



THÈSE

présentée par

Benoît WAELES

pour obtenir

LE TITRE DE DOCTEUR DE L'UNIVERSITE DE
CAEN BASSE-NORMANDIE

SPECIALITE : Terre Enveloppe Fluide
(Arrêté du 30 mars 1992)

MODELISATION MORPHODYNAMIQUE DE L'EMBOUCHURE DE LA SEINE

Version 1 du manuscrit à la date du **20 octobre 2005**

soumise aux rapporteurs:

Dr. Catherine Villaret, LNHE / EDF

Dr. Philippe Bonneton, Université Bordeaux I

SOMMAIRE

Introduction : questions posées	5
--	---

PARTIE I Stratégie de modélisation

Chapitre 1 : Choix d'un modèle morphodynamique de type « processus »	9
---	---

1.1 Synthèse bibliographique sur les modèles d'évolution morphodynamique	11
1.1.1 Echelles de temps et d'espace morphodynamiques.....	11
1.1.2 Modèles géostatistiques et modèles empiriques	12
1.1.3 Modèles semi-empiriques (hybrides)	13
1.1.4 Modèles de type processus	17
1.1.5 Etude sur modèle physique.....	19
1.2 Stratégie de modélisation : arguments pour une approche de type processus	21
1.3 Principe général du modèle morphodynamique SiAM-3D	22
1.3.1 Couplage des modèles courantologiques, de vague et de transport de sédiment (sable et vase)	22
1.3.2 Réactualisation bathymétrique.....	23

Chapitre 2 : Modèle hydrodynamique SiAM-3D	27
---	----

2.1 Modèle courantologique	27
2.1.1 Equations du modèle 3D.....	27
2.1.2 Equation de transport.....	29
2.1.3 Equations du modèle 2DH.....	29
2.1.4 Expressions du frottement sur le fond	30
2.1.5 Couplage des modèles 2D et 3D.....	31
2.1.6 Conditions limites en surface, marines et amont.....	31

2.1.7	Fermeture turbulente (horizontale et verticale)	32
2.1.8	Validation du modèle hydrodynamique	33
2.2	Amélioration de la modélisation des processus de	
	découvrement/recouvrement dans les codes SiAM	36
2.2.1	Cas unidimensionnel horizontal	37
2.2.2	Cas bidimensionnel horizontal	42
2.2.3	Comparaison des résultats du modèle avec des données de courant sur banc	
	découvrant.....	46
2.3	Calcul de vagues (<i>Hiswa</i>).....	50
2.3.1	Procédure pour prendre en compte le frottement sur le fond induit par les	
	vagues	50
2.3.2	Modèle de vague <i>hiswa</i>	50
2.3.3	Cas particulier des faibles profondeurs.....	51
2.3.4	Réactualisation bathymétrique et calcul de vague.....	51
 Chapitre 3 : Transport de sable en suspension.....		55
3.1	Introduction	55
3.2	Modélisation du transport de sable fin en suspension.....	56
3.2.1	Synthèse bibliographique : <i>flux d'érosion versus concentration de</i>	
	<i>référence</i>	56
3.2.2	Validation 1DV de la modélisation du transport en suspension de sable par	
	advection/diffusion, sous l'action d'un courant permanent.....	57
3.3	Transport de sable en suspension par érosion/dépôt : adaptation des	
	formulations dans un modèle 3D opérationnel	59
3.3.1	Expression du flux de dépôt	61
3.3.2	Expression du flux d'érosion.....	61
3.3.3	Correction du flux horizontal.....	61
3.3.4	Transport du sable en suspension sous l'action simultanée houle + courant	
	62
3.3.5	Paramétrage du modèle de transport de sable <i>SiAM</i> par comparaison des	
	transports solides simulés avec ceux qui résultent de l'application de formules	
	classiques ou de modèles discrétisés sur la verticale.....	64
3.3.6	Comportement du modèle de transport de sable hors-équilibre	66
 Chapitre 4 : Capacité morphodynamique du modèle SiAM-3D		69
4.1	Introduction	69
4.2	Capacité morphodynamique du modèle de transport de	
	vase : modélisation morphodynamique cross-shore d'un estran vaseux.....	70

4.3 Capacité morphodynamique du modèle de transport de sable : migration et évolution morphologique d'une structure sableuse soumise à l'action d'un courant permanent	80
4.3.1 Etude analytique dans des cas 1DH et 2DH (De Vriend, 1987).....	80
4.3.2 Configuration générale du modèle «canal pseudo-infini».....	82
4.3.3 Modélisation morphodynamique unidimensionnelle horizontale (1DH)..	83
4.3.4 Modélisation bidimensionnelle verticale (2DV)	89
4.3.5 Modélisation tridimensionnelle	98
4.3.6 Conclusions des tests morphodynamiques et considérations pour une application à l'embouchure de la Seine	100

Chapitre 5 : Stratégie de modélisation du transport simultané sable/vase

103

5.1 Erodabilité des sédiments mixtes, dépôt et sédimentation simultanée sable/vase (synthèse bibliographique)	103
5.1.1 Erosion des sédiments mixtes.....	103
5.1.2 Influence de la présence de sable dans l'écoulement sur l'érosion d'un sédiment de type cohésif.....	108
5.1.3 Dépôt, sédimentation et consolidation en présence de sable et de particules fines	109
5.2 Modélisation du transport simultané sable/vase	112
5.2.1 Modèles existant simulant le transport simultané sable/vase	112
5.2.2 Stratégie de modélisation des mélanges sable/vase dans les codes <i>SiAM</i> ..	116
5.3 modèle de consolidation sable/vase par couches	128
5.3.1 Approches généralement utilisées pour modéliser les processus de tassement de la vase.....	128
5.3.2 Stratégie pour simuler le tassement de couches de sédiments mixtes sable/vase dans les codes <i>SiAM</i>	130
5.3.3 Paramétrage du modèle de tassement	132
5.3.4 Evolution du gradient vertical de concentration.....	135
5.3.5 Variabilité de la composition des sédiments cohésifs et de leur tassement dans l'estuaire de la Seine.....	137
5.3.6 Effet de la présence de sable sur la simulation de la consolidation des couches de vase.....	139

PARTIE II Applications du modèle morphodynamique SiAM-3D à l'embouchure de la Seine

Chapitre 1 : Caractéristiques hydrodynamiques, sédimentaires et morphologiques de l'estuaire de la Seine 145

1.1	Hydrodynamique de la baie et de l'estuaire de la Seine 145
1.1.1	Forçage de marée 145
1.1.2	Variabilité du débit de la de la Seine et circulation générée..... 148
1.1.3	Courants induits par le vent 148
1.1.4	Conditions de vagues 148
1.1.5	Contraintes de cisaillement sur le fond liées aux courants de marée et aux vagues 149
1.2	Caractéristiques sédimentaires : répartition et apports des différentes fractions ; évolution récente..... 151
1.2.1	Apports de particules fines et de sables au système 151
1.2.2	Caractéristiques des suspensions de sable et de vase 151
1.2.3	Evolution récente et variabilité saisonnière de la couverture sédimentaire... 153
1.2.4	Caractéristiques morphologiques principales de l'embouchure 156
1.2.5	Evolution morphologique récente de l'embouchure (depuis 1960) 156
1.2.6	Cas du chenal principal et de la zone de clapage du Kannik..... 160

Chapitre 2 : capacité du modèle à reproduire les répartitions observées des fractions sableuses et vaseuses..... 161

2.0	Emprise et maillage du modèle morphodynamique <i>Seine-Aval</i> SiAM-3D.. 161
2.0.1	Emprise du modèle 161
2.0.2	Maillage du domaine d'étude 162
2.0.3	Forçage hydrodynamique 163
2.1	Répartition des sables et vases dans le sédiment superficiel..... 164
2.2	Evolution des Stocks de vase dans le sédiment 167
2.3	Localisation des sables et des particules fines en suspension..... 170

Chapitre 3 : capacité du modèle à reproduire les évolutions morphologiques récentes observées dans l'estuaire de Seine..... 173

3.1	Choix du forçage annuel pour les tests de sensibilité 173
------------	--

3.2	Contribution des fractions sableuses et vaseuses aux évolutions morphologiques à l'embouchure	178
3.3	Sensibilité des évolutions morphodynamiques au forçage de vagues ...	180
3.4	Evolutions morphodynamiques et initialisation du sédiment.....	182
3.5	Effets morphodynamiques associés aux évolutions bathymétriques	187
3.6	Evaluation de l'effet des digues submersibles sur les évolutions morphologiques à l'embouchure	192
3.7	Effet de l'élévation du niveau marin sur les évolutions morphologiques à l'embouchure.....	196
3.8	Comparaisons de évolutions bathymétriques simulées ou mesurées	199
3.9	Confrontation des évolutions simulées par le modèle numérique / physique.....	205
	 Conclusions et travaux futurs	 207
	 Références	 212
	 Annexes.....	 220

Introduction : questions posées

Les zones côtières estuariennes sont le siège d'importantes activités humaines dans des domaines tels que la pêche et l'aquaculture, les industries présentes sur les rives, les activités récréatives ou la navigation. Ce dernier aspect implique des travaux d'aménagements portuaires ainsi que des activités régulières de dragage pour maintenir les accès aux différents ports. Les estuaires représentent également des zones propices à l'établissement d'écosystèmes spécifiques très riches. Ainsi, la compréhension des divers processus et de leurs interactions qui ont lieu au sein de l'estuaire de la Seine est d'un intérêt majeur. C'est pourquoi le programme scientifique pluridisciplinaire *Seine Aval* a été initié. Un des objectifs de ce programme est de préciser à quelles conditions les fonctionnalités environnementales de l'estuaire seront conservées, voire améliorées, par exemple pour ce qui concerne les vasières intertidales. Il est donc nécessaire de se donner les moyens de caractériser l'évolution physique de l'estuaire (bathymétrie et hydrodynamique associée, couverture sédimentaire). Dans ce cadre, une étude des caractéristiques hydrosédimentaires et de leurs évolutions est réalisée ; aussi bien d'un point de vue géophysique à partir de données de terrain (données sismiques, carottages) que d'un point de vue de la compréhension des processus physiques qui sont mis en jeu. Ce deuxième point est étudié pour une part importante par une approche de type modélisation mathématique, qui permet de tester notre compréhension des phénomènes et de simuler leurs variabilités spatiales et temporelles à l'échelle de la zone côtière étudiée (e.g. Thouvenin et al. 1999). L'objet de la présente thèse est de contribuer à la compréhension, par la modélisation mathématique, des évolutions morphologiques et sédimentaires récentes (au plus quelques décennies) de l'estuaire de la Seine et en particulier de son embouchure afin de mieux prévoir les évolutions futures et de faire de la prospective à l'horizon de quelques décennies. Ce travail constitue une approche alternative aux résultats d'un modèle physique existant (Sogreah, 1997) qui concernent uniquement les évolutions morphologiques, en raison de la difficulté à reproduire simultanément les transports de sable et de vase dans un modèle réduit qui implique des distorsions d'échelle. Par ailleurs, une telle étude par modélisation mathématique est complémentaire de l'analyse des données morphologiques et d'architecture sédimentaire du prisme d'embouchure réalisée par Delsinne (2005) au sein du laboratoire M2C de l'université de Caen.

Comme pour de nombreux environnements côtiers naturels, le fond de l'estuaire de la Seine est constitué de plusieurs classes de sédiments dont les proportions dépendent entre autres de leurs sources respectives, qu'elles soient maritimes ou continentales. La distribution des différentes fractions est également liée aux gradients de contraintes de cisaillement sur le fond qui résultent des vagues et des courants. Ainsi, la couverture sédimentaire peut évoluer de manière saisonnière ou plus rapidement, conjointement à une stratification de la colonne sédimentaire. De tels processus sont majeurs dans l'estuaire de la Seine (e. g. Lesourd et al., 2001) qui est alimenté en sédiment vaseux en majeure partie depuis la rivière de Seine en amont, tandis que le sable est transporté depuis la mer (Baie de Seine). D'autre part, l'embouchure de l'estuaire de la Seine a subi des évolutions morphologiques fortes durant les dernières décennies, principalement en raison de travaux d'aménagement destinés à améliorer les accès aux ports de Rouen et du Havre (Avoine et al., 1981). Une tendance majeure pour cette zone est la progradation de l'estuaire aval (e. g. Lesourd et al., 2001), constituant un delta de jusant à l'embouchure, en accord avec des dépôts nets de sable et de vase, dont les proportions respectives sont en cours de détermination (Tessier et Delsinne, 2005). Simultanément, la surface des vasières intertidales décroît au bénéfice du schorre. Il faut noter que ces tendances

morphodynamiques tendaient à s'atténuer, avant d'importants travaux d'extension du port du Havre qui sont actuellement en cours d'achèvement.

Depuis une vingtaine d'années des modèles mathématiques morphologiques sont développés, basés soit sur la connaissance des processus liés au transport de sédiment, soit sur des expertises et des observations du comportement de systèmes côtiers naturels (*e. g.* De Vriend et al., 1993). Récemment des modèles hybrides sont apparus (*e. g.* Wang et al., 1998) qui sous tendent l'utilisation de relations semi-empiriques entre la morphologie à l'équilibre et le forçage hydrodynamique. Ce type d'approche permet difficilement de distinguer différentes fractions de sédiment, et a fortiori de considérer les interactions entre les matériaux cohésifs et non-cohésifs. Or ce type d'interactions est susceptible de moduler significativement les quantités transportées de chaque classe de sédiment. En particulier l'érodabilité d'un sédiment mixte sablo-vaseux dépend des proportions de chaque classe et de la consolidation de la vase qui compose le mélange. Chesher et Ockenden (1997) ont réalisé des simulations numériques sur l'estuaire de Mersey (UK) ; les résultats montrent que la prise en compte des interactions sable/vase dans le modèle a pour effet de réduire le transport des deux types de sédiment car la contrainte critique d'érosion de chaque type de sédiment est augmentée par la présence de l'autre classe. Un des rares exemples de modèle morphodynamique considérant simultanément le transport de sable et de vase ainsi que leurs interactions est décrit par Van Ledden et Wang (2001). Utilisant un modèle 2DV (bidimensionnel vertical), les auteurs ont simulé l'évolution de la distribution de sédiment dans la partie Sud de l'estuaire Rhin-Meuse (Pays Bas), où la marée a été réduite après la construction d'écluses.

Pour la présente étude, la stratégie adoptée est une approche de type processus pour les raisons suivantes : d'une part un modèle 3D de l'estuaire de type processus (SiAM-3D) a été implémenté durant la phase précédente du programme *Seine Aval* (Le Hir et al., 2001) pour simuler le transport des sédiments cohésifs et la formation d'un bouchon vaseux (maximum de turbidité). D'autre part le but de l'étude est de simuler des évolutions à moyen terme, c'est à dire entre quelques années et quelques décennies ; les modèles de type processus sont a priori adaptés pour ces échelles de temps (De Vriend et Ribberink, 1996). Enfin, l'évolution actuelle de l'estuaire semble être déterminée par l'historique des forçages réels (marée, débit de la Seine, vent et vagues) ainsi que par la succession des travaux d'aménagement portuaires et de navigation (Lesourd et al., 2001), ce qui rend d'autant plus pertinent l'utilisation d'un modèle de type processus qui peut tenir compte explicitement des travaux d'aménagement et de la variabilité des forçages. L'ensemble des arguments pour une approche de type processus est détaillé en fin de § I.1.

Compte tenu des capacités du code hydrosédimentaire SiAM-3D au début de la thèse (on rappelle que seules les particules de type cohésif étaient considérées) , un certain nombre d'étapes sont nécessaires afin de disposer d'un modèle capable de simuler aussi le transport de sables fins, ces derniers constituant une grande partie du prisme d'embouchure de la Seine et devant être pris en compte dans le cadre d'une étude morphodynamique. Il a donc fallu développer un code de calcul du transport simultané de sables et de vases adapté pour des simulations morphodynamiques :

- (§ I.3) A l'aide d'une version 1DV du code SiAM, une modélisation du transport de sable en suspension via des flux de dépôt et d'érosion est développée et ajustée de telle sorte qu'à l'équilibre les flux horizontaux de sable simulés soient conformes aux flux mesurés. La capacité du modèle à reproduire des variations de flux pour des conditions hors-équilibre est évaluée, le forçage hydrodynamique pouvant inclure la présence de vagues.

- (§ I.4) La capacité morphodynamique du code SiAM est évaluée pour chaque type de sédiment dans un cas schématique spécifique. D'une part, la capacité morphodynamique du modèle existant de transport de vase est évaluée en simulant l'évolution morphologique d'une vasière intertidale soumise à l'action de la marée et de la houle. D'autre part, la migration d'une dune sableuse soumise à un courant permanent est modélisée pour tester la capacité morphodynamique du modèle de transport de sable développé dans cette étude.
- (§ I.5) A partir des résultats d'expériences de la littérature, une formulation de l'érodabilité du sédiment est développée pour le cas des mélanges sable/vase. L'érodabilité dépend entre autres de la consolidation de la vase au sein d'un mélange sable/vase. C'est pourquoi un modèle de consolidation des sédiments sablo-vaseux est conçu pour être appliqué en chaque maille du domaine pour décrire l'évolution de la structuration verticale dans le sédiment qui est discrétisé en couches fines (millimétriques).
- (§ I.2.2 et annexe A) Le modèle hydrodynamique a été quelque peu modifié pour mieux reproduire certains processus liés au transport sédimentaire. Une discrétisation verticale de la colonne d'eau en coordonnées réduites (σ) (annexe A) du modèle initialement en coordonnées « z » (niveaux horizontaux) a été introduite, pour améliorer la continuité des flux, en particulier sableux, à proximité du fond. Les équations du modèle hydrodynamique sont également modifiées pour une meilleure prise en compte du découvrement/recouvrement (§ I.2.2).

Enfin, après avoir présenté les principales caractéristiques hydrodynamiques, sédimentaires et morphologiques de l'estuaire de la Seine, une analyse de sensibilité des évolutions morphodynamiques aux paramètres du modèle sédimentaire, aux conditions d'initialisation du fond ainsi qu'au forçage hydrodynamique est réalisée. Cette analyse doit permettre de répondre, ou du moins de proposer des éléments de réponse, aux questions suivantes :

- concernant la nature des sédiments, l'envasement constaté à l'embouchure va-t-il se poursuivre ?
- dans quelle mesure les aménagements récents à l'embouchure, et en particulier les digues submersibles qui encadrent le chenal de navigation, contraignent-elles l'évolution du système ?
- l'externalisation de l'estuaire (c'est à dire la migration vers le large des systèmes barres/chenaux), induisant la formation d'un delta de jusant à l'embouchure, va-t-elle se poursuivre ?
- comment vont être modifiées les tendances morphologiques actuelles par la mise en place de nouveaux aménagements portuaires ou par des variations du forçage hydrodynamique comme une surélévation du niveau de la mer ?

PARTIE I

Stratégie de modélisation

Chapitre 1 : Choix d'un modèle morphodynamique de type « processus »

1.1 Synthèse bibliographique sur les modèles d'évolution morphodynamique

1.1.1 Echelles de temps et d'espace morphodynamiques

Les approches utilisées pour étudier les évolutions morphodynamiques en estuaire sont diverses et dépendent en majeure partie de l'échelle de temps considérée. Les échelles de temps d'évolution morphodynamique, ainsi que les échelles d'espace associées, balayent un spectre très large allant de la formation de rides de courant à l'évolution des structures principales d'un estuaire que sont les chenaux et les bancs.

On peut mentionner la classification de De Vriend (1996), largement reprise par d'autres auteurs (e.g. Cayocca, 1996, Hibma, 2004 a), qui considère conjointement les échelles de temps et d'espace qui sont supposées couplées (De Vriend, 1991) : les phénomènes morphodynamiques grandes échelles évoluent moins vite que des phénomènes de plus petite échelle.

- Micro-échelle : concerne les formations et les évolutions morphologiques de structures allant des rides de courant jusqu'aux dunes. L'échelle de temps associée à ces processus est lié aux forçages qui les conditionnent : il s'agit du forçage principal de marée (semi-diurne concernant l'estuaire de la Seine) et de la succession d'évènements météorologiques susceptibles de générer des vagues.
- Méso-échelle : relative aux processus d'évolution des structures morphologiques principales d'un estuaire, c'est à dire les bancs, les chenaux et les estrans latéraux. Les forçages principaux sont les variations saisonnières et inter-annuelles des conditions de marée et des conditions climatiques. Les activités de dragage peuvent également être considérées comme un forçage méso-échelle, de même que des évènements extrêmes de tempête. Ces derniers sont susceptibles de moduler notablement les bilans annuels, voire pluriannuels des dépôts / érosions pour certaines zones de l'estuaire, en particulier à l'embouchure.
- Macro-échelle (échelle de tendance) : échelle à laquelle les structures morphologiques principales d'un estuaire interagissent. L'échelle spatiale concerne toute la largeur d'un estuaire ou d'un delta, l'échelle de temps associée étant de quelques décennies, au minimum. Les forçages hydrodynamiques correspondant sont les variations à long terme du niveau marin ainsi que les variations décennales des climats de houle. Les travaux d'endiguement importants participent également au forçage de ces phénomènes macro-échelle.

Pour De Vriend (1996) il n'existe pas à l'heure actuelle de modèle unique capable de reproduire les évolutions morphodynamiques relatives aux différentes échelles de temps. Les

approches utilisées sont justifiées par l'échelle des phénomènes morphodynamiques à étudier. Chaque type de modèle est associé à une échelle de temps d'évolution, en fonction des hypothèses simplificatrices qui sont faites.

Les échelles de temps associées aux processus morphodynamiques à l'embouchure que nous cherchons à reproduire dans la présente étude sont, au plus, de quelques années. Par la suite, il est envisagé d'étendre le travail de modélisation numérique à une, voire plusieurs décennies d'évolution.

Les modèles de type *processus* classiques, tels que le modèle SiAM-3D dont le principe est décrit à la fin de ce chapitre, sont plutôt dédiés à l'étude des évolutions morphodynamiques méso-échelle (Hibma, 2004 a), tandis que les évolutions à plus long terme (macro-échelles) sont abordées en utilisant des modèles de type agrégés (Hibma, 2004 a). Pour ce type de modèle, on distingue les modèles hybrides (e. g. Wang et al., 1998) appelés aussi « behaviour-oriented », et les modèles dits de *processus* à macro-échelle (e.g. Friedrichs et Aubrey, 1996, Dronkers, 1998, in Hibma, 2004 a). Pour l'approche hybride (décrite ci-après), les données sont assimilées dans une description agrégée des processus, sous forme de relations empiriques entre les caractéristiques hydrodynamiques et morphologiques du système étudié. L'approche de type *processus* à macro-échelle agrège quant à elle le système sur lequel sont appliqués les processus physiques ; c'est à dire que la géométrie de la zone à étudier est simplifiée, un type de sédiment unique est considéré...

1.1.2 Modèles géostatistiques et modèles empiriques

Ces deux types d'approches sont plutôt adaptés à l'étude d'évolutions morphologiques macro-échelles, comme l'évolution géologique d'un estuaire (De Vriend, 1996). L'approche géostatistique consiste à relier, à l'aide d'outils mathématiques tels que l'analyse en composantes principales, les évolutions morphologiques des différentes composantes d'un système côtier dynamique (e.g. un estuaire) à la variabilité des différents forçages hydrodynamiques. Une des contraintes de cette approche concerne le nombre très important de données à acquérir, qu'elles soient hydrodynamiques ou topographiques (Rihouey, 2004). La capacité de prédiction des modèles géostatistiques est difficile à évaluer, l'hypothèse sous-jacente de ce genre de modèles étant que la dépendance des variables topographiques vis à vis des variables hydrodynamiques forçantes n'évolue pas dans le temps. L'apparente simplicité des modèles géostatistiques ne doit pas faire oublier la complexité du système étudié et des processus qui régissent son évolution ; leur utilisation requiert une connaissance approfondie des mécanismes physiques qui les rend tout aussi délicats à manier que les modèles de type *processus* (Cayocca, 1996).

