des ondes monochromatiques.

k nombre d'onde de la houle.

k_s rugosité de grain de Nikuradse.

λ longueur d'onde de la houle.

m coefficient de Manning.

N densité spectrale d'action de la houle.

n coordonnée suivant l'axe perpendiculaire au sens du courant.

ν viscosité moléculaire.

ν_e viscosité effective.

ν_t viscosité turbulente.

p pression.

p_{atm} pression atmosphérique.

ψ paramètre de Shields.

ψ_{cr} paramètre de Shields critique.

Q termes sources/puits de la houle.

Q_b proportion de vagues qui déferlent.

Q_{bf} dissipation due au frottement avec le fond de la houle.

Q_{br} dissipation due au déferlement bathymétrique de la houle.

$\overrightarrow{q_s}$ flux volumique de sédiment.

Q_{tr} dissipation due au effets non linéaires du troisième ordre de la houle.

R coefficient d'auto-interaction interfréquence.

r rugosité relative.

R_H rayon hydraulique.

ρ densité du fluide.

ρ_s densité du sédiment.

S_{ij} tension de radiation.

T période de la houle.

$T_{sideral}$ durée du jour sidéral.

τ_c contrainte de cisaillement.

τ_{cr} contrainte critique de cisaillement.

θ direction de propagation.

θ_s direction du transport solide par rapport à la direction de l'écoulement.

$\vec{U}$ vecteur courant.

$\bar{U}$ courant moyen.

U_w vitesse orbitale au fond de la houle.

w pulsation de la houle.

ξ nombre d'Irribaren.

z_0 longueur de rugosité.

Résumé

L'objectif de cette thèse était de comparer des mesures de flux sédimentaires et des évolutions morphologiques in-situ à des simulations numériques 2DH sur des plages macrotidales à barres intertidales. Ces comparaisons ont été réalisées sur deux plages de la région Nord Pas de Calais – Picardie, la plage de Zuydcoote et la plage de Hardelot. Ces plages sont caractérisées par un système barre-bâche sableux rectiligne. Ce travail a permis d'acquérir des données courantométriques et des données de houle sur le profil de chaque plage pendant une semaine ainsi que des données situées plus au large nécessaires pour le forçage du modèle numérique. Des mesures ponctuelles de flux sédimentaires ont également été réalisées à l'aide de pièges à sédiments ainsi qu'un suivi d'évolution du fond à l'aide de mesures DGPS en début et fin de campagnes de mesures. L'ensemble de ces données a été comparé aux résultats obtenus par un modèle numérique 2DH. Ce modèle numérique est composé de trois modules de la chaîne de calcul TELEMAC, un module pour la prise en compte des courants de marée, un module de propagation spectrale de la houle, et un module de transport de sédiments et d'évolution morphologique. A l'aide de ces modules, des simulations ont été réalisées sur la durée des campagnes de mesures afin de calibrer différents paramètres en comparant les résultats aux mesures in-situ, notamment le coefficient de Strickler, l'indice de déferlement des vagues, ainsi que différentes formules de transport sédimentaire. Ces simulations ont permis de montrer l'influence de l'indice de déferlement sur les résultats des simulations à la fois sur la partie hydrodynamique ainsi que pour le transport sédimentaire et l'évolution morphologique. Quatre différentes formules de transport sédimentaire ont été utilisés afin de déterminer leurs capacités à reproduire les mesures de transport sédimentaire et d'évolution in-situ en fonction de l'indice de déferlement. Ce modèle a permis de mettre en évidence le rôle des vagues et de leurs déferlements sur la direction et l'intensité du transport sédimentaire ainsi que des zones préférentielles d'accrétion et d'érosion. Cette étude a également montré certaines limites du modèle principalement sur les vitesses perpendiculaires à la plage suite à l'utilisation d'un modèle 2D, ainsi que des limitations induites par l'utilisation d'un indice de déferlement prenant en compte uniquement le rapport hauteur de vague sur profondeur, et limitant le déferlement sur la crête des barres et dans la pente entre la barre et la bâche supérieur sur la plage.

Abstract

The objective of this thesis was to compare sediment flux measurements and in situ morphological changes with 2DH numerical simulations on macrotidal beaches with intertidal bars. These comparisons were made on two beaches in the Nord Pas de Calais - Picardie ,Zuydcoote Beach and Hardelot Beach. These beaches are characterized by a straight sandy bar-trough system. This work allowed to acquire current data and wave data on the profile of each beach and also offshore data for a period of one week. Sediment flux measurements were also conducted using sediment traps and by monitoring bottom evolution using DGPS measurements at the beginning and the end of the campaigns. All these data were compared with results obtained by a digital 2DH model. This digital model is composed of three modules of the TELEMAC calculation chain, a module for taking into account the tidal currents, a spectral propagation module for the waves, and a sediment transport module with morphological evolution. Using these modules, simulations were performed for the duration of measurement campaigns to calibrate various parameters by comparing the results with in-situ measurements, including the Strickler coefficient, the wave-breaking index and four different sediment transport formulas. These simulations show the influence of the breaker index on both the hydrodynamic part and the sediment transport and morphological evolution. The different sediment transport formulas were used to determine their ability to reproduce the sediment transport measurements and the evolution according to the breaker value. This model has helped to highlight the role of waves and surges on the direction and intensity of the sediment transport as well as preferential areas of accretion and erosion. This study also shows some limitations of the model mainly on the speed perpendicular to the beach and the limitations caused by the use of a breaker index taking only into account the ratio between wave height and the deep, and limiting the surge on the crest of the bars and into the slope between the bar and the top trough on the beach.