Les modèles empiriques sont basés sur l'utilisation de relations, déduites des observations, entre des variables clés du forçage hydrodynamique et les variables caractéristiques d'une morphologie à l'équilibre. Ces relations sont dites des relations de régime. Parmi les relations les plus répandues on peut citer la relation de Eysink (1990, in De Vriend, 1996) pour laquelle le volume du bassin sous le niveau de mi-marée est proportionnel à $P^{1.5}$, P étant le prisme tidal (m^3). De nombreuses relations de régime existent et les variables hydrodynamique et morphologique qui sont considérées peuvent être différentes d'une relation à une autre (Cayocca, 1996 ; de Vriend, 1996). De telles relations peuvent être utilisées pour évaluer les modifications de la morphologie d'un estuaire à des changements du forçage (e. g. élévation du niveau de la mer) ou à des travaux de dragage ou d'ingénierie portuaire. Une telle méthode prédictive n'est généralement pas itérative (c'est à dire qu'on suppose une évolution morphologique linéaire du système) et la vitesse d'évolution morphologique n'est pas décrite ou est supposée connue a priori (Whitehouse et Soulsby, 2000).

1.1.3 Modèles semi-empiriques (hybrides)

D'une manière générale, ce type d'approche combine la connaissance empirique (traduite sous forme de relations mathématiques) des caractéristiques morphologiques d'un système côtier (*e. g.* un estuaire), avec l'utilisation de modèles de type processus, utilisés le plus souvent pour calculer les conditions hydrodynamiques associées à une morphologie donnée du système simulé. C'est à dire que pour chaque partie du système, une relation empirique liant les caractéristiques morphologiques au forçage hydrodynamique doit être précisée. Le forçage hydrodynamique est calculé en utilisant un modèle hydrodynamique (le plus souvent 1DH) de type processus sur l'ensemble du système en évolution morphologique.

Dans le cas d'un estuaire, les relations empiriques peuvent concerner l'ensemble du système, aussi bien que des entités comme une partie du chenal de l'estuaire. Les relations empiriques qui sont utilisées sont des relations à l'équilibre. C'est à dire qu'elles ont été établies à partir de données concernant des estuaires dont la morphologie évolue peu à une époque donnée. Les conditions nécessaires pour qu'un estuaire soit ~ à l'équilibre étant que le forçage (débit du fleuve, vent et vagues, apports de sédiment) moyen (sur l'année) varie peu, et qu'il n'y ait pas de travaux d'aménagements (*e. g.* endiguement) en cours ou récents.

Relation empirique caractérisant la morphologie à l'équilibre de l'ensemble de l'estuaire

Le modèle EstEnt (pour Estuary/Entropy) (Gill et al., 2000) est basé sur ce type d'approche, qui est la plus globale. L'hypothèse majeure de ce modèle est de considérer que la morphologie d'un estuaire à l'équilibre est telle que le travail (dans sa définition mécanique) fournit par la marée, lors de sa progression le long de l'estuaire, est minimum ; ce qui est équivalent à un état d'entropie minimum du système. C'est à dire qu'un estuaire dont la morphologie n'est pas à l'équilibre tendrait à évoluer vers une morphologie telle que l'entropie du système soit minimum.

Les auteurs admettent qu'il s'agit bien d'une hypothèse, et qu'elle ne découle pas d'une démonstration rigoureuse. Quoiqu'il en soit, les premiers tests effectués sur 6 estuaires anglais (entre autres les estuaires de la Tamar et de la Mersey) montrent qu'un tel modèle peut fournir des informations pertinentes concernant l'évolution passée d'un estuaire. En outre, le modèle peut être largement amélioré en le testant sur d'autres estuaires. Un des aspects qui reste à préciser concernant cette approche est d'évaluer comment les contraintes géologiques (*e.g.* impossibilité d'éroder à certains endroits en raison de la présence d'enrochements) ainsi que des variations décennales importantes du débit moyen ou des conditions de vagues peuvent modifier cette relation entre *morphologie à l'équilibre* et *minimum d'entropie*.

Le concept de minimum d'entropie dans un estuaire suggère, en se basant notamment sur des observations, que la distribution d'énergie le long d'un estuaire peut être représentée ainsi (Gill et al., 2000):

$$E_T(x) = \exp(C.x + D)$$

C et D sont des constantes.

$E_T(x)$ est l'énergie de l'écoulement, pour une période de marée, qui passe à travers une section de l'estuaire située à une distance x du point de référence qui se situe au niveau de l'embouchure

Le modèle hybride EstEnt est plus un outil diagnostique que prédictif ; il permet surtout d'évaluer l'état de stabilité d'un estuaire. Il peut éventuellement estimer une tendance de

l'évolution morphologique de l'estuaire, mais uniquement d'un point de vue global et sans considérer la cinétique de l'évolution.

Relations empiriques caractérisant la morphologie à l'équilibre pour différentes parties de l'estuaire

Pour ce type d'approche, une relation empirique dite de régime lie une caractéristique morphologique d'une partie de l'estuaire aux conditions hydrodynamiques qui forcent l'évolution de cette partie. L'évolution morphologique de chaque entité est d'autant plus rapide que la morphologie « actuelle » est éloignée de la morphologie supposée (via la relation empirique) à l'équilibre.

On trouve différents types de relations empiriques dans la littérature. Parmi les plus utilisées, on peut mentionner les relations suivantes (appliquées à chaque section de l'estuaire) (Spearman, 2000):

- section au moment du maximum de flux = $f(\text{flux maximum})$
- section à mi-marée = $f(\text{prisme tidal})$

La relation de régime utilisée dans le modèle hybride *Hymorph* (Spearman, 2000) diffère légèrement de la première précitée et est du type :

section au moment du pic de courant = $f(\text{flux au moment du pic de courant})$

$$\text{soit : } Q_{v_{\max}} = k_1 \cdot Av_{\max}^{k_2} \quad (*)$$

k_1 et k_2 étant des constantes positives

$Q_{v_{\max}}$: flux au moment du pic de courant

Av_{\max} : section au moment du pic de courant

Des relations plus élaborées ont été proposées comme celle de Bruun et Gerritsen (1960, in Van Dongeren et De vriend, 1994) qui relie la section à l'équilibre au flux maximum et à une contrainte sur le fond dite de stabilité. Pour Van Dongeren et De Vriend (1994), il n'y a pas de relation d'équilibre universellement valide et ils suggèrent d'utiliser la simple relation linéaire (entre la surface d'une section et le prisme tidal) proposée par O'Brien (1969).

On rappelle qu'une relation du type (*) est une relation d'équilibre. Au cours de l'évolution de l'estuaire, un modèle hydrodynamique de type processus est utilisé sur la bathymétrie de l'ensemble de l'estuaire et permet de calculer $Q_{v_{\max}}$ pour chaque section. Par ailleurs la relation empirique (*) permet de déterminer la section Av_{\max} à l'équilibre qui correspond à $Q_{v_{\max}}$. C'est l'écart entre la section « actuelle » et la section à l'équilibre estimée empiriquement qui détermine sa vitesse d'évolution. Pour chaque réactualisation bathymétrique (réactualisation des sections en fait) de l'ensemble de l'estuaire, la variation du flux $Q_{v_{\max}}$ (pour une section donnée) calculée par le modèle hydrodynamique dépend de l'évolution de l'ensemble des sections puisque l'hydrodynamique est calculée par le modèle pour l'ensemble de l'estuaire.

Une hypothèse majeure pour ce type d'approche est que les variables caractéristiques (e.g la section) du système montrent une évolution asymptotique vers leur valeur à l'équilibre. Cette hypothèse est basée sur des observations d'évolution (Eysink, 1990 in Van Dongeren et De Vriend, 1994) et suggère d'utiliser une équation d'évolution différentielle :

$$\frac{\partial A_c}{\partial t} = \frac{A_{c,eq} - A_c}{\tau_{car}} \quad (**)$$

$A_{c,eq}$ et A_c sont respectivement la section caractéristique (e.g. Av_{max}) d'équilibre et la section caractéristique à l'instant considéré.

τ_{car} est le pas de temps caractéristique d'évolution du chenal et vaut quelques dizaines d'années.

Le pas de temps associé à la résolution l'équation (**) est généralement important ; pour Van Dongeren et De Vriend, 1994) il vaut 1 an, sachant que la durée totale de leur modélisation est de quelques centaines d'années.

Les différentes sections étant liées les unes aux autres, une relation supplémentaire est nécessaire pour déterminer les évolutions des cotes du fond en assurant une certaine continuité d'une section à une autre (Van Dongeren et De Vriend, 1994). L'évolution morphologique des différentes sections reste sensible à l'ordre (i.e. depuis la limite amont ou depuis la limite aval) dans lequel ces évolutions sont calculées (Hibma et al., 2004). Ce défaut de sensibilité est résolu dans l'approche de Di Silvio (1989, in Hibma et al., 2004) ou de Wang et al (1998). Pour ces approches, les évolutions morphologiques sont calculées via des concentrations en suspension. Le calcul de ces concentrations consiste à résoudre une équation d'advection-dispersion pour l'ensemble du système, ce qui permet d'assurer la conservation de sédiment pour le domaine considéré sans avoir à préciser l'ordre dans lequel on calcule les évolutions morphologiques des différentes entités. L'équation d'advection-dispersion est établie pour un champ de courant résiduel de marée.

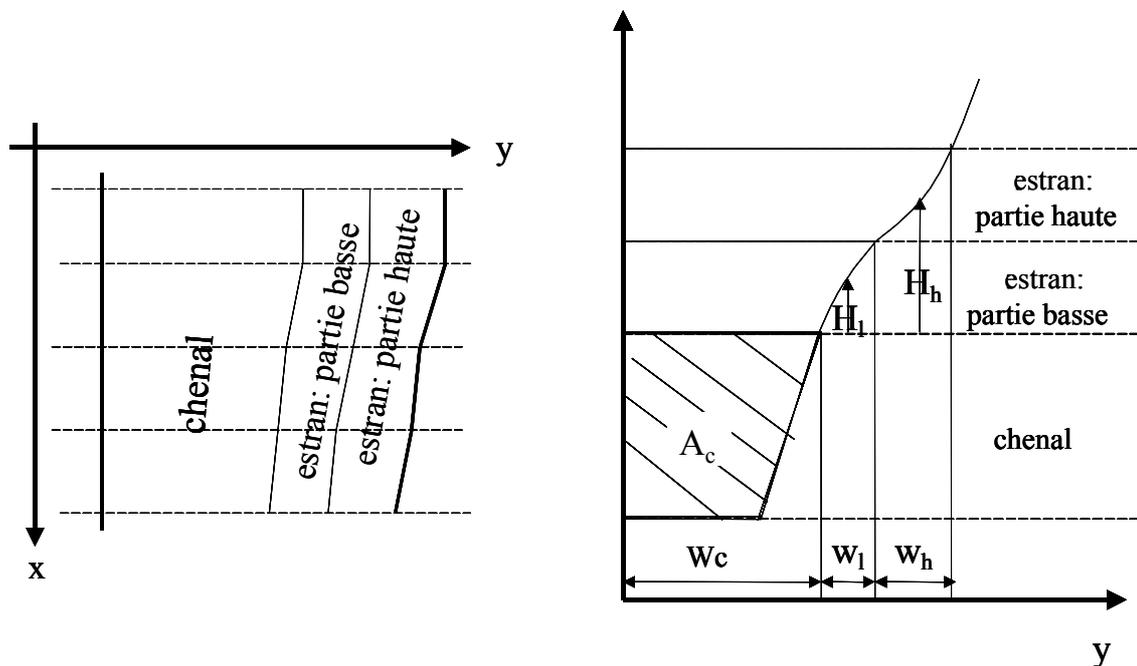


Figure 1.1.1 Schématisation de l'estuaire pour une modélisation morphodynamique semi-empirique (Wang et al., 1998)

Le modèle *Estmorf* (e. g. Wang et al., 1998) est décrit ici d'une manière détaillée, afin de préciser et de mieux appréhender le fonctionnement d'un modèle morphodynamique élaboré de type hybride. Sur la figure 1.1.1 est présenté un découpage de l'estuaire proposé par Wang et al

(1998) tel que chaque section de l'estuaire se compose de 3 parties : le chenal et les parties basses et hautes des estrans, l'estuaire étant supposé symétrique par rapport à l'axe du chenal (le modèle est 1D). Selon les auteurs, un autre type de découpage pourrait éventuellement être envisagé. Une caractéristique majeure du modèle *Estmorf* est d'être destiné à simuler les évolutions morphologiques d'environnements dont les sédiments sont transportés en suspension (vase ou sable fin).

La procédure suivie dans *Estmorf* est la suivante :

- à un instant t , l'estuaire a une configuration donnée et chaque section a des caractéristiques morphologiques données : section du chenal, hauteur de la partie basse de l'estran, hauteur de la partie haute de l'estran. A cet instant, un modèle « processus » de propagation de marée 1D permet de calculer différentes caractéristiques hydrodynamiques, comme le volume tidal, pour chaque section. Les simulations réalisées avec le modèle 1D le sont pour une marée représentative, c'est-à-dire que le cycle vive-eaux / morte-eaux n'est pas représenté.
- Les caractéristiques hydrodynamiques ainsi calculées correspondent à des caractéristiques morphologiques à l'équilibre, via des relations empiriques :

$$A_{ce} = f_1(P_v) \quad (*)$$

$$H_{he} = f_2(H, A_b) \quad (**)$$

$$H_{le} = f_3(H, A_b) \quad (***)$$

A_{ce} : section cross-shore du chenal, à l'équilibre

P_v : volume tidal

H_{he} hauteur à l'équilibre de la partie basse de l'estran

H : amplitude de marée (calculée par le modèle 1D pour chaque section)

A_b : aire totale du domaine (à un instant donné de la période simulée)

Les fonctions f_1 , f_2 et f_3 peuvent prendre des formes diverses, comme celles données par Eysink (1992, in Wang et al. 1998). Elles sont le plus souvent déduites de l'analyse de données hydrodynamiques et morphologiques de la zone à simuler.

- calcul des concentrations (moyennes, sur une période de marée) à l'équilibre pour chaque section :

$$c_{ce} = C_E \left(\frac{A_{ce}}{A_c} \right)^{n_c} \quad c_{le} = C_E \left(\frac{H_l}{H_{le}} \right)^{n_l} \quad c_{he} = C_E \left(\frac{H_h}{H_{he}} \right)^{n_h}$$

Les concentrations calculées ainsi sont des concentrations caractéristiques (fictives), et sont utilisées comme variables intermédiaires pour calculer les évolutions morphologiques tout en assurant la conservation de sédiment dans le domaine. C_E est la concentration globale d'équilibre. Lorsque toutes les concentrations locales d'équilibre c_e valent C_E , le système est à l'équilibre morphodynamique. C_E constitue un paramètre majeur du modèle. La supposition de l'existence de cette concentration globale d'équilibre constitue une hypothèse forte de l'approche.

- calcul des concentrations (moyennes) « actuelles » pour les différentes parties du domaine : on résout le système suivant, pour lequel la conservation du sédiment est assurée :

$$\begin{aligned}\frac{\partial A_c c_c}{\partial t} + \frac{\partial(A_c u c_c)}{\partial x} - \frac{\partial}{\partial x} (A_c D_c \frac{\partial c_c}{\partial x}) &= W_c w_s (c_{ce} - c_c) + F_{lc} \\ \frac{\partial(A_l c_l)}{\partial t} &= W_l w_s (c_{le} - c_l) - F_{lc} + F_{hl} \\ \frac{\partial(A_h c_h)}{\partial t} &= W_h w_s (c_{he} - c_h) - F_{hl}\end{aligned}$$

u_c est le courant résiduel le long de l'estuaire, calculé par le modèle 1D après chaque évolution morphologique de l'estuaire.

c_c , c_l et c_h sont les concentrations (moyennes), pour chaque section de l'estuaire, dans le chenal et les parties basse et haute de la zone intertidale.

D_c : coefficient de dispersion des M.E.S. (matières en suspension) dans le chenal

$F_{lc} = D_l \overline{\Delta h_l} \frac{c_l - c_c}{L_{lc}}$: échange de sédiment entre le chenal et la partie basse de l'estran

L_{lc} : distance entre les centres respectifs du chenal et du bas de l'estran

- L'évolution morphologique est réalisée en résolvant une équation du type:

$$\frac{\partial z}{\partial t} = w_s (c - c_e) - \alpha \quad \text{pour les différentes parties d'une section, c'est à dire :}$$

$$\frac{\partial A_c}{\partial t} = W_c [w_s (c_{ce} - c_c) + \alpha_s + \alpha_r] \quad \text{pour le chenal}$$

$$\frac{\partial A_l}{\partial t} = W_l [w_s (c_{le} - c_l) + \alpha_s + \alpha_r] \quad \text{pour la partie basse de l'estran}$$

$$\frac{\partial A_h}{\partial t} = W_h [w_s (c_{he} - c_h) + \alpha_s + \alpha_r] \quad \text{pour la partie haute de l'estran}$$

α_s : taux d'endiguement de la section de l'estuaire considérée

α_r : taux d'élévation du niveau de la mer

Un avantage de ce type d'approche hybride est la possibilité de réaliser des simulations à long terme pour un coût calcul moindre, ce qui permet de réaliser un nombre de tests importants. A titre d'exemple, une simulation (avec le modèle *Estmorf*) sur 50 ans de l'évolution morphologique du profil longitudinal de l'estuaire de l'Humber (UK) a été effectuée en moins d'une heure de temps calcul (Wang, 2001). Une des principales contraintes liée aux modèles hybrides vient du fait que les modèles de processus hydrodynamiques sont utilisés dans une configuration 1DH (unidimensionnelle horizontale) : il est alors impossible de reproduire un déplacement latéral des chenaux ou même de générer de nouveaux chenaux (Wang, 2001). De plus, ce type d'approche ne peut renseigner sur d'éventuelles modifications de la nature du fond sédimentaire (Wang, 2000).

1.1.4 Modèles de type processus

La différence fondamentale entre une approche hybride (semi-empirique) et une approche entièrement processus est que l'approche hybride suppose que la morphologie évolue, à long terme, vers une morphologie à l'équilibre. Ce qui n'est pas le cas pour une approche de type processus, pour laquelle la morphologie évolue librement au gré des érosions et dépôts en chaque maille du domaine.

Ces modèles sont basés sur la description des processus élémentaires liés à l'hydrodynamique et au transport des sédiments dans un estuaire, considérant que l'évolution morphologique d'un estuaire, ou d'un système côtier dynamique de manière générale, résulte des mouvements de l'eau et du sédiment (De Vriend et Ribberink, 1996). Ces modèles consistent en fait en un couplage de plusieurs modèles permettant de calculer les variations hydrodynamiques (courants, hauteurs d'eau et vagues) sur la zone étudiée, le transport de variables (salinité, température) susceptibles de faire varier la densité de l'eau, la génération et la propagation de vagues et le transport des sédiments. Les mouvements de l'eau sont décrits par les équations fondamentales de la mécanique des fluides (équations de Navier-Stokes) sous certaines approximations. La prise en compte des processus liés au transport des sédiments reste plus empirique et est donc potentiellement source d'approximations plus importantes. Le couplage entre les différents modules peut-être plus ou moins complet suivant la configuration et les conditions hydrodynamiques du système à simuler. En particulier, pour une zone soumise à des houles importantes, le modèle de vague doit renseigner le modèle courantologique afin de tenir compte des éventuels courants moyens induits par les contraintes de radiation liées aux vagues (Villaret, 2004 ; Castelle, 2004). Ce type de couplage est à priori facultatif en zone estuarienne où les houles sont de faible amplitude et généralement réfractées de telle sorte qu'elles arrivent perpendiculairement au rivage. Le modèle utilisé dans la présente étude est de type processus ; le détail des interactions entre les différents modules est précisé en §1.3 et en §2, et correspond à la conceptualisation proposée par De Vriend et al. (1993).

La plupart des modèles morphodynamiques de processus prennent en compte la réactualisation de la bathymétrie qui résulte du transport des sédiments. Lorsque cette modification des fonds n'est pas considérée, les simulations sont réalisées en supposant que les conditions initiales de sédimentation et d'érosion restent valables au cours du temps et le modèle est dit de type *ISE* (*Initial Sedimentation-Erosion*). De tels modèles ne peuvent décrire correctement l'évolution morphologique à moyen terme (une à plusieurs années) d'un système, les champs de courant liés à la marée et la propagation des vagues pouvant être notablement modifiés, modifiant à leur tour les conditions de transport de sédiment (De Vriend et Ribberink, 1996 ; Waeles et al., 2005). Le module de transport de sédiment est généralement spécifique selon que le système simulé est sableux ou vaseux. Cet aspect est abordé en §3, §4 et §5. Le couplage morphodynamique n'est généralement pas effectué de manière identique selon que le système simulé est sableux ou vaseux.

Les modèles de type processus sont plutôt adaptés à la simulation de processus morphodynamiques à micro-échelle et méso-échelle (dans la classification de De Vriend). D'une part, les simulations à long terme (plusieurs dizaines d'années) imposent des temps de calculs extrêmement longs. D'autre part, les approximations associées notamment à la modélisation du transport des sédiments sont susceptibles de générer des erreurs importantes pour les simulations à long terme (De Vriend et Ribberink, 1996) en raison du très grand nombre d'itérations. Le premier aspect tend à devenir de moins en moins contraignant étant donnée la croissance rapide de la puissance des calculateurs. Récemment Hibma et al. (2005) ont simulé l'évolution morphologique d'un estuaire sur plus d'une centaine d'années à l'aide d'un modèle de type processus. Un des résultats importants est qu'à partir d'une bathymétrie initiale arbitraire (telle que le profil longitudinal est de pente uniforme et que la pente est nulle dans la direction transverse pour toutes les sections), le modèle s'avère capable de reproduire (les perturbations du fond étant aléatoires ou imposées cycliques) une succession de bancs et de méandres du chenal avec une longueur d'onde observée dans l'estuaire de « Western Scheldt » aux Pays-Bas (Van Veen, 1950 ; Jeuken, 2000). Le cas de figure simulé reste schématique : la

forme de l'estuaire est rectangulaire, le fond est composé d'un seul type de sédiment (sable fin), le signal de marée est monochromatique (avec une période de 12.5 heures) et il n'y a pas de forçage de vague.

1.1.5 Etude sur modèle physique

La description de ce type d'approche dans une étude basée sur la simulation numérique présente un intérêt essentiellement par ce qu'il a été appliqué à l'estuaire de la Seine par SOGREAH (1997). Les évolutions morphologiques modélisées par ce modèle physique seront mentionnées en §3 de la partie II en étant comparées aux résultats du modèle numérique SiAM. Le développement des modèles physiques est basé sur le principe des échelles de similitude qui permet de travailler à des échelles de temps et d'espace réduites tout en conservant les propriétés physiques de l'écoulement. Pour l'étude de SOGREAH, les rapports de réduction sont déduits d'une similitude de Froude adaptée pour les écoulements à surface libre. La représentativité de ce type d'expériences reste difficile à démontrer à cause des distorsions d'échelle inhérentes à tout modèle réduit (du Gardin, 2004), en particulier pour le comportement des sédiments. Il existe cependant un certain pragmatisme puisqu'on reproduit les évolutions passées.

Deux hypothèses fortes sont faites concernant cette étude : il n'y a que le sable qui participe aux évolutions morphologiques actuelles de l'estuaire et l'apport externe de matériau est réalisé uniquement par la limite aval.

Description du dispositif expérimental

- La zone des fonds mobiles reproduite par le modèle s'étend depuis le pont de Tancarville en amont, jusqu'à l'isobathe - 10 m (CMH)¹ en aval. A l'embouchure, les limite Sud et Nord se situent respectivement aux latitudes de Deauville et de Sainte-Adresse.
- Les variations des courants et des hauteurs d'eau liés au forçage de marée sont reproduites par un générateur de marée à commande numérique qui fonctionne grâce à un système de pompes. Le générateur est situé en limite aval du modèle et y impose les variations de hauteur d'eau, variations qui se propagent à l'ensemble du domaine. En amont de Tancarville un bassin oscillant de taille ajustable permet de reproduire des variations correctes de courants et de hauteur d'eau pour l'estuaire aval considéré.
- Les vagues sont générées en limite aval par 2 batteurs (de type « plongeur »), positionnés de telle sorte que les houles peuvent provenir de directions entre Nord-Ouest et Sud-Ouest. C'est à dire que les directions des houles incidentes les plus probables et les plus énergétiques peuvent être reproduites.
- Un générateur de débit fluvial, immédiatement en amont de Tancarville, permet de reproduire les alternances de débits d'étiage et de crue.
- L'apport en matériaux mobiles est réalisé en limite aval du modèle, en injectant directement une mixture eau / sédiment artificiel (décrit ci-après).

¹ CMH: cote marine du Havre; la référence (0 CMH) est la cote de plus basse mer au Havre

Description des étapes de l'étude

- Dans un premier temps, des réglages hydrauliques ont été effectués de telle sorte que la propagation de la marée et les courants qui en résultent soient reproduits pour différentes conditions d'amplitude de marée et de débits fluviaux. Des mesures de trajectoires ont été réalisées pour valider ces réglages hydrauliques.
- Les réglages sédimentologiques ont été réalisés afin de reproduire les évolutions du fond observées en nature au cours d'une période passée, aux échelles (de temps et d'espace) de similitude près. Les caractéristiques des matériaux mobiles simulant les sédiments naturels ont ainsi pu être précisés. L'échelle des temps sédimentologiques, qui est définie comme le nombre de marées à reproduire pour obtenir des évolutions de fonds équivalentes à celles d'une année nature, est également déterminée.

Ci-après sont répertoriées quelques grandeurs caractéristiques réelles, et les grandeurs caractéristiques associées du modèle déduites d'une similitude de Froude.

Grandeur	Valeur nature	Valeur modèle	rapport	
Longueur d'estuaire reproduite	35 km	35 m	1/1000	
Largeurs à	Pointe de la Roque	1.8 km	1.8 m	1/1000
	Honfleur	3.6 km	3.6 m	1/1000
Marée	Période	12 h 30 mn	7 mn 30 s	1/100
	Marnage VE moyenne	8 m	8 cm	1/100
Vitesse de courant (exemple)	1.5 m/s	15 cm/s	1/10	
Débit fluvial (exemples)	300 m ³ /s	0.30 l/s	1/10 ⁶	

Ci-après sont répertoriées les principales caractéristiques des matériaux mobiles utilisés, déterminés grâce aux tests sédimentologiques. Il s'agit principalement de sciure de bois tendre traitée à la chaux. Localement le fond mobile a été initialisé avec de la rafle de maïs, aux endroits où le sédiment naturel est plus grossier, comme sur la bordure littoral Sud ou sur les bancs du Ratier et d'Amfard à l'embouchure.

	Sciure de bois	Rafle de maïs
D ₅₀ (mm)	0.22 mm	0.45 mm
densité	1.03 à 1.06	1.08 à 1.12
Vitesse du courant nécessaire pour : début de transport en suspension suspension généralisée	0.07 à 0.1 m/s	0.13 à 0.17 m/s
	0.12 à 0.15 m/s	0.15 à 0.25 m/s

1.2 Stratégie de modélisation : arguments pour une approche de type processus

L'approche par modélisation numérique de type processus semble la plus pertinente pour les raisons majeures suivantes :

- Depuis le milieu du 20^{ème} siècle (et dans les années à venir), l'endiguement fort (principalement agrandissement du port + digues submersibles) et les dragages importants dans l'estuaire de la Seine font que le système est fortement contraint et que cette contrainte est en constante évolution (Lesourd et al., 2001). L'utilisation de modèles hybrides paraît séduisante pour des simulations à moyen et à long terme mais nécessite l'utilisation de relations empiriques (hydrodynamisme / morphologie à l'équilibre) établies. Or, ces relations empiriques sont basées sur un ensemble d'analyses de systèmes estuariens dont l'évolution morphodynamique est liée à un forçage principalement naturel permettant de dégager des relations dont la validité ne se restreint pas à un site en particulier. Il est clair, par exemple, que l'évolution morphologique du chenal principal, fortement contrainte par la présence des digues submersibles Nord et Sud, est très spécifique et peut difficilement reproduire une dynamique naturelle.
- La morphologie actuelle de l'embouchure de la Seine est une configuration de delta à marée (Lesourd et al., 2001) ; l'évolution des fonds y est donc soumise aux effets de la houle de manière non négligeable. Les relations empiriques d'équilibre ont été développées pour des environnements forcés essentiellement par la marée ; un forçage de marée peut être représenté par une variable le caractérisant, comme le maximum de flux pour une section donnée. On conçoit que le forçage de vague peut être plus difficilement représenté en raison notamment de la forte variabilité des occurrences de houle.
- Le besoin d'étudier, voire de prédire les évolutions morphologiques locales résultant entre autres de travaux d'endiguement, comme l'épi construit à proximité de la brèche de la digue submersible Nord (Le Hir, 2001), impose une approche par modélisation de type processus. Les modèles empiriques et semi-empiriques considèrent des évolutions morphologiques globales, à l'échelle d'une section dans toute sa largeur ou à l'échelle de tout l'estuaire, et ne sont pas adaptés pour prédire des évolutions bathymétriques locales
- L'intérêt de comprendre les mécanismes qui déterminent la répartition des sables et des vases au sein de l'estuaire et les évolutions morphologiques associées à la présence simultanée des deux types de particule sous-entend de préconiser une approche de type processus qui peut distinguer les caractéristiques respectives des matériaux de type cohésif et non-cohésifs.

L'état de l'art en modélisation morphodynamique numérique n'est pas très avancé, notamment dans le cas des systèmes côtiers sablo-vaseux (e.g., Van Ledden, 2002). Il y a donc une nécessité de validations multiples des résultats. Une étude par simulation numérique de type processus est bien entendu complémentaire des résultats fournis par le modèle physique. La validité du modèle numérique sera possible par comparaison des évolutions simulées avec les évolutions mesurées qui sont analysées pendant le travail de thèse effectué en parallèle par Delsinne (2005). Ces confrontations sont réalisées en §3 de la partie II.

1.3 Principe général du modèle morphodynamique SiAM3D

1.3.1 Couplage des modèles courantologiques, de vague et de transport de sédiment (sable et vase)

Le fonctionnement du code de calcul morphodynamique SiAM-3D est schématisé en figure 1.3.1.

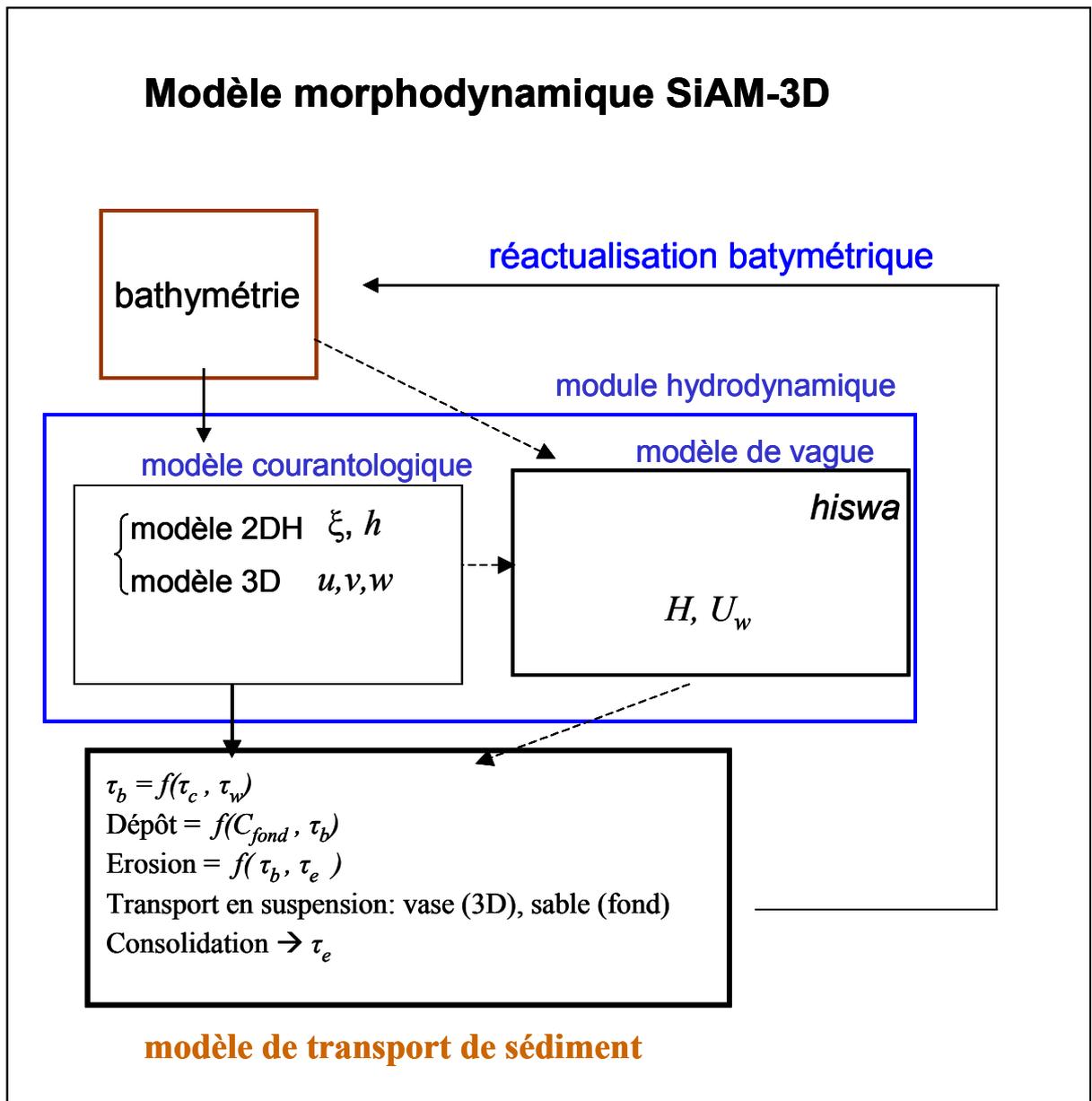


Figure 1.3.1 Principe général du modèle morphodynamique SIAM-3D

Le modèle courantologique résout les équations fondamentales de la mécanique des fluides (équations de Navier-Stokes) sous certaines approximations (i.e. approximation quasi-

hydrostatique et hypothèse de Boussinesq, cf. § 2.1); les variations de hauteur d'eau et de courants sont calculées pour l'ensemble du domaine considéré. Plus précisément, les élévations de surface libre (qui dépendent principalement du forçage de marée...) et les hauteurs d'eau associées sont calculées par un modèle intégré sur la verticale (modèle 2DH) qui résout les équations de Saint Venant. Les élévations de surface libre calculées par le modèle 2DH constituent une variable forçante pour le modèle 3D qui calcule les 3 composantes du vecteur vitesse (u,v,w) pour les différentes couches de la colonne d'eau (Cugier et Le Hir, 2002). Une description détaillée du modèle courantologique est présentée en § 2.1.

Le calcul des hauteurs de vagues sur la zone d'étude n'est pas réalisé en routine, c'est à dire pendant le calcul morphodynamique. Des calculs préalables ont été effectués par Silva Jacinto (2001) pour différents instants de la marée et différents forçages de vent, la houle à l'embouchure de la Seine étant supposée générée localement, c'est à dire dans la baie de Seine (Le Hir et al., 2001). Le code de calcul utilisé est le code *hiswa* (Holthuijsen et al., 1989 in Silva Jacinto, 2001), qui résout une équation de conservation de la densité d'action de houle. Les résultats des simulations de Silva Jacinto sont interpolés en fonction des hauteurs d'eau et des conditions de vent. La variable qui résulte des interpolations est le maximum de vitesse orbitale de houle près du fond U_w , qui constitue une variable forçante pour le modèle de transport de sédiment. La description des calculs liés aux vagues est indiquée en § 2.3.

La contrainte de cisaillement sur le fond τ_c calculée par le modèle courantologique est combinée à la contrainte de cisaillement sur le fond τ_w due aux vagues qui est une fonction de la vitesse orbitale U_w . Les flux de dépôt et d'érosion de sable et de vase sont calculés en fonction de la contrainte totale sur le fond et de la contrainte critique τ_e de mise en mouvement du sédiment superficiel. τ_e dépend des fractions respectives de sable et de vase dans la couche superficielle ainsi que des variations de la consistance de la vase calculées par un modèle empirique de consolidation, la colonne de sédiment étant discrétisée en couches fines (de l'ordre du *mm*). Les flux de dépôt et d'érosion constituent les termes source et puit d'une équation d'advection-dispersion qui simule le transport en suspension des sédiments sableux et vaseux. Le fonctionnement du modèle de transport de sédiment mixte sable/vase ainsi que du modèle de consolidation sont détaillés en § 5.

1.3.2 Réactualisation bathymétrique

Les évolutions bathymétriques qui résultent des érosions et dépôts de sable et de vase sont susceptibles de modifier les courants dus au forçage de marée ainsi que la propagation des vagues et les contraintes sur le fond qui en résultent. Une réactualisation de la bathymétrie est donc réalisée pendant la simulation de l'évolution des fonds à l'embouchure. Ce couplage morphodynamique consiste à modifier la cote du fond de chaque maille en considérant directement le bilan net (dépôt – érosion) pendant un pas de temps donné. Ce pas de temps, *i.e.* le pas de temps morphodynamique, est pris égal au pas de temps du modèle de transport sédimentaire. C'est à dire qu'après chaque résolution de l'équation d'advection-dispersion pour le transport de particules dans l'eau, la cote du fond est réactualisée (ce qui revient à faire varier l'épaisseur de sédiment) en fonction des érosions et des dépôts qui se sont produits. Un couplage morphodynamique aussi fréquent, préconisé entre autres par Hervouet et Villaret (2004), est possible car il reste peu coûteux en terme de temps de calcul, par rapport aux autres calculs.

L'équation de base qui décrit cette réactualisation bathymétrique est la suivante :

$$\frac{\partial(1-p)h_{sed}}{\partial t} = D - E \quad (1.3.1)$$

p est la porosité du sédiment superficiel ; dans le cas d'un fond sableux, la porosité dépend de l'arrangement des grains (cf. § 5.1).

E, D : flux d'érosion et de dépôt de sable et de vase, intégrés pendant le pas de temps morphodynamique

Le maillage du domaine est tel que les cotes du fond et les hauteurs de sédiment ne sont pas définies aux mêmes points (figure 1.3.2). Chaque maille est caractérisée par les cotes moyennes de ses 4 faces (2 cotes hx dans la direction x et 2 cotes hy dans la direction y). Les cotes du fond hx et hy , représentent des seuils pour l'écoulement dans les directions x et y respectivement (grille décalée de type Arakawa, cf. § 5.1 ; voir aussi Salomon et Breton, 1991).

Initialement, les cotes du fond sont définies de telle sorte que (e. g. pour $hx(i,j)$) (fig. 1.3.3) :

$$hx(i, j) = hxi(i, j) + hsed_{ini}(i, j)$$

$hsed_{ini}$ est l'épaisseur initiale de sédiment, donnée en toute maille du domaine.

La composition de cette épaisseur de sédiment peut être arbitraire ou réaliste (cf. § 2.2 de la partie II).

$hxi(i, j)$, qui représente la cote d'un fond (de référence) inérodable, est une cote fictive qui permet de réaliser le couplage morphodynamique.

Pendant la simulation, la réactualisation bathymétrique pour la cote $hx(i, j)$ s'effectue en tenant compte des épaisseurs de sédiment de part et d'autre :

$$hx(i, j) = hxi(i, j) + \frac{1}{2}(hsed(i, j) + hsed(i+1, j))$$

Pour illustrer ce calcul, un exemple est choisi (fig. 1.3.3) pour lequel la hauteur de sédiment $hsed(i,j)$ est érodée d'une épaisseur $hsed_{diff}(i,j)$ (calculée par l'éq. 1.3.1), $hsed(i-1,j)$ et $hsed(i+1,j)$ étant supposées invariantes pendant le pas de temps morphodynamique. La

diminution pour les cotes du fond $hx(i,j)$ et $hx(i+1,j)$ est de $\frac{1}{2}hsed_{diff}(i, j)$. Ce sont bien les variations de hauteur de sédiment $hsed_{diff}$ qui caractérisent les tendances à l'érosion ou au dépôt pour des cotes du fond. hxi et $hsed$ peuvent alors être vues comme des cotes et des épaisseurs fictives.

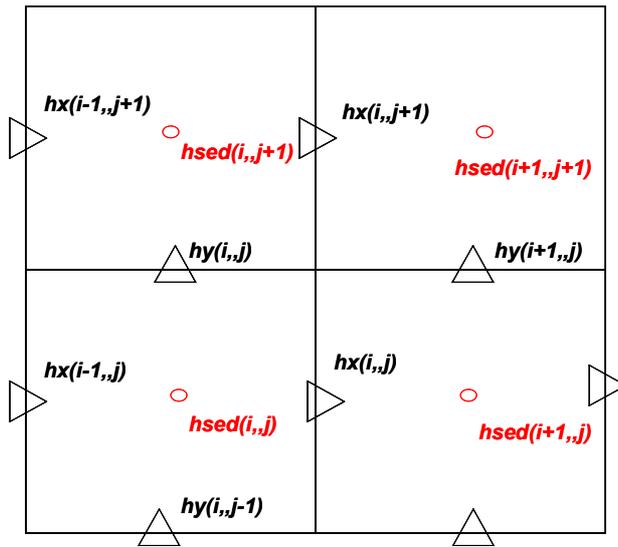


Figure 1.3.2 Schématisation du maillage horizontal

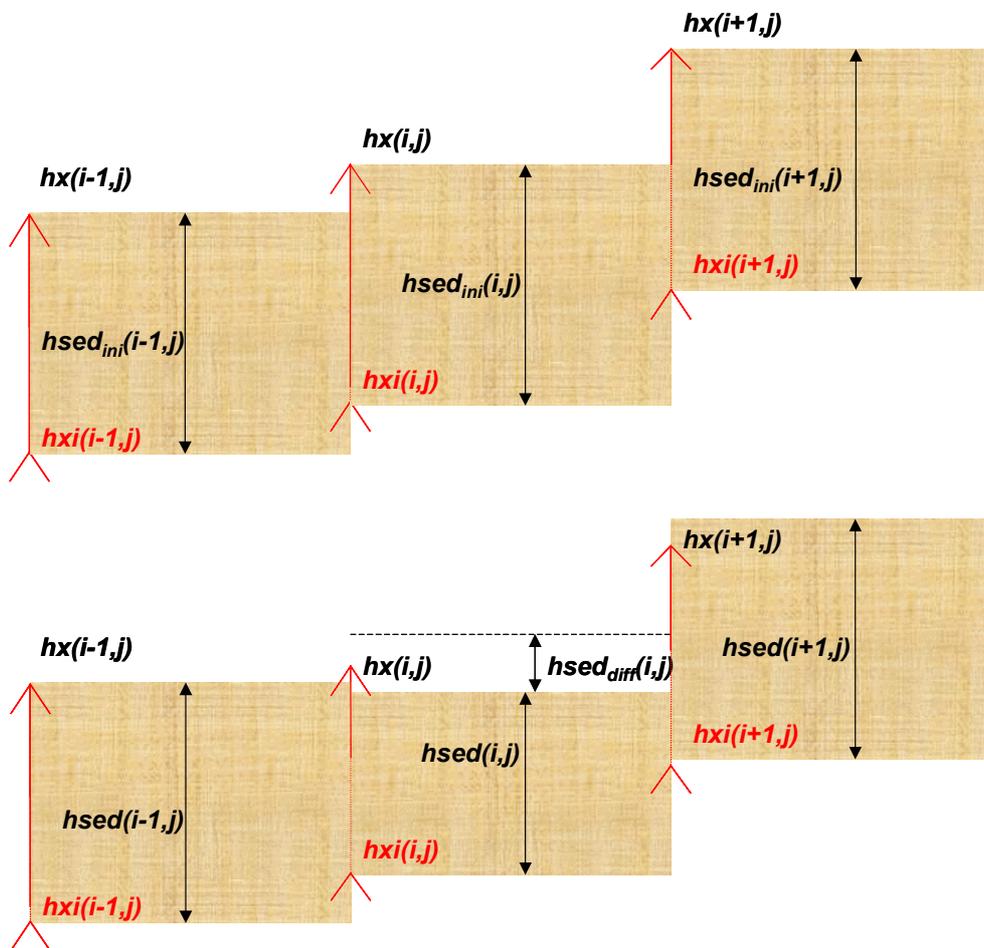


Figure 1.3.3 Exemple de réactualisation bathymétrique : a) bathymétrie initiale ; b) bathymétrie après couplage morphodynamique

Chapitre 2 : Modèle hydrodynamique *SiAM-3D*

2.1 Modèle courantologique

Le modèle courantologique, qui calcule les élévations de surface libre et les courants associés, est le code *SiAM-3D* (Cugier et Le Hir, 2002). Il est caractérisé par une séparation entre les modes externes et internes (*e. g.* Blumberg et Mellor, 1977 ; Lazure et Salomon, 1991) : les variations de l'élévation de la surface libre, qui se propagent rapidement et sont donc les plus contraignantes en termes de stabilité et de temps de calcul, sont résolues en utilisant un modèle intégré 2DH. Les termes liés à la pente de la surface libre $(\frac{\partial \xi}{\partial x}, \frac{\partial \xi}{\partial y})$ ainsi que les hauteurs d'eau, calculés par le modèle 2DH, sont ensuite introduits dans les équations de conservation de quantité de mouvement du modèle 3D.

2.1.1 Equations du modèle 3D

La dynamique du fluide est décrite par les équations de Navier-Stokes. Ces équations sont simplifiées par l'hypothèse de quasi-hydrostaticité qui néglige les accélérations verticales $\frac{\partial w}{\partial t}$ devant l'accélération de la pesanteur, ainsi que par l'hypothèse de Boussinesq (on néglige les variations de la masse volumique à l'exception de celles intervenant dans les termes de pression où la masse volumique est multipliée par g). Les équations ainsi modifiées par ces 2 hypothèses sont classiquement appelées équations « shallow-water ». De plus les tensions de Reynolds sont exprimées en assumant le concept de viscosité turbulente. L'extension du domaine est suffisamment faible pour négliger la sphéricité de la terre.

Conservation de la quantité de mouvement :

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} = f.v - \frac{1}{\rho_0} \frac{\partial P}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial z} (N_z \frac{\partial u}{\partial z}) + \frac{\partial}{\partial x} (N_H \frac{\partial u}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y} (N_H \frac{\partial u}{\partial y}) \quad (2.1.1)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} = -f.u - \frac{1}{\rho_0} \frac{\partial P}{\partial y} + \frac{\partial}{\partial z} (N_z \frac{\partial v}{\partial z}) + \frac{\partial}{\partial x} (N_H \frac{\partial v}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y} (N_H \frac{\partial v}{\partial y}) \quad (2.1.2)$$

$$\rho g = - \frac{\partial P}{\partial z} \quad (2.1.3)$$

Equation de continuité :

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad (2.1.4)$$

x, y, z : coordonnées cartésiennes orthogonales
 u, v, w : composantes de vitesse dans les directions x, y et z
 ρ_0 : masse volumique de l'eau
 ρ : densité du fluide
 f : paramètre de Coriolis
 P : pression
 N_H, N_Z : viscosités turbulentes horizontale et verticale

Introduction de la surélévation de la surface libre dans les équations (1) et (2) :

Après intégration depuis la profondeur z jusqu'à l'élévation de la surface libre ξ l'équation (2.1.3) devient :

$$p(z) = p_{atm} + g \int_z^{\xi} \rho dz$$

on pose : $\rho = \rho_0 + \rho'(x, y, z, t)$

$$d'où \quad p(z) = p_{atm} + g\rho_0(\xi - z) + g \int_z^{\xi} \rho' dz$$

$$\boxed{\frac{\partial p}{\partial x} = \frac{\partial p_{atm}}{\partial x} + g\rho_0 \frac{\partial \xi}{\partial x} + g \int_z^{\xi} \frac{\partial \rho'}{\partial x} dz} \quad \left(\frac{\partial \rho}{\partial x} = \frac{\partial \rho'}{\partial x} \text{ et } \rho_0 + \rho' \approx \rho_0 \right)$$

La pression atmosphérique est supposée uniforme sur le domaine, le terme lié au gradient de pression atmosphérique est donc négligé.

Conditions aux limites :

- au fond : $\rho_0 N_z \left(\frac{\partial u}{\partial z}, \frac{\partial v}{\partial z} \right) = (\tau_{bx}, \tau_{by})$ (frottement sur le fond) et $w = 0$
- en surface : $\rho_0 N_z \left(\frac{\partial u}{\partial z}, \frac{\partial v}{\partial z} \right) = (\tau_{sx}, \tau_{sy})$ (entraînement par le vent) et $w = \frac{\partial \xi}{\partial t}$

Calcul de la densité du fluide :

La densité du fluide dépend de la salinité (PSU), de la température ($^{\circ}C$) ainsi que de la concentration de M.E.S. Les contributions de la salinité et de la température peuvent s'approcher par une relation linéaire (selon Fofonoff, 1962):

$$\rho = \rho_0 \cdot (1 + 0.0008 \cdot S + 0.00016T) \cdot \left(1 - \sum_i \frac{C(i)}{\rho_{si}} \right) + \sum_i C(i)$$

\sum_i est une somme sur les différentes classes i de M.E.S (vases et sables), ρ_{si} est la densité des grains de la classe considérée.

2.1.2 Equation de transport

Les variations de salinité et de température (variables dissoutes) et les variations de concentration en MES (variables particulaires) qui déterminent les structures de densité de la zone d'étude sont simulées par une équation d'advection-dispersion qui utilise les vitesses horizontales et verticales calculées par le modèle 3D :

$$\frac{\partial C}{\partial t} + \frac{\partial(wC - w_s C)}{\partial z} + \frac{\partial(uC)}{\partial x} + \frac{\partial(vC)}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x} \left(k_H \frac{\partial C}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_H \frac{\partial C}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k_z \frac{\partial C}{\partial z} \right) + S - P \quad (2.1.5)$$

S et P sont les termes source et puits qui doivent être spécifiés au fond et/ou en surface suivant la variable transportée qu'on considère.

C pouvant être la salinité, la température ou la concentration d'une variable particulaire (sable ou vase). Le transport en suspension des variables particulaires est détaillé dans les chapitres 3 et 5 de la première partie.

Les diffusivités turbulentes k_H et K_z sont respectivement identiques aux viscosités turbulentes N_H et N_z (cf. §2.1.7), à la correction due aux stratifications près (α vaut -3 pour les diffusivités turbulentes ; cf. §2.1.7.3).

2.1.3 Equations du modèle 2DH

Conservation de la quantité de mouvement :

Après intégration depuis le fond vers la surface, les équations 2.1.1 et 2.1.2 s'écrivent :

$$\frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} + V \frac{\partial U}{\partial y} = f.V - g \frac{\partial \xi}{\partial x} + \frac{1}{\rho_0} \left[\frac{\partial}{\partial x} \left(N_H \frac{\partial U}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(N_H \frac{\partial U}{\partial y} \right) \right] + \frac{\tau_{sx} - \tau_{bx}}{\rho_0 H} - \text{Dens}_x - \text{Dis}_x \quad (2.1.6)$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial x} + U \frac{\partial V}{\partial y} = -f.U - g \frac{\partial \xi}{\partial y} + \frac{1}{\rho_0} \left[\frac{\partial}{\partial x} \left(N_H \frac{\partial V}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(N_H \frac{\partial V}{\partial y} \right) \right] + \frac{\tau_{sy} - \tau_{by}}{\rho_0 H} - \text{Dens}_y - \text{Dis}_y \quad (2.1.7)$$

$\text{Dens}_x = \frac{g}{H} \int_{-d}^{\xi} \frac{\partial}{\partial x} \left(\int_z^{\xi} \frac{\rho - \rho_0}{\rho_0} dz \right) dz$ et $\text{Dens}_y = \frac{g}{H} \int_{-d}^{\xi} \frac{\partial}{\partial y} \left(\int_z^{\xi} \frac{\rho - \rho_0}{\rho_0} dz \right) dz$ sont les termes intégrés de gradient de densité dans les directions x et y .

$$\text{Dis}_x = \frac{1}{H} \frac{\partial}{\partial x} \int_{-d}^{\xi} (u - U)^2 dz + \frac{1}{H} \frac{\partial}{\partial y} \int_{-d}^{\xi} (u - U)(v - V) dz \quad \text{et}$$

$$\text{Dis}_y = \frac{1}{H} \frac{\partial}{\partial y} \int_{-d}^{\xi} (v - V)^2 dz + \frac{1}{H} \frac{\partial}{\partial x} \int_{-d}^{\xi} (v - V)(u - U) dz$$

résultent de l'intégration des termes (non linéaires) d'advection (éq. 2.1.1 et 2.1.2) et sont appelés termes de dispersion verticale.

τ_{sx} et τ_{sy} sont les termes de cisaillement en surface et caractérisent l'entraînement de l'eau par le vent.

τ_{bx} et τ_{by} sont les termes de contraintes de cisaillement (frottement) sur le fond.

2.1.4 Expressions du frottement sur le fond

Le frottement sur le fond peut s'exprimer en fonction de la vitesse de frottement u_* (qui représente l'intensité des mouvements turbulents) : $\tau = \rho u_*^2$.

u_* peut être calculée à partir d'une vitesse $u(z)$ près du fond, en supposant un profil logarithmique de la vitesse entre la profondeur z et le fond :

$$u(z) = \frac{u_*}{\kappa} \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (2.1.8)$$

ou à partir de la vitesse moyenne sur la hauteur d'eau :

$$U = \frac{u_*}{\kappa} \ln\left(\frac{H}{e \cdot z_0}\right) \quad (2.1.9)$$

où z_0 est la rugosité du fond

- les frottement 2D sont calculés à partir de la vitesse intégrée (U,V) :

$$\tau_{b-2D,x} = \rho \left[\frac{\kappa}{\ln\left(\frac{H}{e \cdot z_0}\right)} \right]^2 U \left| \vec{U} \right| \quad \tau_{b-2D,y} = \rho \left[\frac{\kappa}{\ln\left(\frac{H}{e \cdot z_0}\right)} \right]^2 V \left| \vec{U} \right|$$

- les termes de frottement 3D sont calculés à partir de la vitesse de la couche de fond ($u(kcmin)$, $v(kcmin)$) :

$$\tau_{b-3D,x} = \rho \left[\frac{\kappa}{\ln\left(\frac{0.5 * ep(kcmin)}{z_0}\right)} \right]^2 u(kcmin) \left| \overline{u(kcmin)} \right|$$

$$\tau_{b-3D,y} = \rho \left[\frac{\kappa}{\ln\left(\frac{0.5 * ep(kcmin)}{z_0}\right)} \right]^2 v(kcmin) \left| \overline{u(kcmin)} \right|$$

La longueur de rugosité z_0 a été ajustée (calibrée) pour différentes parties du domaine afin de reproduire les variations mesurées de hauteur d'eau et de courant liées au forçage de marée.

La rugosité qui est spécifiée pour calculer les flux d'érosion de sédiment (cf. §3 et §5) peut être différente de la rugosité qui a été paramétrée pour l'écoulement. Cette dernière est plutôt définie comme une rugosité de forme (liée à des rides éventuelles sur le fond) et peut intégrer la présence d'obstacles sur le fond tels que des digues submersibles ou des installations conchylicoles. Tandis que la longueur de rugosité considérée pour calculer un frottement sur le

fond susceptible d'éroder le sédiment superficiel est une rugosité de peau, relative à la taille des grains et associée à des mouvements turbulents plus locaux.

Cas particulier de l'estuaire amont :

En amont de Tancarville, la configuration de la Seine est une configuration de rivière, i.e. avec des pentes de berges fortes. Une telle configuration impose de considérer un frottement latéral. Ce frottement, ajouté au frottement 3D de fond, est calculé selon une formulation quadratique appliquée à chaque couche k de la colonne d'eau (Cugier, 1999):

$$\tau_{lat} = \sum_k k_{lat,k} u^2(k)$$

$u(k)$: vitesse dans la couche k (de manière générale, la partie amont du modèle est 2DV et il n'y a qu'une composante de vitesse horizontale)

$k_{lat,k}$: coefficient de frottement latéral pour la couche k d'une maille donnée

Pour tenir compte implicitement du frottement latéral, la longueur de rugosité z_0 du modèle 2D doit être augmentée.

2.1.5 Couplage des modèles 2D et 3D

La concordance entre les modèles 2D et 3D est assurée via les frottements sur le fond 2D et 3D (Cugier et Le Hir, 2002). Le frottement calculé par le modèle 3D (à partir de la vitesse dans la couche de fond) renseigne le modèle 2D en étant introduit de façon explicite dans les équations de St Venant. Comme le terme de frottement contribue à la stabilité du calcul 2D, une contribution implicite est ajoutée, proportionnelle à l'évolution du courant au cours du pas de temps (3D). Par exemple dans la direction x :

$$\tau_{b-2D,x} = \tau_{b-2D,x}^{impl} + coupl(\tau_{b-3D,x} - \tau_{b-3D,x}^{expl})$$

2.1.6 Conditions limites en surface, marines et amont

Condition limite en surface : l'entraînement par le vent (tension de surface) est exprimé selon la même formulation dans le modèle 3D et 2D (Cugier, 1999):

$$\tau_{sx} = \rho_a \cdot C_{da} \cdot |\vec{W}| \cdot W_x \quad \text{et} \quad \tau_{sy} = \rho_a \cdot C_{da} \cdot |\vec{W}| \cdot W_y$$

ρ_a : densité de l'air

\vec{W} : vecteur vitesse du vent à 10 m au dessus de la surface

C_{da} : coefficient empirique de frottement déterminé selon la formule de Garatt (in Cugier, 1999)

$$C_{da} = (0.75 + 0.067 \cdot |\vec{W}|) \cdot 10^{-3}$$

Le vecteur vent \vec{W} provient de mesures tri-horaires à La Hève. Pour la partie estuaire amont, l'entraînement par le vent est négligé car une configuration de vallée contraint fortement les

conditions de vent en intensité et en direction qui sont à priori différentes du vent à l'embouchure.

Conditions limites marines : les conditions aux limites ouvertes du modèle SiAM3D sont définies à partir des hauteurs d'eau, variant en fonction de la marée. Les hauteurs d'eau le long des limites ouvertes sont interpolées à partir des composantes nodales des points d'une grille de calcul donnée par le SHOM (Simon et Pineau, 1999 ; in Thouvenin, Cugier et Le Hir, 2002). Concernant les amplitudes et les phases, les points du maillage SiAM3D sont repérés par rapport à ceux du SHOM, et les valeurs sont interpolées linéairement (Brenon, 1997). Pour le niveau d'eau moyen, la valeur considérée est le niveau d'eau moyen du Havre (4.87 m par rapport au zéro hydrographique du Havre).

Condition limite amont : à la limite amont de la Seine (Poses, PK 203) le débit du fleuve est imposé. Pour des simulations de scénarii passés, c'est le débit mesuré par le Service de Navigation de la Seine qui est imposé.

2.1.7 Fermeture turbulente (horizontale et verticale)

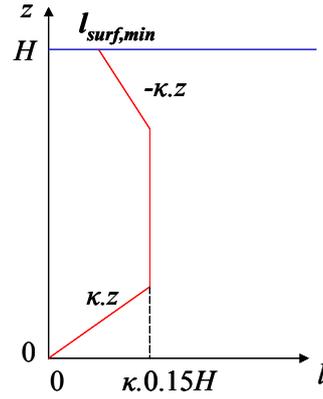
Pour les processus de **mélange vertical turbulent**, la viscosité turbulente N_z doit être spécifiée : la fermeture turbulente utilisée est basée sur le concept de longueur de mélange (théorie de Prandtl, in Le Hir et al., 2001 b). La longueur de mélange l représente l'ampleur que peuvent atteindre les tourbillons qui composent le mouvement turbulent.

La viscosité turbulente N_z est supposée fonction de la longueur de mélange l et du gradient vertical de vitesse:

$$N_z = l^2 \frac{\partial u}{\partial z}$$

La variation de la longueur de mélange depuis le fond vers la surface libre est imposée (schéma ci après). Conformément à la théorie de Prandtl, on suppose que l augmente linéairement depuis le fond (où sa valeur est supposée nulle) jusqu'à une profondeur valant $0.15H$: $l = \kappa z$. Cette augmentation traduit le fait que plus on s'éloigne du fond (paroi rigide), plus la taille des tourbillons peut-être grande.

La longueur de mélange est supposée constante pour $z > 0.15H$ jusqu'à une certaine profondeur et diminue ensuite vers la surface où elle peut soit s'annuler, soit conserver une valeur minimale (p. ex. respectueuse des vagues en surface).



Le calcul du frottement 3D est bien cohérent avec cette fermeture turbulente verticale. En effet, le calcul du frottement 3D utilise un profil de vitesse logarithmique près du fond qui résulte du concept de longueur de mélange (avec $l = \kappa z$ près du fond) pour représenter les mouvements turbulents.

Pour le **mélange horizontal**, la viscosité turbulente horizontale est spécifiée selon la formulation proposée par Smagorinsky (1963) qui tient compte de mélanges plus ou moins importants selon la dimension des mailles et les gradients de vitesse horizontaux :

$$N_H = \min(N_{H,\max}, \Delta x \Delta y (k_1 + k_2 \sqrt{\left(\frac{\partial u}{\partial x}\right)^2 + \left(\frac{\partial v}{\partial y}\right)^2 + \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}\right)^2}))$$

$$\text{avec } N_{H,\max} = 10, \quad k_1 = 1, \quad k_2 = 0.05$$

Amortissement des turbulences par les gradients verticaux de densité : la présence conjointe d'eaux d'origine marine et fluviale au sein de l'estuaire ainsi que d'importantes remises en suspension de matériel particulaire sont susceptibles de créer d'importantes stratification de densité. Ces stratifications ont pour effet de rendre le fluide (eau + particules) plus stable vis à vis des mouvements turbulents. Cet amortissement de la turbulence peut être assimilé à une réduction de la longueur de mélange caractéristique des tourbillons. N_z (ou l^2) est corrigé d'un facteur $(1 + \alpha R_i)^\beta$, R_i étant le nombre adimensionnel de Richardson dit de

gradient : $R_i = \frac{g \partial \rho / \partial z}{\rho (\partial u / \partial z)^2}$. Les paramètres α et β valent respectivement 3 et -1.

2.1.8 Validation du modèle hydrodynamique

Validation du modèle de propagation de marée

Cette validation concerne essentiellement le modèle 2D, les processus liés au forçage de marée en zone côtière étant surtout barotropes. On fait l'hypothèse que la validation réalisée pour le modèle en coordonnées z (e.g. Le Hir et al., 2001c) reste valable pour la version en coordonnées sigma développée pour la présente étude, tout en sachant que les frottements sur le fond calculés peuvent être différents d'une version à l'autre.

La propagation de la marée simulée a été validée par confrontation à des mesures en différents points de l'estuaire (Le Hir et al., 2001c; Le Hir et al., 2000 ; Cugier et Le Hir , 2002): les points de mesures les plus à l'Ouest sont situés au niveau du port du Havre (marégraphe du port autonome du Havre) et au niveau de Honfleur (PK 355, marégraphe du port autonome de Rouen) ; les points les plus amont sont situés à Elbeuf (PK 219) et à Poses (PK 203). La calibration a été effectuée principalement par comparaison des niveaux d'eau mesurés et simulés, les observations de niveaux étant bien plus stables et reproductibles que celles des vitesses (Le Hir et al., 2001c). A titre d'exemple, sur la figure 2.1.1 sont représentées les comparaisons entre les variations de niveau d'eau simulées et celles mesurées en différents points par les marégraphes du port autonome de Rouen, pour des conditions de VE (coef. 96) et de débit d'étiage, le 6 mai 1996. La concordance entre les simulations et les mesures est bonne pour tous les points considérés, à l'exception du point de mesure à Elbeuf (PK 219) où les sections prises en compte (via la largeur des mailles) sont à priori mal représentées (les îles et bras morts sont ignorés) (Le Hir, 2001). Ce point est cependant très éloigné de la zone d'embouchure qui est considérée dans la présente étude : on suppose que le biais entre le modèle et les mesures à Honfleur n'a pas d'effet significatif sur la dynamique à l'embouchure ou un peu plus en amont.

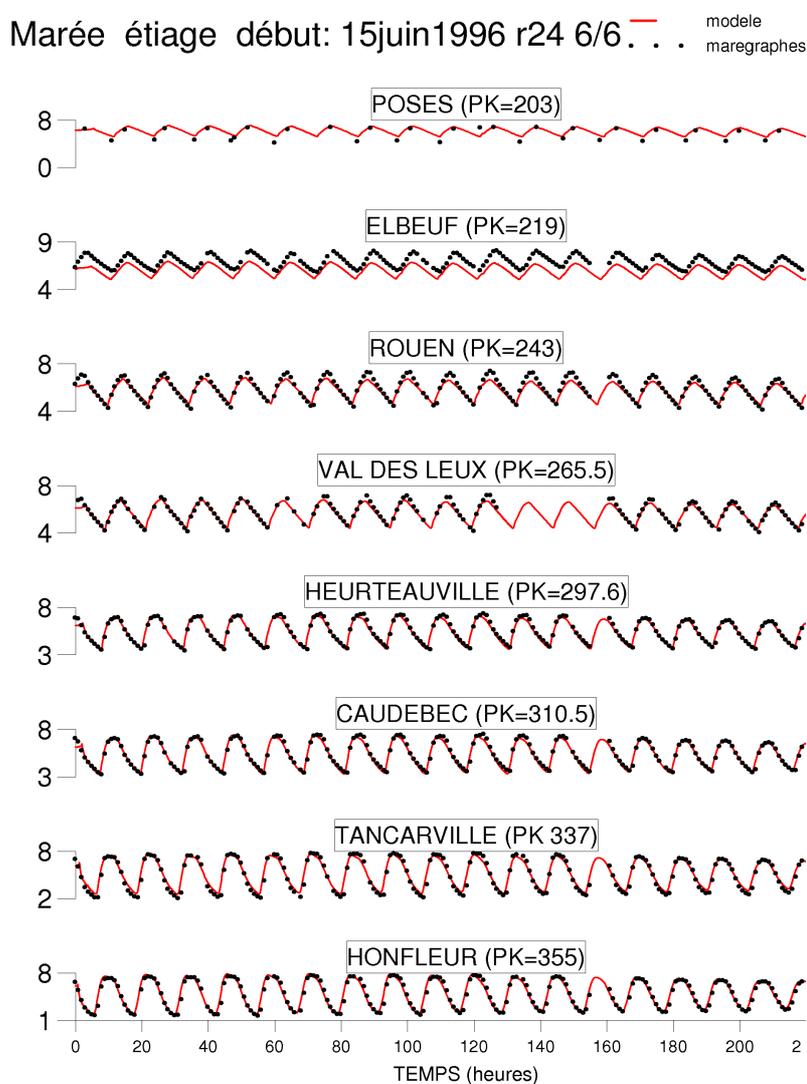


Figure 2.1.1 Validation du modèle après calibration des coefficients de frottement: comparaison entre niveaux de surface calculés et mesurés (marégraphes du Port Autonome de Rouen) (Le Hir et al., 2001c)

Validation du modèle 3D

Le passage en coordonnées sigma a pu modifier la simulation des processus tridimensionnels, en particulier ceux liés à la salinité. Une reproduction correcte des variations de salinité n'est réalisée que si le modèle hydrodynamique 3D fonctionne correctement. La validation du modèle en coordonnées z a été réalisée en comparant notamment les résultats du modèle avec les variations de salinité mesurées à Honfleur (Le Hir, 2001). Le modèle reproduit de manière tout à fait satisfaisantes les fortes variations de salinité à Honfleur.

Les résultats du modèle en coordonnées z, validées, sont comparés à ceux de la version en coordonnées sigma. Il s'avère que cette nouvelle version permet de mieux rendre compte des stratifications en morte eau, comme le montre la figure 2.1.2 ci-après. En particulier les gradients verticaux de salinité sont mieux préservés par faible profondeur, dans la partie amont de la zone des gradients horizontaux de salinité (meilleure remontée de l'intrusion marine près du fond).

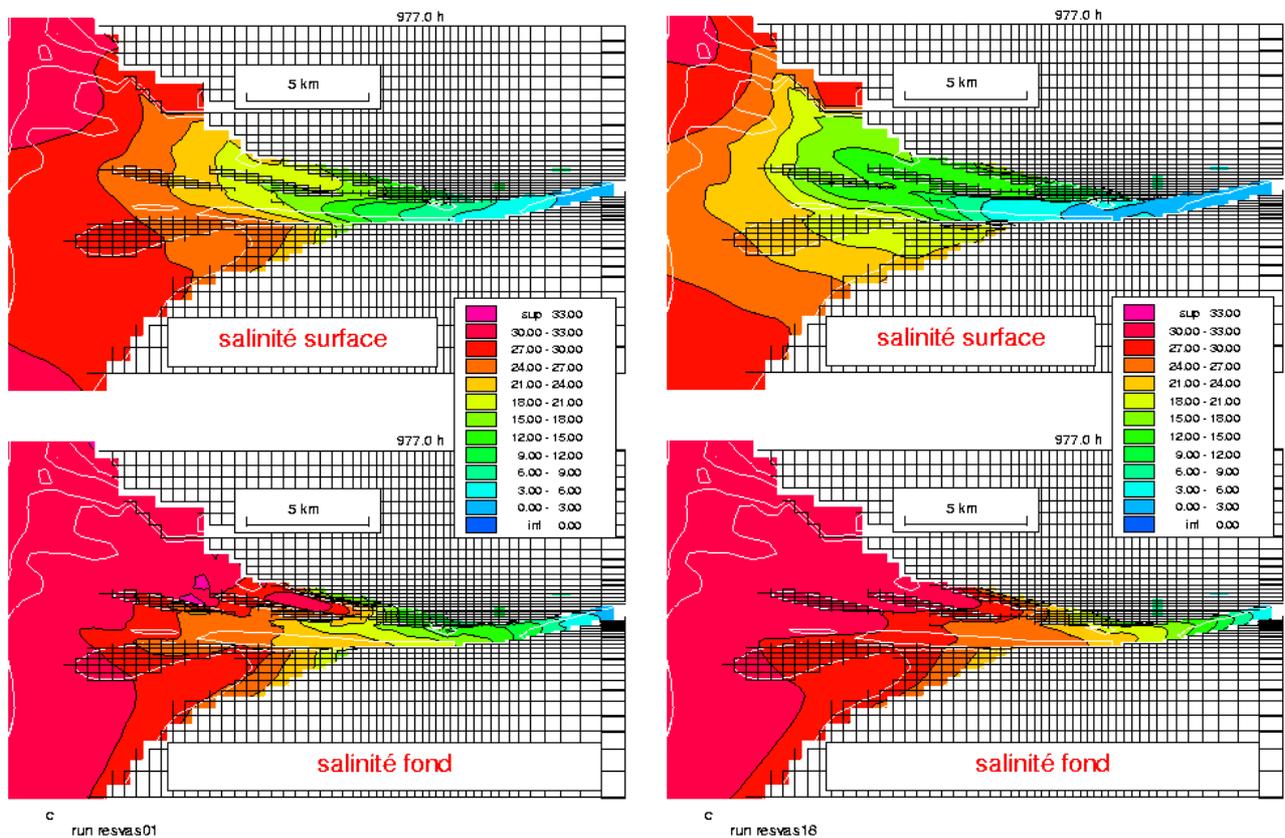


Figure 2.1.2 Salinités de surface et de fond (morte eau) : (a) coordonnées z, (b) coordonnées sigma

2.2 Amélioration de la modélisation des processus de découvrement/recouvrement dans les codes SiAM

Une bonne reproduction des variations de la hauteur d'eau et des courants associés sur les estrans est importante, en particulier lorsque les hauteurs d'eau sont faibles. En effet, c'est sous ces conditions que l'action érosive des vagues peut être la plus significative. Il a été montré que des vagues de faible amplitude (de l'ordre de 10 cm) peuvent influencer notablement l'évolution morphologique d'un estran (Waeles et al., 2004).

Pour expliquer comment les processus de découvrement/recouvrement sont pris en compte dans les codes SiAM, il est nécessaire de rappeler la manière dont est organisé le maillage pour le calcul des courants et des hauteurs d'eau.

La grille de calcul introduit un décalage entre les points de calcul pour l'élévation de la surface libre z et pour les composantes de la vitesse u et v (fig. 2.2.1). Chaque maille est décrite par 4 cotes du fond (2 cotes hx et 2 cotes hy), hx et hy représentant des seuils pour l'écoulement dans les directions x et y respectivement (grille décalée de type Arakawa ; Salomon et Breton, 1991).

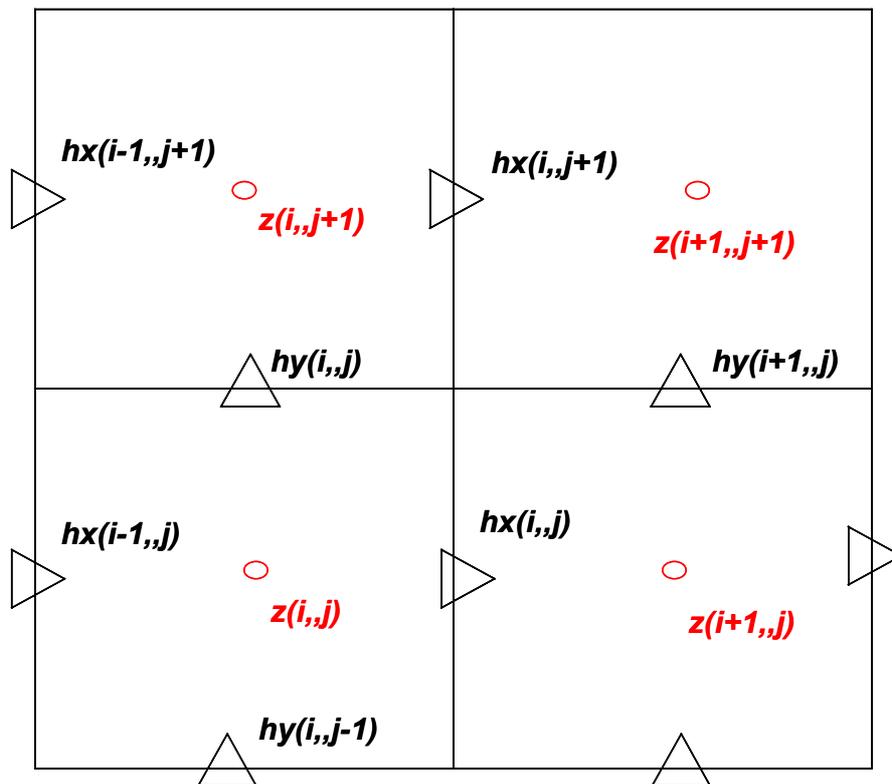


Figure 2.2.1 Description du maillage A.D.I

Les composantes u et v de la vitesse sont calculées aux points de définition de hx et hy respectivement, l'élévation de la surface libre est calculée au centre de la maille. Dans chaque maille, numérotée (i,j) , les valeurs des cotes du fond hx et hy sont donc réparties sur 2 grilles alternées, l'une pour les hx , l'autre pour les hy . L'élévation de la surface libre z est calculée à l'intersection des 2 grilles (au même endroit, entre autres, que la concentration de matière en suspension C). Les hauteurs d'eau htx (resp. hty) sont exprimées aux points hx (resp. hy) en

fonction de la cote de la surface libre z interpolée, par exemple :

$$htx(i, j) = \frac{1}{2}[z(i+1, j) + z(i, j)] + hx(i, j)$$

hx et hy étant comptées positivement vers le bas (à partir du zéro hydrographique).

Dans la version antérieure des codes SiAM les processus de découverture/recouvrement sont pris en compte de la manière suivante: une maille (i, j) est considérée comme découverte si les 4 hauteurs d'eau $htx(i, j)$, $htx(i-1, j)$, $hy(i, j)$ et $hy(i, j-1)$ sont inférieures à une hauteur d'eau minimale $hmin$ qu'on se donne (généralement quelques cm). Dans ce cas et jusqu'au recouvrement suivant les hauteurs d'eau sont figées et les vitesses sont nulles pour la maille considérées.

2.2.1 Cas unidimensionnel horizontal

Dans un premier temps, pour simplifier, considérons un cas unidimensionnel dans la direction x . Supposons de plus que $hx(i) < hx(i-1)$ (on rappelle que les hx sont comptés positivement vers le bas).

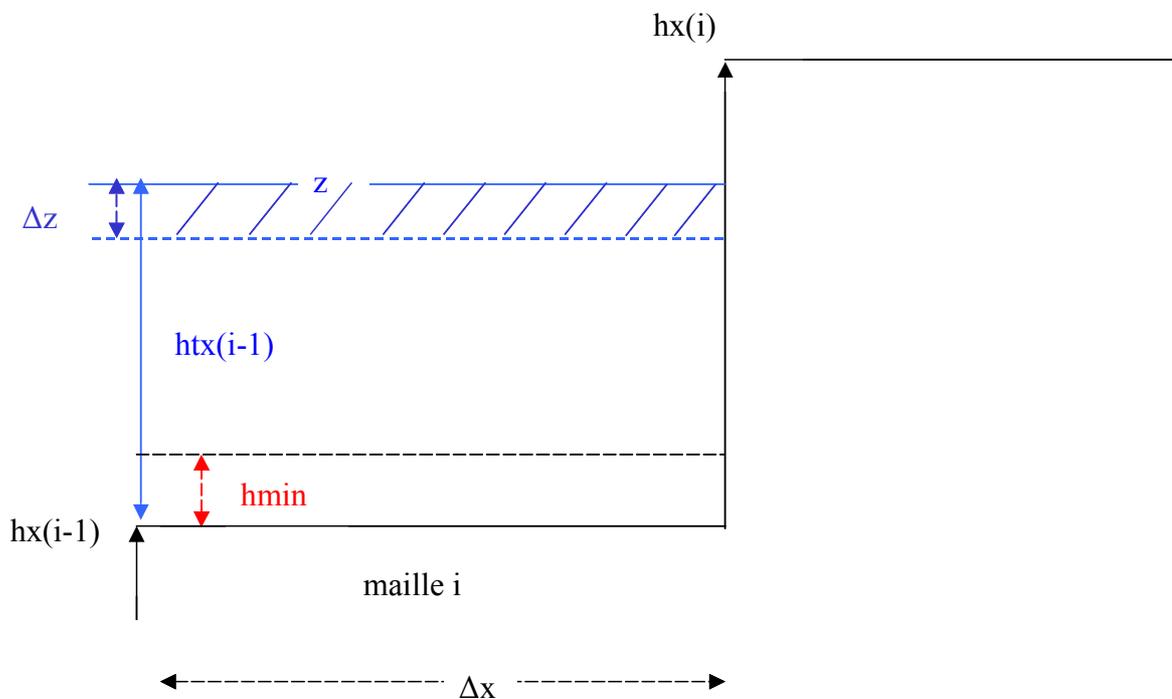


Figure 2.2.2 Schématisation de la bathymétrie pour une maille

2.2.1.1 Modification (de la résolution) de l'équation de continuité (conservation de la quantité d'eau)

Pour le cas particulier du schéma ci dessus, la maille i est partiellement recouverte et le courant est nul en $hx(i)$.

Conformément à l'équation de continuité, la variation de quantité d'eau pendant un pas de temps, $\Delta z \cdot \Delta x$ doit compenser la somme des débits entrants et sortants. Si on considère que la maille est en cours de découverture, le flux à considérer est un flux sortant $U(i-1) \cdot htx(i-1)$. Ce qui est équivalent à considérer que le fond de la maille est plat.

Dans la réalité, le principal souci lié à cette discrétisation est que la quantité d'eau étant répartie sur toute la longueur δx de la maille, la section d'évacuation (ou de remplissage) ($htx(i-1).dy$) devient infiniment petite lorsque la maille est proche du découvrement total (*i.e.* $htx(i-1)$ proche de h_{min}). Dans la configuration simplifiée cross-shore, cet artefact numérique se manifeste surtout lors du découvrement, qui est anormalement lent pour une maille en fin de découvrement. Cela peut s'expliquer en examinant l'équation de continuité :

$$\frac{u(i-1).htx(i-1)}{\delta x} = - \frac{\Delta z}{\Delta t}$$

Δt étant le pas de temps hydrodynamique

Pour $\frac{\Delta z}{\Delta t}$ (vitesse de hauteur de marée) fixée, $u(i-1)$ devient très grand lorsque $htx(i-1)$ tend vers 0. Le frottement sur le fond, quadratique selon la vitesse de frottement u_* (cf. éq. 2.1.8) devient également très grand et on conçoit aisément que la maille va se vider très lentement. Dans la version antérieure, un palliatif consiste à ajouter une valeur arbitraire fixe à la hauteur d'eau dans l'expression du frottement.

La modification qui a été apportée consiste à faire l'hypothèse que la cote du fond entre $hx(i-1)$ et $hx(i)$ suit une variation linéaire (trait rouge en pointillés, fig. 2.2.3). Bien qu'il s'agisse d'une hypothèse, elle semble réaliste et certainement plus proche de la réalité qu'une hypothèse de variation par seuils de la bathymétrie. Pour des estrans naturels, la variation de la cote du fond entre deux points pas trop éloignés est proche d'une variation linéaire.

La variation de volume d'eau (dans la maille i) à considérer dans l'équation de continuité ne concerne alors pas toute la largeur de la maille et vaut (volume hachuré en bleu) : $\delta x . \Delta z$.

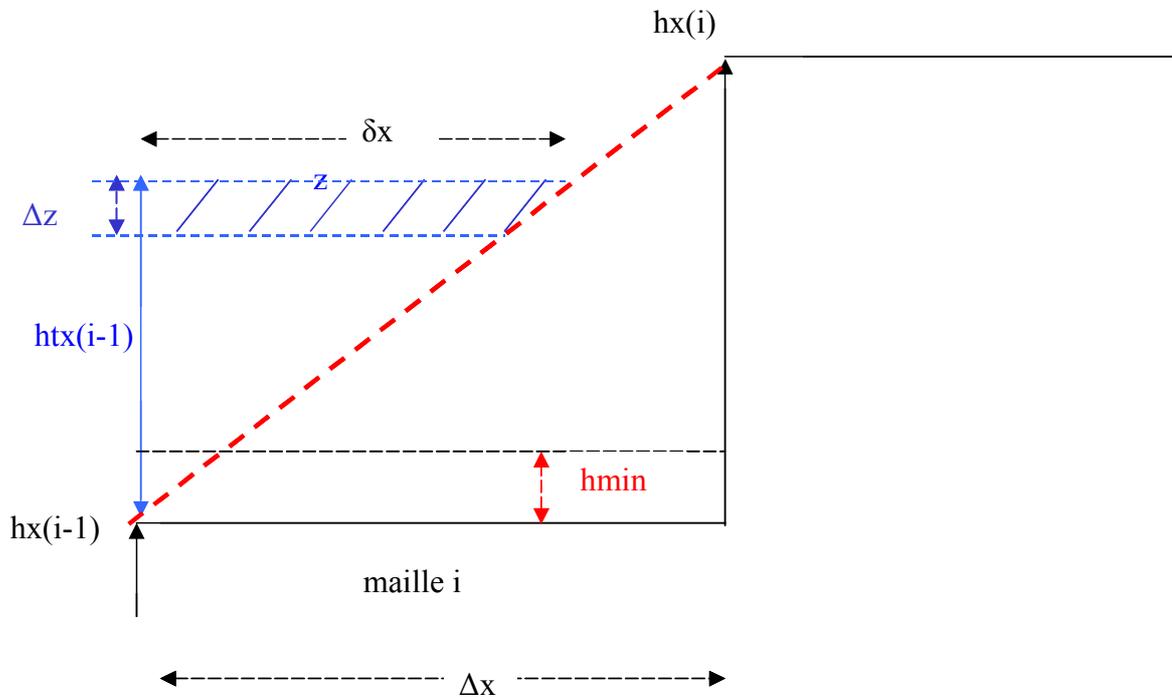


Figure 2.2.3 Introduction d'une pente moyenne (fictive) au sein de la maille

Ainsi, pour une même variation de la cote de la surface libre, le flux sortant $U(i-1) \cdot h_{x(i-1)}$ est inférieur à ce qu'il est pour la discrétisation précédente. Le frottement sur le fond est donc également plus faible et le découvrement de la maille est plus représentatif d'un découvrement réel.

En considérant cette modification dans les codes SiAM, la prise en compte des processus de recouvrement est donc réalisée en distinguant 3 cas (fig. 2.2.4):

- *(a) la maille i est considérée comme découverte si la surface libre est sous $h_{x(i)} + h_{min}$
- *(b) la maille i est partiellement recouverte si la surface libre est au dessus de $h_{x(i)} + h_{min}$ et au dessous de $h_{x(i-1)} + h_{min}$
- *(c) la maille i est totalement recouverte si la surface libre est au dessus de $h_{x(i-1)} + h_{min}$

2.2.1.2 Définition d'un coefficient de découvrement

On définit un coefficient de découvrement compris entre 0 et 1. Ce coefficient est calculé en faisant l'hypothèse que la surface libre est horizontale dans la maille i et représente la proportion de la maille i qui est effectivement recouverte, en supposant que la pente du fond entre les cotes $h_{x(i-1)}$ et $h_{x(i)}$ est linéaire. Quand ce coefficient vaut 0 la maille est découverte et quand il vaut 1 elle est entièrement recouverte. Dans le cas simple d'un domaine à une dimension le coefficient de découvrement vaut :

$$coef(= \frac{\delta x}{dx}) = \min[1, \frac{z - \min(h_{x(i)}, h_{x(i-1)})}{|h_{x(i)} - h_{x(i-1)}|}]$$

Lors de la résolution de l'équation de continuité, la dimension de la maille $dx(i)$ est multipliée par ce coefficient de découvrement, ce qui est équivalent à remplacer dx par δx .

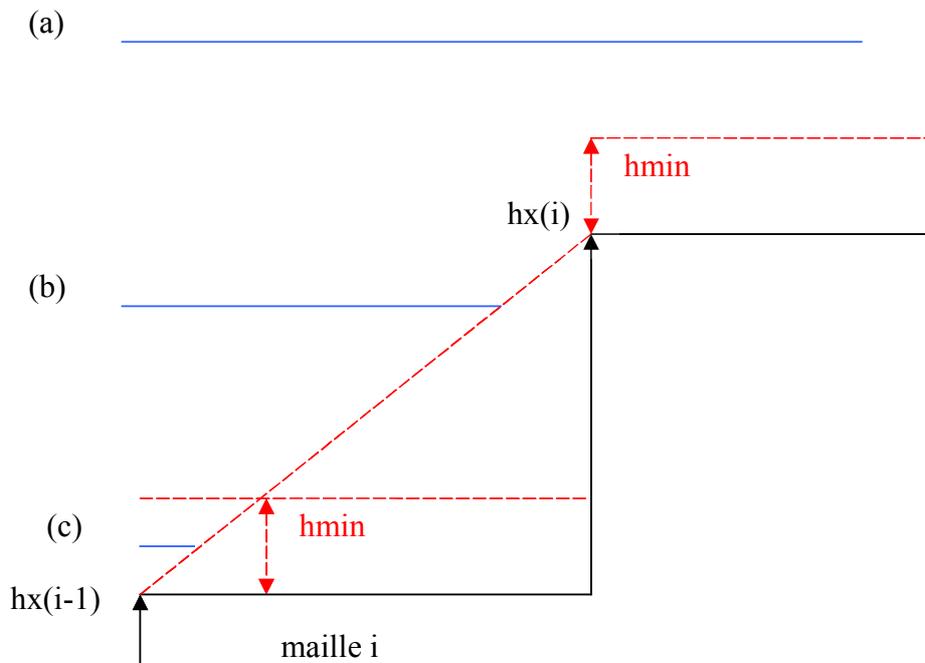


Figure 2.2.4 Différents cas de figure pour le calcul du coefficient de découvrement

2.2.1.3 Evaluation de l'amélioration apportée par le coefficient de découverture dans un cas unidimensionnel cross-shore

Des simulations réalisées avec une version unidimensionnelle cross-shore du modèle SiAM (SiAM-1DH, cf. §I.4) indiquent clairement que le découverture est plus réaliste à la suite de cette modification. Les figures A1, A2, A3 et A4 présentent des résultats de simulation pour un estran de pente uniforme 1/1000, sur lequel s'écoule un courant de marée cross-shore résultant d'un signal de marée semi-diurne. La valeur du courant pour une maille située en haut d'estran est tracée pour 2 périodes de marée. Le courant est positif en flot, négatif pendant le jusant et il est nul lorsque la maille est découverte. L'élévation de la surface libre pour la même maille est également représentée.

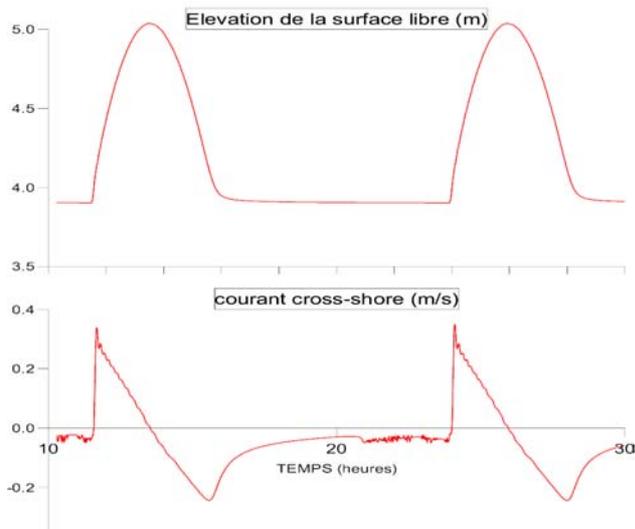


Figure A1

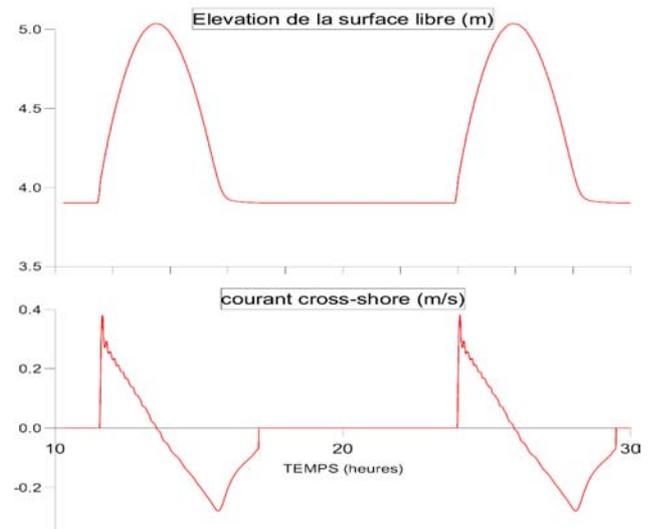


Figure A2

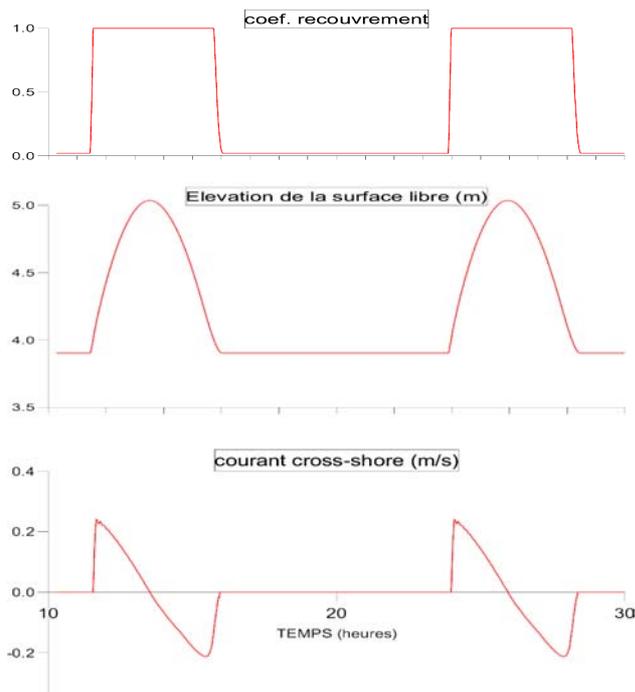


Figure A3

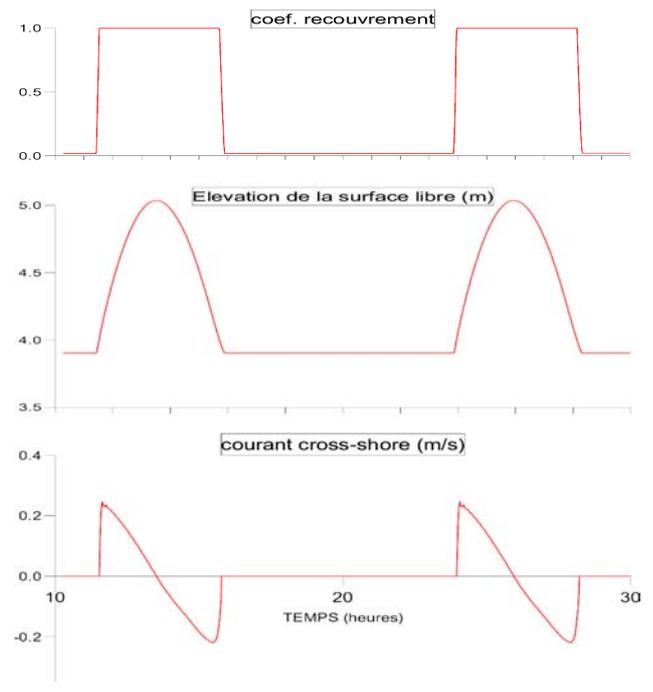


Figure A4

Pour la fig. A1, le modèle a été utilisé dans la version « sans coefficient de découverture ». C'est le cas également pour la fig. A2 ; la différence étant que dans le cas A2 ce n'est pas la hauteur d'eau (htx) qui est utilisée pour calculer l'intensité du frottement sur le fond, mais la hauteur d'eau de la maille plus une hauteur fixe $hfrot$ prise égale à 0.5 m. Le fait d'ajouter $hfrot$ à la hauteur d'eau améliore considérablement le résultat mais le découverture est encore anormalement lent.

Pour les simulations A3 et A4, le modèle tient compte du coefficient de recouvrement. La hauteur d'eau considérée pour le calcul du frottement est htx dans le cas A3 et $htx + hfrot$ dans le cas A4. Les résultats de A3 et A4 sont peu différents. Un résultat important est que la prise en compte d'un coefficient de recouvrement (introduction d'une pente moyenne) permet d'éviter un frottement important et totalement artificiel en fin de découverture et donc à la maille de s'écouler plus rapidement. En tout de début de recouvrement l'amélioration est également notable : le recouvrement sur une pente moyenne (implicite) est plus progressif que pour les cas A1 ou A2 qui peuvent engendrer des érosions non-réalistes en raison de vitesses anormalement élevées liées à une configuration des mailles en seuils (pour les écoulements).

2.2.1.4 Modification de (la résolution) de l'équation d'advection/dispersion pour les M.E.S

Pour les calculs des mouvements d'eau, la résolution de l'équation de continuité tient compte uniquement des variations de la cote de la surface libre. Tandis que pour les calculs des transports de M.E.S (équation de conservation de masse), la résolution de l'équation d'advection / dispersion (cf §5.2) nécessite de connaître le volume d'eau de la maille considérée à chaque pas de temps. Le bilan des flux entrant et sortant de M.E.S pour une maille donnée correspond à une variation de concentration pour cette maille, aux flux de dépôt et d'érosion près.

Pour une maille en cours de découverture, la conservation de la quantité de M.E.S entre 2 pas de temps s'écrit de la manière suivante :

$$C(i, t + \Delta t).vol(i, t + \Delta t) = C(i, t).vol(i, t) - U(i - 1).htx(i - 1) - F_{dif} + E - D$$

F_{dif} étant le flux dispersif de M.E.S., E et D les flux de dépôt et d'érosion.

Pour être en conformité avec la résolution de l'équation de continuité, qui suppose une bathymétrie linéaire entre $hx(i-1)$ et $hx(i)$, le volume d'eau à t vaut :

$$vol(i, t) = 0.5.htx(i, t).\delta x(i, t)$$

Pour tenir compte de tels volumes lors de la discrétisation de l'équation d'advection / dispersion, il suffit de remplacer Δx par δx (en introduisant le coefficient de découverture) et $ht(i)$ (hauteur d'eau au centre de la maille) par $0.5.htx(i)$.

Pour le calcul des flux de dépôt et d'érosion, on tient également compte du fait qu'une maille peut-être partiellement recouverte : les flux sont multipliés par le coefficient de recouvrement.

Pour assurer la continuité entre le cas découvrant (fig. 2.2.5 a)) et non-découvrant (fig. 2.2.5 b)), le volume d'eau à considérer lorsque la maille i est recouverte vaut :

$$\Delta x.[htx(i) + 0.5.(hx(i - 1) - hx(i))]$$

Ce qui est équivalent à remplacer, dans l'équation d'advection-dispersion, la hauteur d'eau ht ($= hz1(i) + hx(i - 1)$) par la hauteur d'eau suivante :

$$hz1(i) + 0.5(hx(i - 1) - hx(i))$$

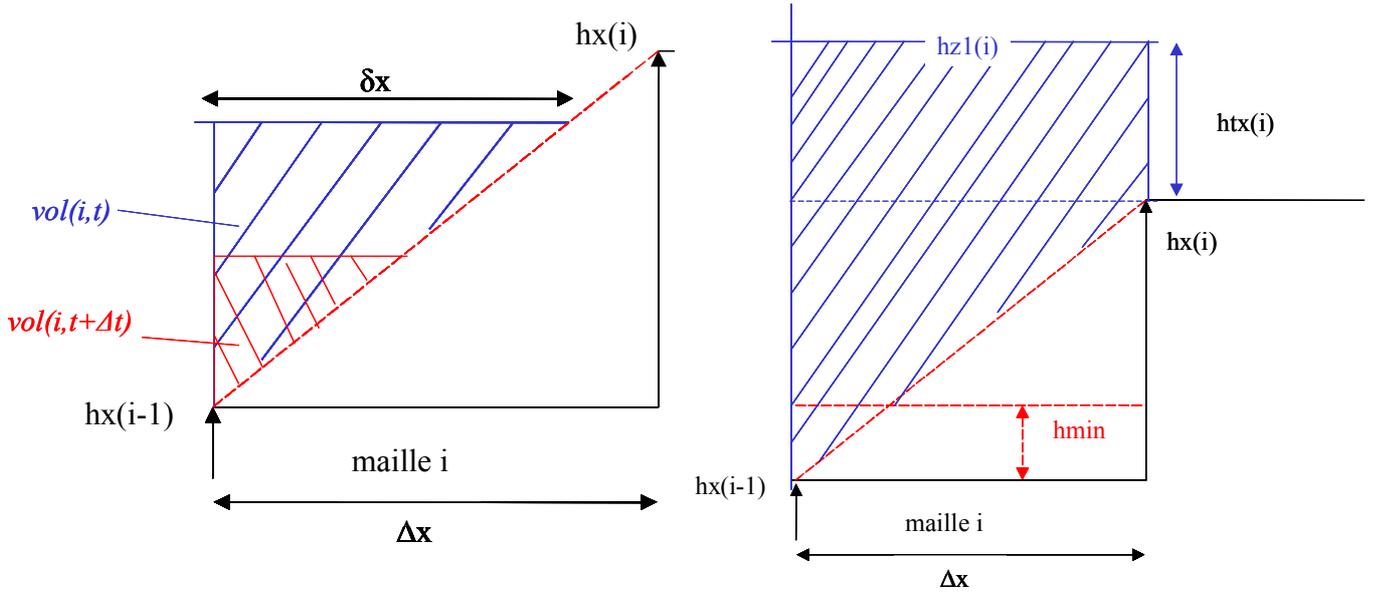


Figure 2.2.5 Schématisation des volumes d'eau à prendre en compte dans le cas où une pente fictive du fond est considérée au sein de la maille

2.2.2 Cas bidimensionnel horizontal

Pour un cas général bidimensionnel, nous faisons l'hypothèse que la surface immergée d'une maille varie linéairement avec la cote de la surface libre, en suivant Balzano (1998).

Il a été vérifié, avec une surface libre horizontale, que cette hypothèse est valide quelle que soit la configuration d'une maille dans un schéma A.D.I. Pour un tel schéma, la bathymétrie d'une maille i est définie en 4 points : on connaît les cotes $hx(i,j)$, $hx(i-1,j)$ et $hy(i,j)$, $hy(i,j-1)$. On suppose que la cote du centre de la maille est la cote moyenne des 4 cotes connues. La surface de la maille est alors déterminée (extrapolée) par interpolation cubique, à partir des cotes hx et hy et de la cote supposée du centre (fig. 2.2.6).

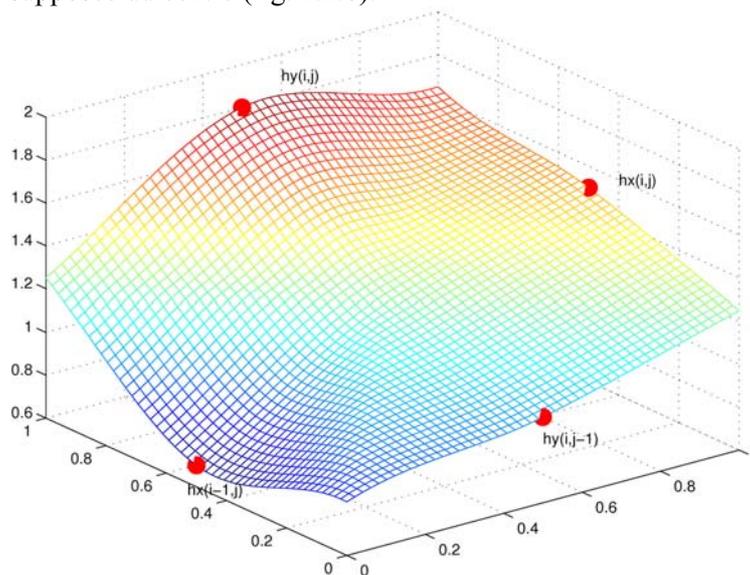


Figure 2.2.6 Configuration bathymétrique d'une maille (i,j)

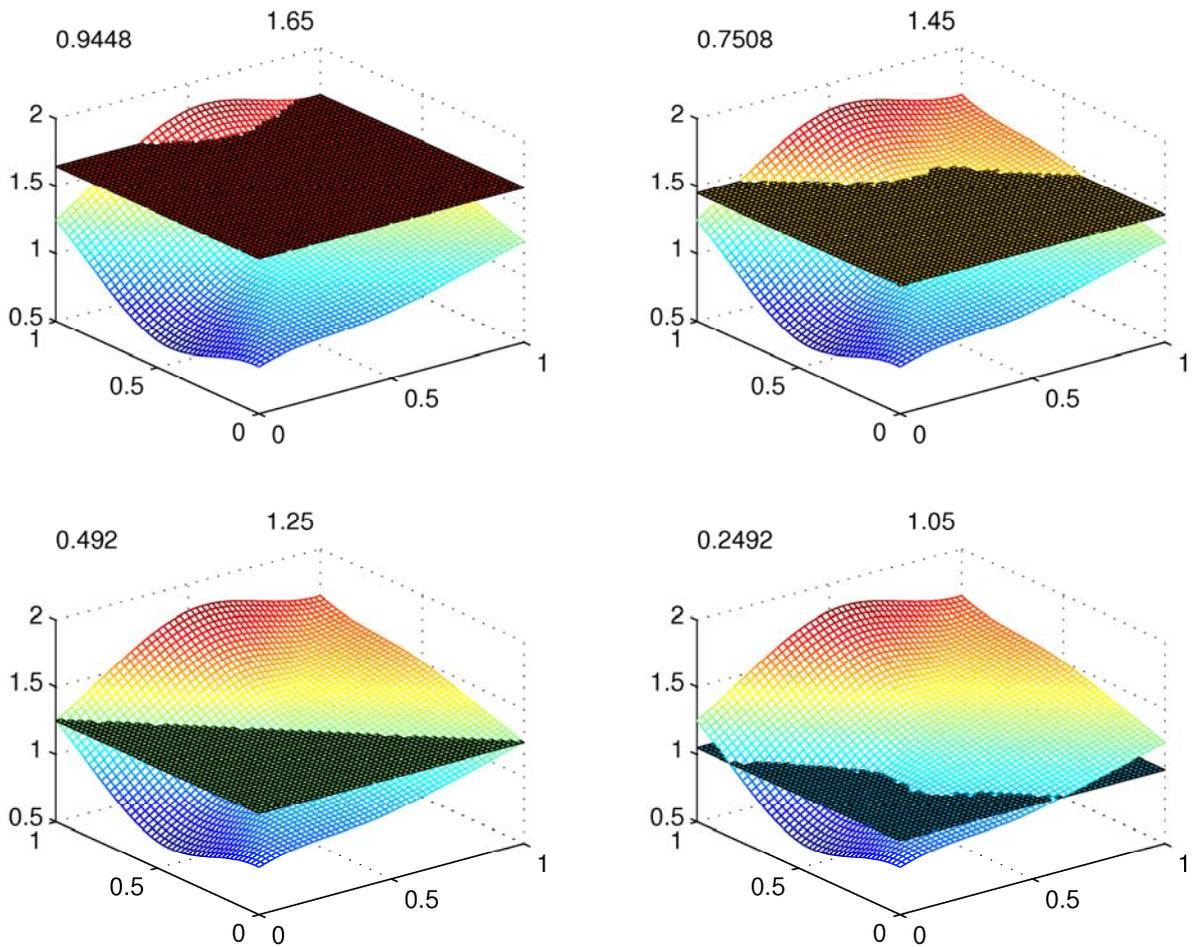
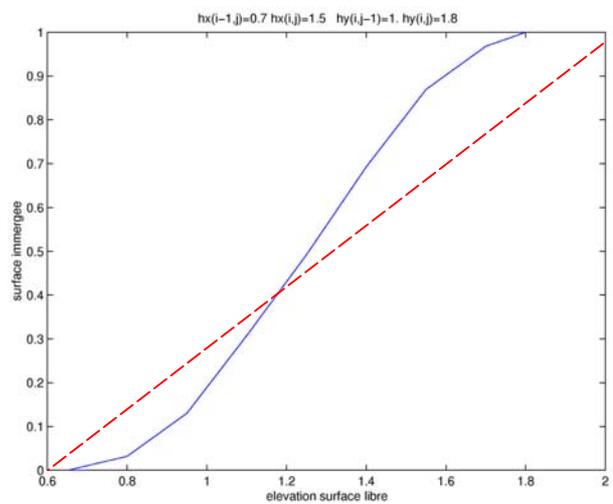


Figure 2.2.7 Schématisation du découvrement pour 4 cotes de la surface libre (1.65 ; 1.45 ; 1.25 et 1.05) d'une maille avec un agencement particulier des cotes du fond. En bas à droite : variation de la surface immergée en fonction de la cote de la surface libre (le trait en pointillés figure une variation linéaire dans le cas d'une maille de surface plane et de cotes du fond max. et min. valant 1.8 et 0.7)



cotes du fond pour la maille considérée:
 $hx(i-1,j) = 0.7$, $hx(i,j) = 1.5$, $hy(i,j-1) = 1$, $hy(i,j) = 1.8$

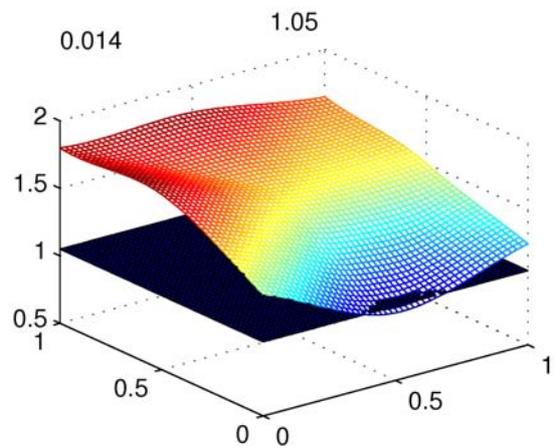
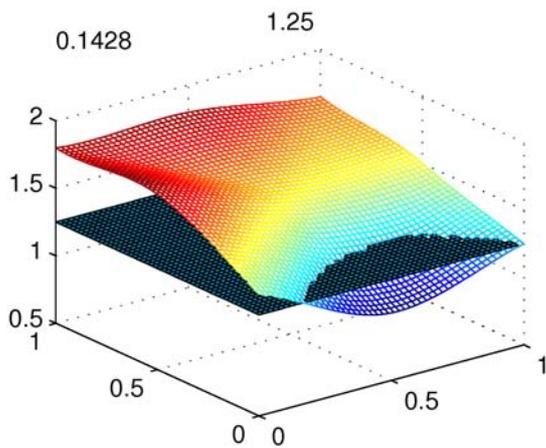
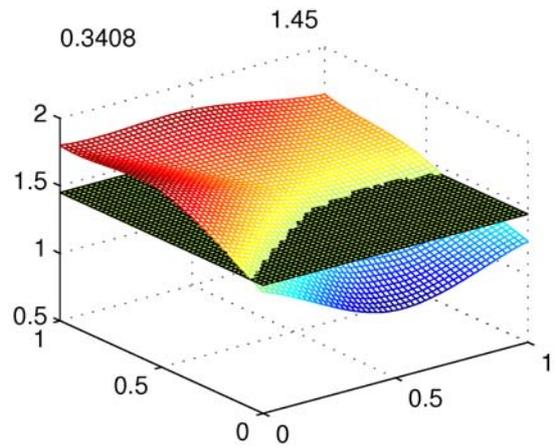
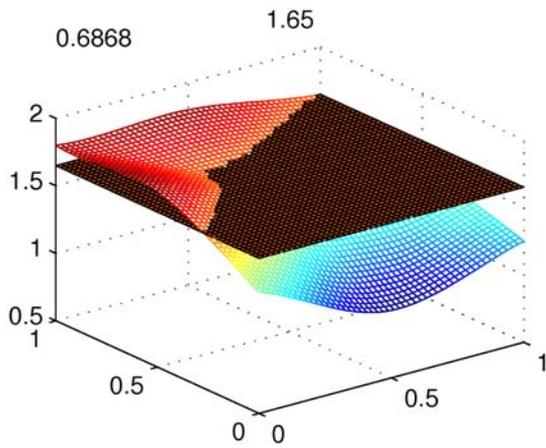
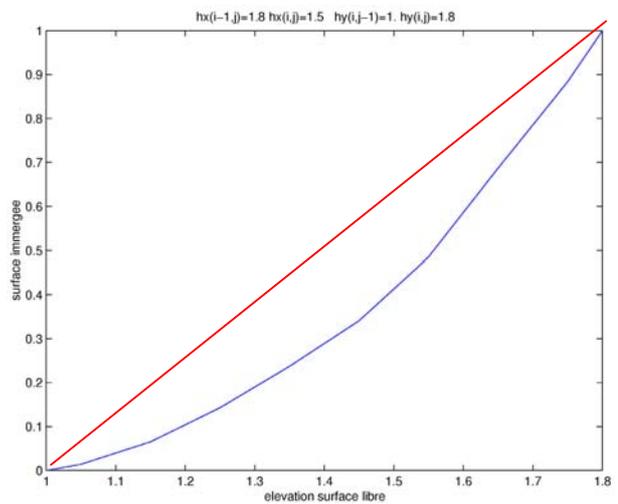


Figure 2.2.8 Schématisation du découpage pour 4 cotes de la surface libre (1.65 ; 1.45 ; 1.25 et 1.05) d'une maille avec un agencement particulier des cotes du fond. En bas à droite : variation de la surface immergée en fonction de la cote de la surface libre (le trait en pointillés figure une variation linéaire dans le cas d'une maille de surface plane et de cotes du fond max. et min. valant 1.8 et 1)



cotes du fond pour la maille considérée:
 $hx(i-1,j) = 1.8$, $hx(i,j) = 1.5$, $hy(i,j-1) = 1$, $hy(i,j) = 1.8$

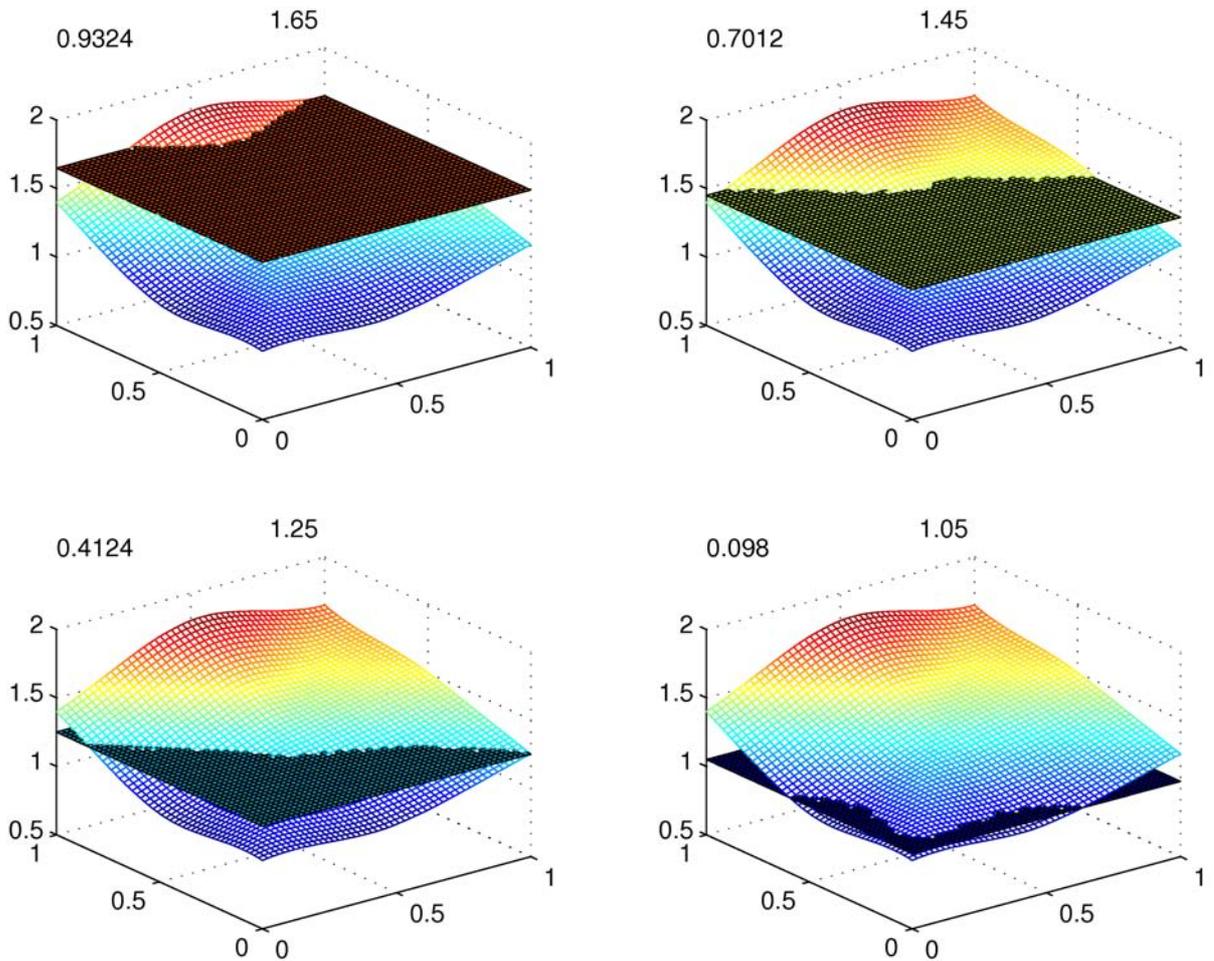
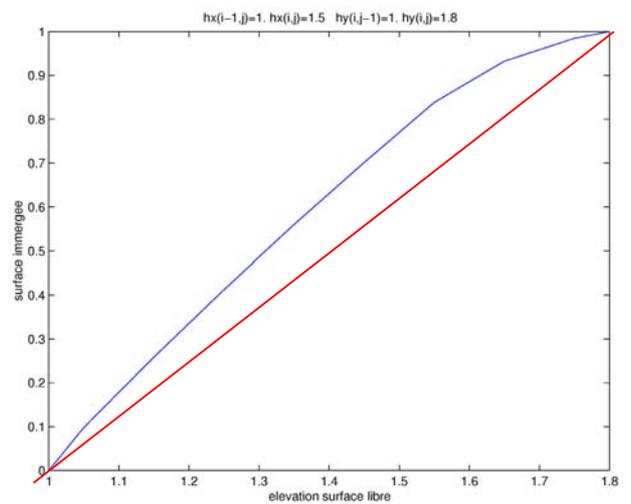


Figure 2.2.9 Schématisation du découpage pour 4 cotes de la surface libre (1.65 ; 1.45 ; 1.25 et 1.05) d'une maille avec un agencement particulier des cotes du fond. En bas à droite : variation de la surface immergée en fonction de la cote de la surface libre (le trait en pointillés figure une variation linéaire dans le cas d'une maille de surface plane et de cotes du fond max. et min. valant 1.8 et 1)



cotes du fond pour la maille considérée:
 $hx(i-1,j) = 1.8$, $hx(i,j) = 1.5$, $hy(i,j-1) = 1$, $hy(i,j) = 1.8$

Les figures précédentes montrent que, pour différentes configurations, l'hypsométrie (variation de la surface immergée en fonction de la cote de la surface libre) d'une maille peut-être concave ou convexe mais est peu éloignée d'une hypsométrie linéaire (indiquée pour chaque cas par un trait rouge en pointillés) qui correspond à une maille de surface plane. En faisant l'hypothèse d'une variation linéaire de la surface de maille immergée, on s'écarte de la réalité au plus de 20% (dans les exemples considérés) ; cette hypothèse est donc raisonnable.

2.2.2.1 Coefficient de découvrément et résolution des équations de continuité et de conservation des M.E.S. (ou d'une variable dissoute) dans un cas bidimensionnel

De même que pour la configuration unidimensionnelle, on introduit un coefficient de découvrément qui vaut 0 lorsque la cote de la surface libre est au niveau de la cote la plus basse de la maille et 1 au niveau de la cote la plus haute ; ce coefficient varie linéairement entre les 2.

Dans l'équation de continuité, $\Delta x.\Delta y$ est remplacé par une section réduite $\delta x.\delta y$ telle que :

$$\delta x.\delta y = \Delta x.\Delta y*(coef. de découvrément)$$

Ainsi, la variation de volume d'eau correspondant au bilan des flux entrants et sortants dans les directions x et y tient compte d'un fond plus réaliste.

Concernant la résolution de l'équation de conservation des M.E.S, on tient également compte du fait que la maille peut-être partiellement recouverte et que la section à considérer est réduite. De plus, le volume d'eau considéré tient compte de la bathymétrie supposée en exprimant la hauteur d'eau sur la maille de telle sorte qu'elle varie linéairement entre la cote la plus haute ($hhaut$) et la cote la plus basse ($hbas$) de la maille considérée ; cette hauteur valant $0.5*(hhaut-hbas)$ lorsque la cote de la surface libre est au niveau de $hhaut$.

2.2.3 Comparaison des résultats du modèle avec des données de courant sur banc découvrant

Une mesure de courant avait été réalisée sur l'estran de la vasière du havre (Silva Jacinto, 2001). Le point de mesure ($0^{\circ}12'E$, altitude CMH : $5,15m$) est situé dans la partie Nord-Ouest de la vasière Nord à environ 150 m du bord Nord de l'embouchure (Silva Jacinto, 2001). La maille du modèle qui correspond à ce point est la maille (38,39) (cf. fig. 1.3.6), dont les cotes hx et hy sont indiquées en fig. 2.2.10 (la surface représentée résulte d'une interpolation cubique à partir des cotes de la maille considérée et de celles des mailles limitrophes). La cote du fond pour le point de mesure étant de $5.15 m$ la vitesse u au point $hx(37,39)$ et la vitesse v au point $hy(38,38)$ sont considérées pour estimer la vitesse et la direction du courant au niveau du point de mesure (la cote moyenne des cotes $hx(37,39)=5.1m$ et $hy(38,38)=5.3m$ correspond à la cote du fond à laquelle ont été faites les mesures). L'extension de la maille est de $500 m$ dans la direction Ouest-Est et de $190 m$ dans la direction Sud-Nord.

La période concernée comprend 4 marées (4 recouvrements) de VE (les coefficients de marée ont varié entre 86 et 61), entre le 12 et le 14 février 1997. Pour les 3 premières marées les conditions de vent sont des conditions de tempête avec des vents pouvant atteindre plus de 20 m/s orientés globalement à l'Ouest, tandis que les vents sont modérés pour la marée 4 et de secteurs Sud-Ouest (< 10 m/s) puis Sud-Est (~5 m/s).

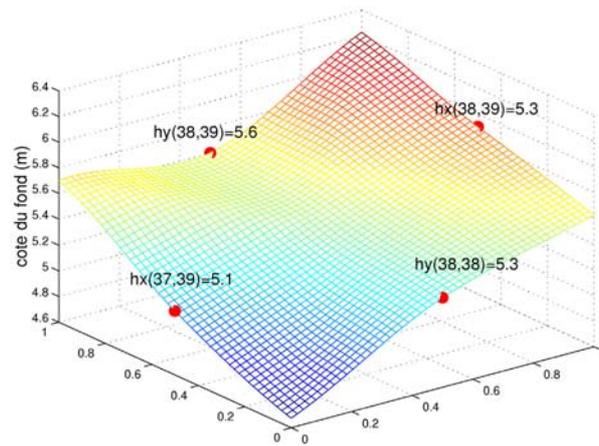


Figure 2.2.10 Configuration de la maille (38,39)

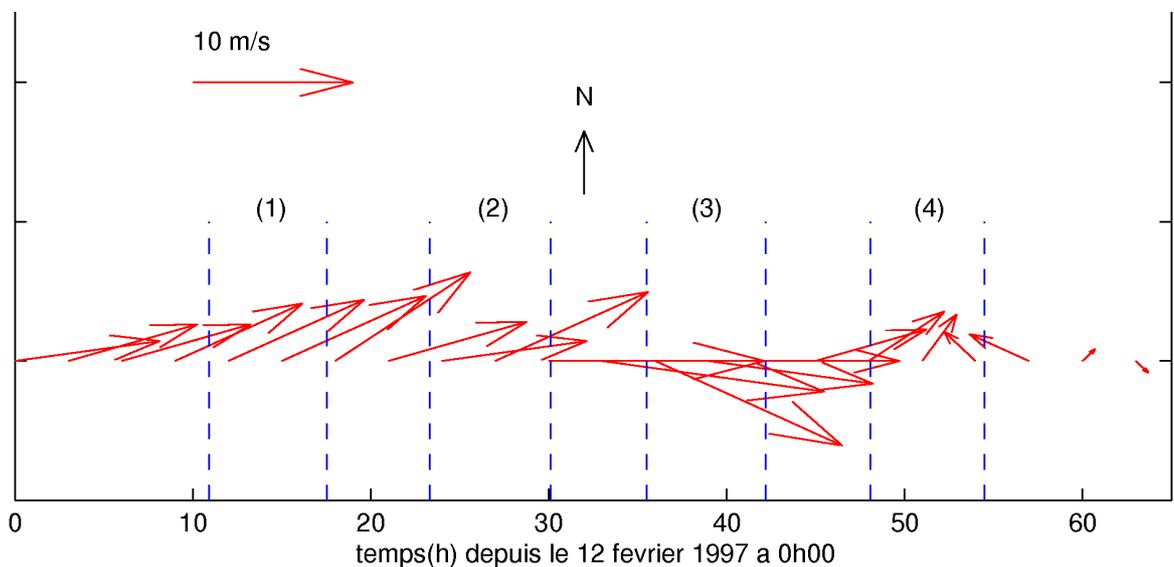


Figure 2.2.11 Forçage de vent pendant la période considérée

Un résultat important montré par les mesures concerne l'effet du vent sur l'inversion du courant dû à la marée (fig. 2.2.12). Pour des conditions de vent faible (marée 4), l'inversion du courant se fait environ 2-3 heures après le début du recouvrement (une direction de 90 degrés indique un courant dirigé vers l'Est, pendant le flot). Tandis que pour des vents forts de secteur Ouest (marées 1 à 3) qui contraignent fortement les conditions hydrodynamiques à l'embouchure, le courant s'inverse environ 4 heures après le recouvrement.

L'effet du vent est reproduit par le modèle mais de manière moins importante (fig. 2.2.13 b). Cependant, la simulation prenant en compte un coefficient de découverture (fig. 2.2.13 a) semble mieux reproduire cet effet. L'inversion a lieu lorsque la maille considérée est entièrement recouverte mais la prise en compte d'un coefficient de découverture pour des mailles à proximité partiellement découvertes peut jouer un rôle.

Les vitesses simulées (fig. 2.2.14) en considérant un coefficient de recouvrement sont plus proches des vitesses mesurées (fig. 2.2.12 b), en particulier au début du recouvrement. La

simulation sans traitement particulier du processus recouvrement/découvrement montre des vitesses anormalement élevées reflétant un recouvrement en marches d'escaliers.

Ces différents résultats montrent que la prise en compte d'un coefficient de découverture, implicitement associée à une bathymétrie plus réaliste qu'une bathymétrie par paliers, améliore l'hydrodynamique simulée par le modèle. Cependant, la confrontation aux mesures reste relativement peu précise étant donnée les dimensions importantes de la maille considérée. Il est clair que la variabilité des courants au sein d'un domaine tel que celui de cette maille est non négligeable ; *i.e.* il y a une certaine sensibilité au positionnement des appareils de mesure. Un maillage plus fin permettrait d'évaluer plus précisément la capacité du modèle à reproduire les processus de recouvrement/découvrement.

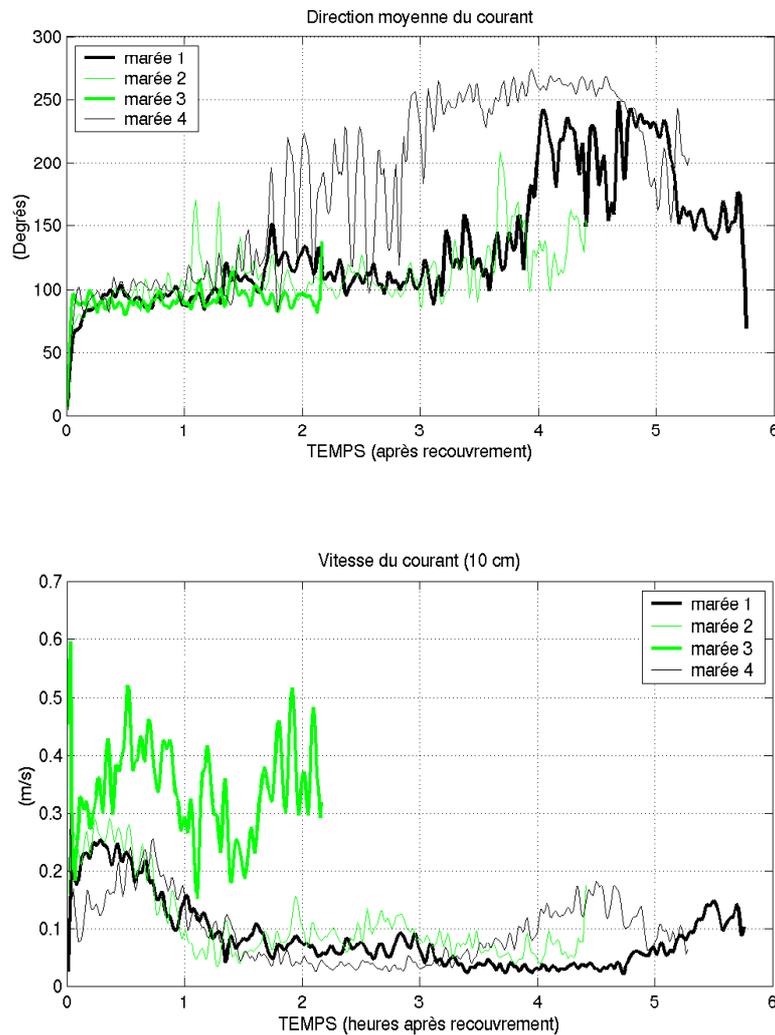


Figure 2.2.12 Mesures (*Sample*) : a) évolution de la direction moyenne du courant ; b) vitesse moyenne du courant à 10 cm du fond (Silva Jacinto, 2001)

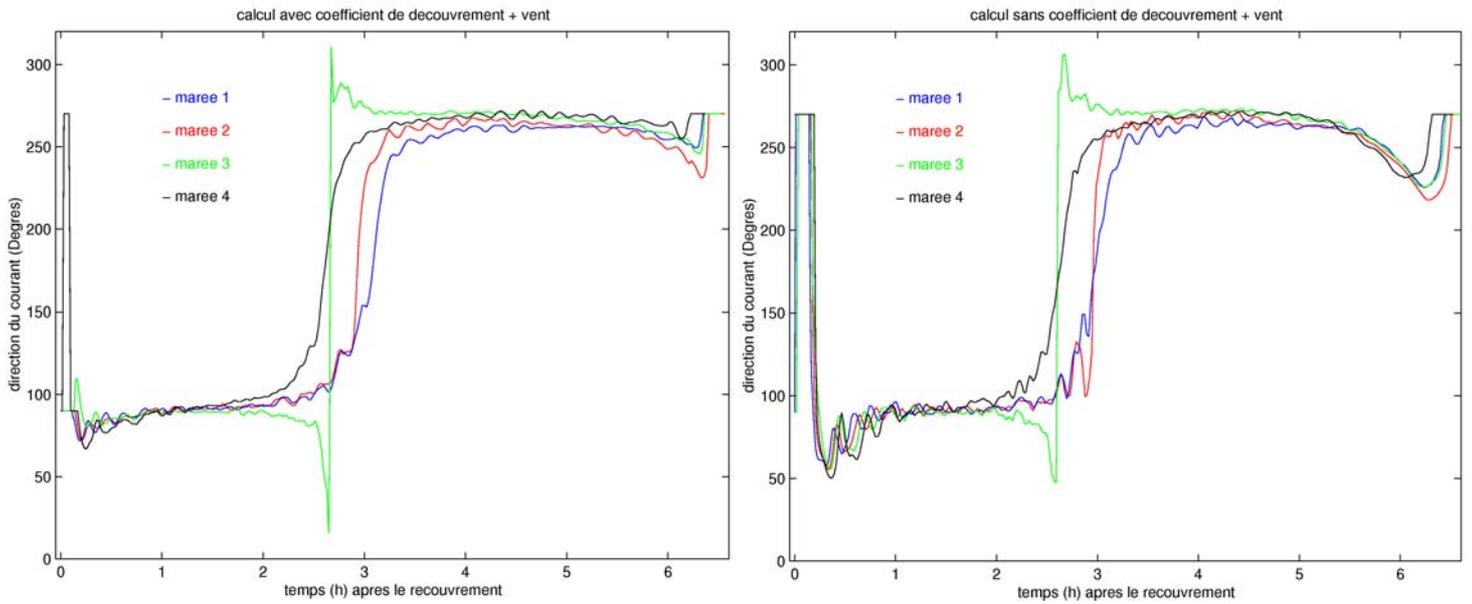


Figure 2.2.13 Evolution de la direction moyenne du courant simulée :
a) prise en compte d'un coefficient de découvrment/recouvrement ; b) découvrment/recouvrement simple « par palliers »

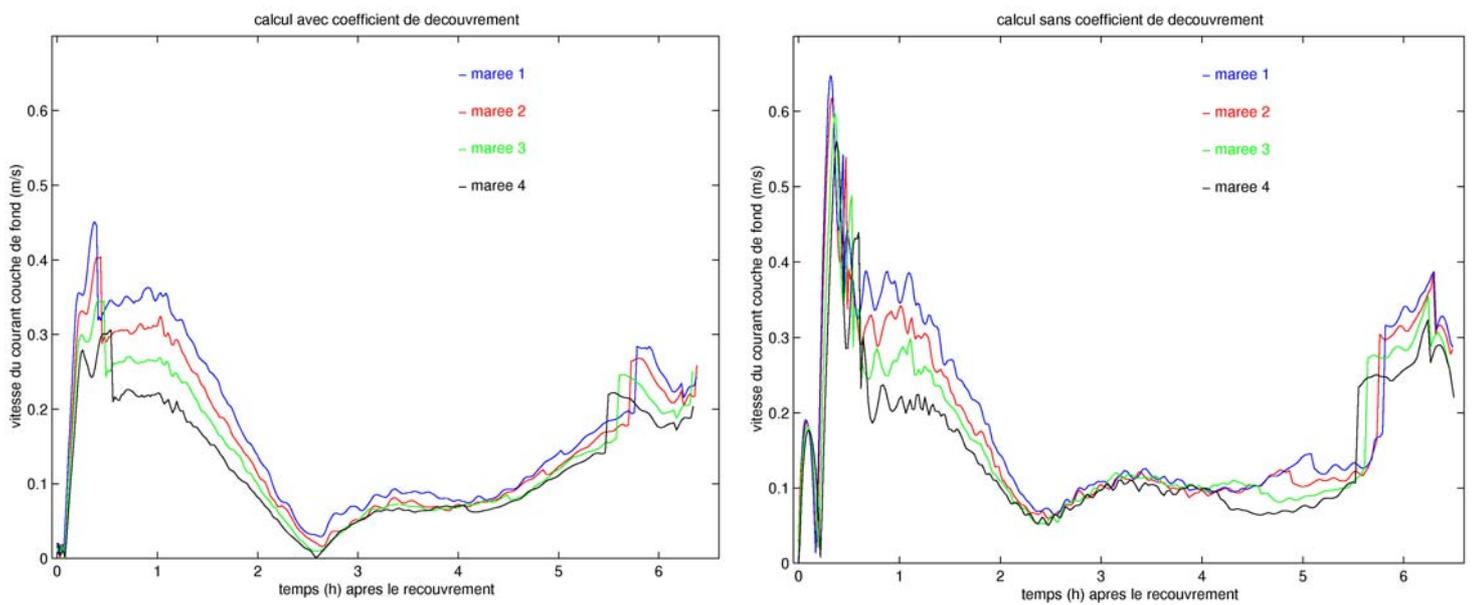


Figure 2.2.14 Evolution de la vitesse du courant (dans la couche de fond) simulée :
a) prise en compte d'un coefficient de découvrment/recouvrement ; b) découvrment/recouvrement simple « par palliers »

2.3 Calcul de vagues (*Hiswa*)

2.3.1 Procédure pour prendre en compte le frottement sur le fond induit par les vagues

Pour ce travail, un calcul de vagues à l'embouchure de la Seine était disponible (Silva Jacinto, 2001).

Les hauteurs de vagues ont été calculées préalablement en utilisant le modèle de propagation-génération *hiswa* (Holthuijsen et al., 1989 in Silva Jacinto, 2001) dont les principales caractéristiques (dans le cadre d'une application à l'embouchure de la Seine) sont décrites ci-après (§2.3.2). Ces calculs ont été réalisés pour les différentes conditions météorologiques rencontrées dans la région de la Baie de Seine. Un des résultats importants des travaux de Silva Jacinto (2001) est que l'amplitude des vagues à l'embouchure de la Seine dépend peu des houles du large (générées en Manche) qui sont considérablement réduites par les réfractions successives. Les vagues à l'embouchure sont donc générées localement, principalement dans la baie de Seine, et leur amplitude directement des conditions de vent, c'est à dire de l'orientation et de la distance de fetch qui est maximum pour des vents d'Ouest (les caractéristiques des conditions de houle à l'embouchure sont détaillées dans le § 1 de la partie II sur la présentation de l'hydrodynamique de la zone d'étude).

La procédure pour tenir compte de l'effet des vagues sur les contraintes de cisaillement au fond pendant le calcul morphodynamique est la suivante : à chaque pas de temps de transport et pour chaque maille du domaine, les conditions de vagues sont interpolées à partir des résultats des simulations préalablement réalisées par Silva Jacinto (2001) à l'aide du code de calcul *hiswa*. L'interpolation est fonction de la hauteur d'eau pour une maille donnée et des conditions de vent à l'instant considéré (conditions qui déterminent le calcul de fetch). Ce sont en fait les vitesses orbitales qui sont interpolées et qui déterminent le frottement sur le fond par la relation 2.3.10.

2.3.2 Modèle de vague *hiswa*

Le modèle *hiswa* est un modèle de réfraction, spectral et semi-paramétrique, qui résout l'équation de densité d'action de la houle A en conditions stationnaires de vent et de courant :

$$\frac{\partial}{\partial x}(c_x \cdot A) + \frac{\partial}{\partial y}(c_y \cdot A) + \frac{\partial}{\partial \theta}(c_\theta \cdot A) = \sum S_i - D$$

La densité d'action $A(x, y, \omega, \theta)$ est reliée à la densité d'énergie $E(x, y, \omega, \theta)$ par la relation suivante :

$$A(\omega, \theta) = \frac{E(\omega, \theta)}{\sigma}$$

θ : direction de la houle

ω : fréquence absolue (par rapport au fond)

σ : fréquence relative (par rapport au référentiel dérivant avec le courant)

Les célérités de groupe c_x , c_y et c_θ sont données par la théorie linéaire. c_θ représente le transfert directionnel d'action de houle qui modélise la réfraction (Silva Jacinto, 2001). En fait, l'interpolation qui est réalisée pendant le calcul morphodynamique dépend de la hauteur d'eau

en chaque maille mais pas de la direction du courant ; la réfraction par les courants n'est donc pas considérée, bien que ce processus puisse être important (Silva Jacinto et le Hir, 1996 in Le Hir et al., 2001).

$\sum S_i$ représente l'ensemble des termes sources de densité d'action qui sont spécifiés d'après des modèles semi-empiriques disponibles dans la littérature.

D représente la dissipation de la houle par frottement sur le fond et est liée au terme de contrainte de cisaillement sur le fond qui est une fonction quadratique de la vitesse orbitale maximale pendant une période de vague.

$$\tau_w = \frac{1}{2} f_w \cdot \rho \cdot U_w^2 \quad (2.3.10)$$

Ce terme de contrainte de cisaillement est combiné (linéairement) avec la contrainte de cisaillement due au courant afin de calculer les flux d'érosion de sédiment (cf. § 3 et 5).

2.3.3 Cas particulier des faibles profondeurs

Pour les faibles hauteurs d'eau, ce qui est souvent le cas pour les zones intertidales, la hauteur de vague est limitée à une fraction de la hauteur d'eau. Cette limitation traduit la dissipation d'énergie par frottement sur le fond (pouvant être associé à un processus de liquéfaction de la vase) ainsi que par déferlement (à des échelles plus petites que celles résolues par *hiswa*). Des mesures en un point de la vase Nord montrent que la hauteur des vagues n'y excède pas 30 % de la hauteur d'eau (Silva Jacinto, 2001 ; cf. §1 de la partie II). Ce résultat est étendu à l'ensemble de la zone d'étude : les hauteurs de vague calculées par le modèle sont maximisées par 30 % de la hauteur d'eau (Le Hir et al., 2001). Pour les petits fonds qui ne sont pas résolus par *hiswa* il s'agit d'une extrapolation des calculs du modèle.

2.3.4 Réactualisation bathymétrique et calcul de vague

Les calculs de vagues préalablement réalisés qui sont interpolés pendant le calcul morphodynamique, l'ont été pour une bathymétrie donnée (qui dans le cas de l'application à la Seine est la bathymétrie de « référence » 1999 (fig. 1.3.5)). C'est à dire que contrairement au modèle courantologique, le modèle de vagues *hiswa* qui est utilisé off-line ne peut pas être renseigné explicitement sur les réactualisations bathymétriques qui résultent des érosions et dépôts calculés par le module de transport sédimentaire.

Pour tenir compte des évolutions bathymétriques, une correction est réalisée directement sur la vitesse orbitale (max.) U_w interpolée à partir de laquelle est calculée la contrainte de cisaillement sur le fond due aux vagues (rel. 2.3.10). La vitesse orbitale U_w est fonction de la hauteur d'eau et de la hauteur de vague H :

$$U_w = \frac{H}{2} \sqrt{g/h} \left(1 - \frac{4\pi^2}{3gT^2} h\right) \quad (2.3.11)$$

Cette relation est valable uniquement si le critère $h < L$ (L étant la longueur d'onde de la houle) est respecté. Lorsque les hauteurs d'eau sont importantes, le frottement sur le fond du aux vagues est de toute façon négligeable (comparativement à la contrainte de sédiment nécessaire

pour mettre en mouvement le sédiment) et une éventuelle correction de la vitesse orbitale n'aurait aucun effet sur la mise en mouvement du sédiment. C'est à dire que le critère $h < L$ est toujours respecté dans le cas où la vitesse orbitale est suffisante pour participer à la mise en mouvement des sédiments.

Pour une maille donnée, soit $hsed_{diff}$ la hauteur de sédiment déposée (si $hsed_{diff} > 0$) ou érodée ($hsed_{diff} < 0$) depuis le début du calcul morphodynamique. $hsed_{diff}$ correspond au différentiel bathymétrique entre l'instant considéré et le début de la simulation. La hauteur d'eau dans la relation 2.3.11 est corrigée de $hsed_{diff}$ pour tenir compte de la réactualisation bathymétrique :

$$U_{w,mod} = \frac{H}{2} \sqrt{g/(h - hsed_{diff})} \left(1 - \frac{4\pi^2}{3gT^2} (h - hsed_{diff})\right) \quad (2.3.12)$$

$$\text{soit} \quad U_{w,mod} = \frac{h - hsed_{diff}}{h} \frac{1 - \frac{4\pi^2}{3gT^2} h}{1 - \frac{4\pi^2}{3gT^2} (h - hsed_{diff})} U_w$$

Cette modification de la vitesse orbitale ne constitue bien entendu pas un réel couplage morphodynamique vis à vis du calcul de vague car l'hypothèse est faite que la hauteur de vague en chaque maille n'a pas été modifiée. Or, il est clair que les évolutions bathymétriques au cours du calcul morphodynamique sont susceptibles de modifier les processus liés au shoaling, à l'amortissement par frottement sur le fond et à la réfraction des vagues par la topographie et donc de modifier leur propagation.

L'erreur qui est faite en supposant que les hauteurs de vague n'ont pas été modifiées par l'évolution des fonds est évaluée pour une configuration unidimensionnelle ; un modèle de propagation de vague unidimensionnel qui considère la conservation de la densité d'action est utilisée (les équations de ce modèle sont détaillées en § 4.1). Le fond initial est un fond de pente uniforme ; à la limite marine la hauteur d'eau est de 9m et la hauteur de vague est de 1 m. On suppose une évolution bathymétrique telle qu'un dépôt de plus de 2m et une érosion d'environ 1m ont eu lieu côte à côte (fig. 2.2.3) (pour la zone en dépôt, la hauteur d'eau a été modifiée de plus de 50 %). Lorsqu'on ne tient pas compte de l'évolution bathymétrique (courbes rouges), l'évolution de la hauteur de vague calculée est erronée puisque le léger shoaling sur le banc est ignoré ; le frottement sur le banc est sous-estimé induisant des hauteurs de vague trop faibles pour la suite de la propagation. L'erreur sur les hauteurs de vague est cependant faible en comparaison de l'erreur sur les vitesses orbitales et donc sur le frottement au fond. La vitesse orbitale est beaucoup trop faible (resp. forte) au niveau du banc (resp. creux) car la hauteur d'eau considérée sans réactualisation bathymétrique est trop élevée (resp. faible). Si on fait l'hypothèse que la propagation des vagues ne tient pas compte de la réactualisation bathymétrique mais que la vitesse orbitale est corrigée en tenant compte d'une hauteur d'eau modifiée (rel. 2.3.12) (courbe bleue), il s'avère que l'erreur sur la vitesse orbitale (et donc sur le frottement) est nettement réduite sur le banc et le creux. Il faut noter que la vitesse orbitale reste trop faible après le creux car la propagation sur les obstacles n'a pas été calculée sur la bathymétrie réelle. Ce cas de figure reste schématique, notamment parce que le modèle et les formes topographiques sont unidimensionnels : des processus tels que la réfraction ne peuvent être reproduits.

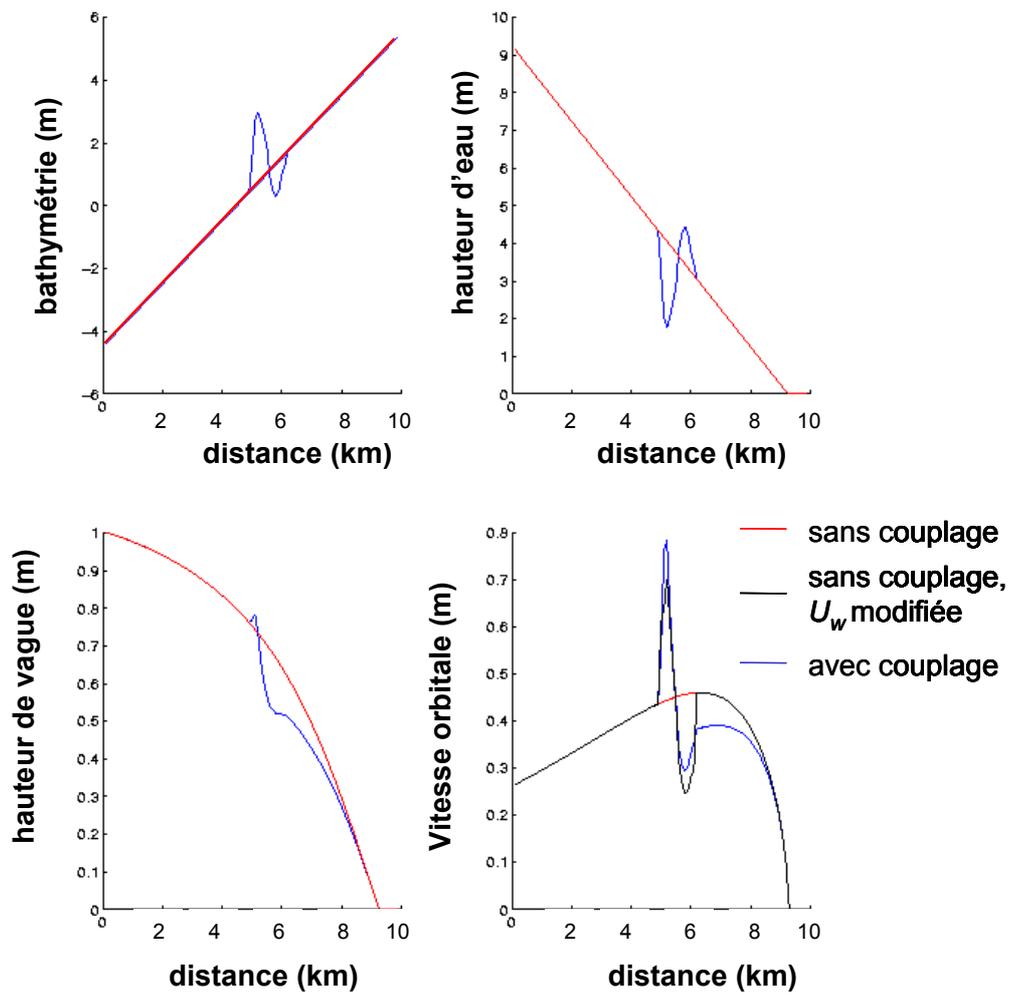


Figure 2.2.3 Evolution de la hauteur de vague et de la vitesse orbitale associée pour une bathymétrie de pente uniforme (courbes rouges) ou pour une bathymétrie avec successivement une bosse et un creux au milieu de la pente (courbes bleues). En noir : modification du maximum de vitesse orbitale U_w de telle sorte qu'on tient compte implicitement (et localement) d'une réactualisation bathymétrique.

Chapitre 3 : Transport de sable en suspension

3.1 Introduction

Pour décrire le comportement des sédiments, il est d'usage de distinguer les matériaux cohésifs (vases) des matériaux non cohésifs (sables ou éléments plus grossiers). Les vases se distinguent par leur capacité à flocculer lorsqu'elles sont en suspension, et à se consolider lorsqu'elles sont déposées : leur érodabilité peut alors évoluer au cours du temps. En raison de la petite taille des particules élémentaires ou de la faible densité des floccs, le transport des sédiments cohésifs se fait essentiellement en suspension, leur vitesse de déplacement horizontal étant identique à celle de l'eau. Le comportement des sables est différent : pour un forçage donné les conditions de remaniement ne dépendent que des caractéristiques des grains, et la vitesse de chute de ces derniers est plus élevée, de telle sorte qu'ils se déplacent souvent par petits sauts ou par roulement sur le lit sédimentaire : ils ne connaissent pas la même vitesse moyenne que le fluide, et l'on ne sait pas décrire le détail de leurs mouvements.

Les stratégies de modélisation du transport de ces deux types de matériel particulaire sont très différentes. Ne pouvant décrire le mouvement des sables, on en quantifie directement le flux solide à l'aide d'une formulation semi-empirique de la capacité de transport de l'écoulement (ou flux solide à l'équilibre) que l'on relie à l'écoulement. Les évolutions des fonds (érosion/dépôt) sont alors déduites de la divergence des flux solides calculés, en respectant la conservation de la masse. Hors équilibre, on a introduit, mais seulement depuis les années 1980 le concept de "mise en régime" (e.g. Holly et Rahuel, 1990), qui permet de ne pas supposer qu'un déclenchement de transport de sable ne se fasse instantanément au taux observé à l'équilibre. Les vases, quant à elles, sont classiquement modélisées par résolution d'une équation d'advection/dispersion, dans laquelle on cherche à décrire l'évolution de la concentration en suspension, transportée à la vitesse du courant, sans supposer d'équilibre, et en se donnant un flux d'érosion par unité de surface de sédiment, paramétré en fonction de l'état de consolidation de celui-ci. Dans ce cas les évolutions des fonds se calculent par différence entre les flux d'érosion et de dépôt.

Si la différence d'approche se justifie par le mode de transport des différents matériaux, elle est d'abord "culturelle", la dynamique sédimentaire ayant d'abord été développée pour les déplacements de matériaux grossiers en milieu fluvial où l'écoulement est quasi stationnaire. S'agissant des sables fins, le mode de transport est majoritairement la suspension, la saltation n'intervenant que pour un nombre de Shields très proche de la valeur critique de mise en mouvement (les courbes de mise en mouvement et de mise en suspension convergent lorsque le nombre de Reynolds de la particule diminue (e.g. Van Rijn, 1989). Il est alors raisonnable de traiter le transport de ces sables fins comme celui des vases, i.e. par advection/dispersion, à condition de disposer d'une formulation adaptée pour les flux d'érosion ("pick up function") : c'est l'objet de la première partie de ce chapitre.

Mais surtout, dans de nombreuses configurations du milieu marin côtier, le fond est constitué de sédiments mixtes, soit sous forme de vrais mélanges de sables et de fines, soit sous forme de couches alternées plus ou moins fines de sable et de vase (exemples en France : Grande Vasière

du golfe de Gascogne, baie du mont St-Michel, baie des Veys, embouchure de la Seine...). Il est donc crucial de pouvoir modéliser simultanément les deux types de sédiment. Le présent chapitre vise à traiter la modélisation du transport de sable en suspension via des flux de dépôt et d'érosion. Le cas de mélanges entre sables fins et vases, et en particulier la modélisation de leur transport simultané en considérant que le sable est majoritairement transporté en suspension, est traité dans le chapitre 5.

3.2 Modélisation du transport de sable fin en suspension

3.2.1 Synthèse bibliographique : *flux d'érosion versus concentration de référence*

Dans une première phase, nous avons exploré la possibilité de traiter la dynamique des sables fins en résolvant une équation d'advection-diffusion de la concentration en suspension. Si la résolution d'une telle équation est classique, avec quelques écueils (formulation de la diffusion turbulente, diffusion numérique des schémas d'advection...), l'application au transport de sédiment se heurte à la difficulté d'exprimer la condition à la limite du fond, c'est à dire à l'interface eau/sédiment. Deux tendances se dégagent :

- L'imposition d'une concentration "de référence" C_a à une hauteur de référence a au-dessus du fond, qui résulte de l'hypothèse que rapidement un équilibre se met en place entre dépôt près du fond et érosion. Cette concentration de référence est a priori exprimée en fonction des contraintes sur le fond τ et des caractéristiques du sédiment (*e.g.* Smith et Mac Lean, 1977). Lorsque l'équilibre se généralise à l'ensemble de la colonne d'eau (chute des particules compensée par le mélange vertical turbulent), l'équation de conservation de la concentration en suspension a une solution analytique proposée en 1938 par Rouse.
- Une condition de flux à l'interface, résultant 1) d'un flux d'érosion empirique E qui dépend comme C_a du forçage et des caractéristiques du sédiment et 2) d'un flux de dépôt déterminé comme le produit de la concentration près du fond par la vitesse de chute W_s . A l'équilibre, les échanges eau/sédiment se compensent de telle sorte que le flux net est nul, et l'on se ramène au cas précédent, avec $E = -W_s \cdot C_a$. Hors équilibre, les flux ne se compensent pas nécessairement, et l'on peut avoir érosion ou dépôt résiduels. Cette approche est donc moins réductrice, et permet non seulement d'évaluer la concentration en suspension, mais aussi les érosions et les dépôts.

Expressions du flux d'érosion de sable :

Quelques (rares) fonctions d'érosion des sables (ou "pick-up functions") ont été proposées dans la littérature. Citons celle Chapalain et Thais (2000) inspirée de l'expression de la concentration de référence de Smith et Mac Lean (1977) :

$$E = (1 - p) \left(\frac{\gamma_0 T}{1 + \gamma_0 T} \right) W_s$$

p : porosité du sédiment

γ_0 : paramètre empirique

T : excès de cisaillement = $(\tau - \tau_{cr}) / \tau_{cr}$

τ_{cr} : cisaillement critique (selon relation de Shields)

ou encore celle de Nelson, reprise par Beach et Sternberg (1988):

$$E = (1-p)(\gamma T)W_s$$

On peut noter que pour les grandes valeurs de cisaillement, l'expression de Smith et Mac Lean présente une valeur plafond : $Ws(1-p)$.

On peut aussi mentionner les formulations de Van Rijn (1984) ou de Fredsoe et al. (1986) : Van Rijn (1984, 1986 b) a déduit une expression du flux d'érosion E d'expériences en laboratoire, réalisées pour des conditions d'équilibre (i.e. pour un écoulement stationnaire et uniforme horizontalement). Il a expérimenté 5 types de sables (diamètre moyen allant de 130 μm à 1500 μm) pour des courants permanents allant de 0.5 m/s à 1 m/s. Il propose :

$$E = 0.00033 \rho_s (\Delta g D_{50})^{0.5} D_*^{0.3} T^{1.5}$$

où $\Delta = (\rho_s - \rho) / \rho$, $D_* = D_{50} (\Delta g / \nu^2)^{1/3}$ et $T = (\tau_b - \tau_{cr}) / \tau_{cr}$ (τ_{cr} d'après Shields).

Fredsoe et al. (1986) proposent une expression du type :

$$E = w_s c_{a,e}$$

$$\text{avec } c_{a,e} = \frac{0.65}{(1 - 1/\lambda)^3}$$

$$\lambda(\text{concentration linéaire}) = \left(\frac{\theta - \theta_c - \pi p_* / 6}{0.027 s \theta} \right)^{1/2} \quad \text{pour } \theta > \theta_c + \pi p_* / 6$$

$$\lambda = 0 \quad \text{pour } \theta > \theta_c + \pi p_* / 6$$

Pour des écoulements non permanents (vagues symétriques ou asymétriques), Davies et Li (1997) ont comparé les résultats d'un modèle 1DV obtenus avec une approche *concentration de référence*, ou une approche *flux d'érosion*, sans conclure à une nette préférence entre les deux. Certains auteurs suggèrent d'ajouter au transport en suspension une contribution du charriage, représentant par exemple le transport entre le fond et la hauteur de référence a . Cette contribution est souvent considérée négligeable pour des sables fins. Davies et Li (1997) montrent dans le cas de mouvements oscillants que l'ajout d'un transport par charriage n'améliore pas les résultats.

3.2.2 Validation 1DV de la modélisation du transport en suspension de sable par advection/diffusion, sous l'action d'un courant permanent

Nous avons comparé les flux horizontaux de transport de sable déduits d'une modélisation de type "advection/diffusion" (modèle SiAM-1DV, Le Hir et al., 2001a) à des formules empiriques classiques appliquées à des sables de même granulométrie (fine). L'exercice nous a montré une forte sensibilité des résultats au calcul du flux de dépôt près du fond : en effet, lorsque le régime permanent est atteint, le flux de dépôt doit évaluer le flux d'érosion, fixé. Dans une colonne d'eau "discrétisée", ce flux de dépôt ne doit pas être exprimé en fonction d'une

concentration au milieu de la maille inférieure, mais plutôt à la base de cette maille, sachant que la concentration augmente à l'infini (selon Rouse) en s'approchant du fond... Par ailleurs, il est essentiel que les transports calculés soient indépendants de la résolution verticale du modèle, celle-ci pouvant varier dans une simulation 3D.

Nous avons supposé qu'au sein de la maille du fond le profil de type "Rouse" était valide, et en avons déduit une extrapolation de la concentration à une hauteur de référence à partir de la concentration dans la maille inférieure. Le flux de dépôt est exprimé à cette hauteur de référence qui constitue un paramètre du modèle (solidaire du paramétrage de la loi d'érosion qui doit être exprimée à la même cote que le dépôt, par continuité).

Cependant le flux horizontal de sable, calculé directement comme $\sum_{k \text{ couches}} u_k C_k$ s'est avéré très sensible à la discrétisation verticale : le problème a été résolu en calculant le flux dans la maille de fond à partir de l'intégrale $\int_{ep.couche.fond} u(z)c(z)dz$, en supposant $u(z)$ logarithmique. Le calcul numérique de cette intégrale est réalisé en discrétisant la couche de fond selon un raffinement géométrique afin de mieux décrire les gradients croissants de la concentration vers le bas. Le flux résultant se stabilise alors rapidement.

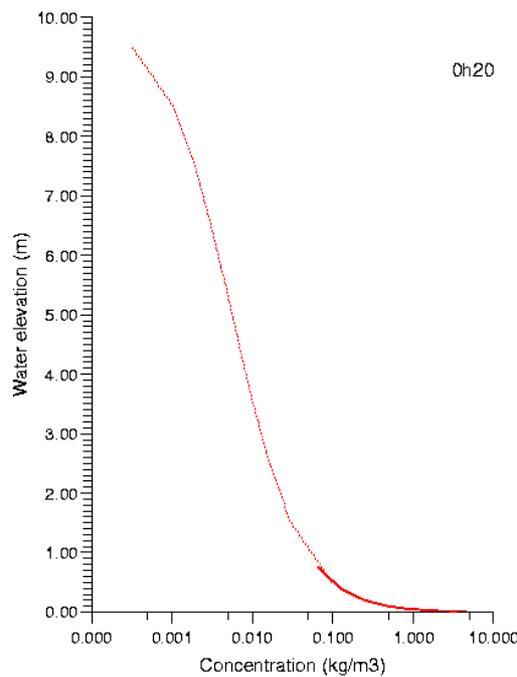


Figure 3.2.1 : exemple de profil à l'équilibre de concentration de sable en suspension, calculé avec le modèle Siam-1DV (Courant moyen : 1,5 m.s⁻¹; hauteur d'eau : 10 m ; diamètre du sable : 200 μm ; Discrétisation verticale : 1 m, Hauteur de référence (flux de dépôt) : 1 cm)

Le profil en gras dans la couche de fond de la figure 3.2.1 est la solution analytique de Rouse : quelle que soit la résolution verticale du modèle, nous avons noté une bonne continuité entre le profil simulé numériquement et le profil de Rouse près du fond, et donc une indépendance du profil simulé vis-à-vis de la discrétisation.

La figure 3.2.2 permet de situer les flux de sable ainsi simulés, en choisissant l'expression de Beach et Sternberg (1988) pour le flux d'érosion (avec $\gamma_1 = 2,2 \cdot 10^{-3}$, $p = 0,35$, $a = 5 \text{ mm}$, W_s selon Soulsby (1997) et τ_{cr} selon Shields) parmi les formulations empiriques de capacités de transport total proposées par Engelund et Hansen (in Soulsby, 1997) ou par Van Rijn (ibidem), couramment utilisées pour des sables fins. On note qu'après raffinement de l'intégration dans la couche de fond le modèle est peu sensible à la discrétisation verticale. Le modèle de transport en suspension, formulé en advection/diffusion avec loi d'érosion, s'avère ainsi capable de reproduire les variations de transport solide telles qu'évaluées à partir des formules classiques qui ont été validées par des tests en laboratoire, dans la gamme d'incertitude qui les caractérise.

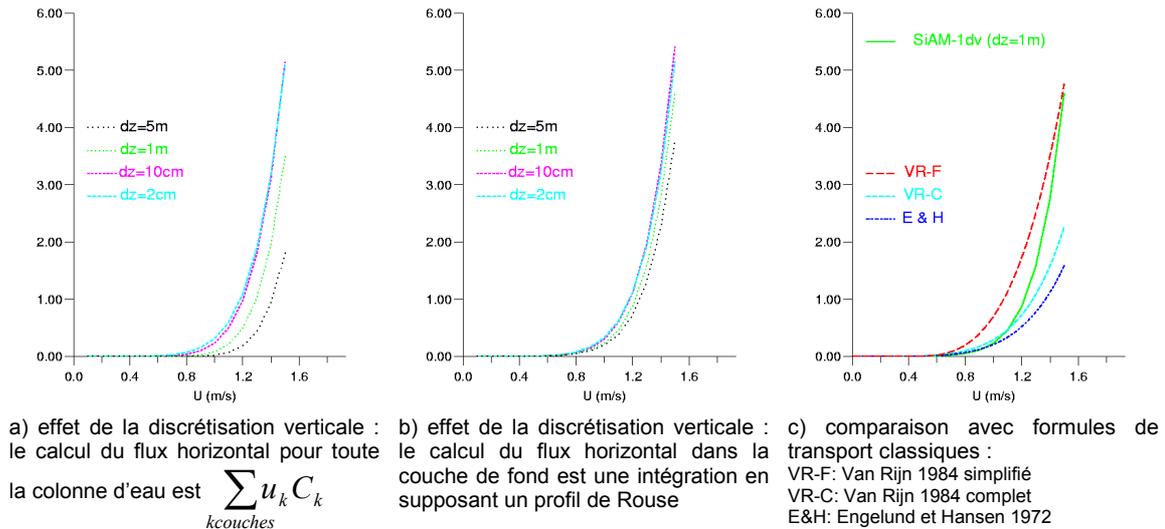


Figure 3.2.2 Simulation du flux de transport ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{s}^{-1}$) de sable ($\Phi = 200 \mu\text{m}$) en fonction du courant, par intégration d'un modèle 1DV (modèle SiAM-1DV).

3.3 Transport de sable en suspension par érosion/dépôt : adaptation des formulations dans un modèle 3D opérationnel

Dans la partie 3.2, une synthèse bibliographique concernant les expressions mathématiques utilisées pour calculer les flux d'érosion et de dépôt a été présentée, suivie de tests réalisés à l'aide du code SiAM-1DV consistant à simuler des flux horizontaux de sable à l'équilibre pour des courants moyens compris entre 0.1 et 2 $\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$ et une hauteur d'eau de 10 m. La sensibilité des résultats à la discrétisation verticale ainsi qu'à la « hauteur de référence » à laquelle est exprimé le flux de dépôt a été évaluée. Un résultat important est que pour la stratégie de modélisation adoptée dans le code SiAM-1DV, le transport de sable en suspension calculé dépend peu de la discrétisation verticale. Cependant, la variation du transport en suspension en fonction du courant moyen reste un peu trop non-linéaire comparativement aux variations données par les formules de transport total classiques (e.g. Engelund et Hansen, 1972) qui sont supposées reproduire les transports mesurés.

Etant donné les vitesses de chute importantes des grains de sable (de l'ordre de quelques $\text{cm} \cdot \text{s}^{-1}$, soit environ au moins un ordre de grandeur supérieur aux vitesses de chute des particules fines), un calcul pleinement 3D du transport de sable serait difficilement réalisable, car alors les conditions de stabilité du modèle imposeraient un pas de temps trop petit. Les simulations à

moyen terme (\sim quelques années) pour l'ensemble du domaine d'étude réalisées avec le modèle SiAM-3D seraient trop coûteuses en temps de calcul.

Les grains de sable en suspension, du fait de leurs vitesses de chute relativement élevées, sont transportés principalement près du fond. Ainsi, il paraît acceptable de simuler le transport de sable uniquement dans la couche de fond. Cette stratégie est d'autant plus envisageable qu'une version en coordonnées réduites (σ) du code SiAM-3D a été réalisée : les variations de l'épaisseur de la couche de fond d'une maille à l'autre sont alors relativement faibles. Le transport de sable en suspension est donc calculé en résolvant une équation d'advection/diffusion uniquement pour la couche de fond. En supposant que la concentration et le courant ne varient pas dans la direction y , l'équation de conservation des grains de sable en suspension dans la direction x s'écrit :

$$\frac{\partial(ep(kmi)C_{kmi})}{\partial t} + \frac{\partial(ep(kmi)C_{kmi}U_{kmi})}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x}(ep(kmi)k_H \frac{\partial C_{kmi}}{\partial x}) = E - D \quad (3.3.1)$$

C_{kmi} et U_{kmi} : concentration de sable et intensité du courant dans la couche de fond

$ep(kmi)$: épaisseur de la couche de fond

E, D : flux d'érosion et de dépôt

En discrétisant cette équation, la variation de la concentration (de la couche de fond) pour une maille i donnée vaut :

$$\frac{ep(kmi, i, t + \Delta t)C_{kmi}(i, t + \Delta t) - ep(kmi, i, t)C_{kmi}(i, t)}{\Delta t} = diffusion + flux(i-1) - flux(i) + E - D$$

$$\begin{aligned} flux(i-1) &= C_{kmi}(i).U_{kmi}(i) && \text{si } U_{kmi} < 0 \\ &= C_{kmi}(i-1).U_{kmi}(i-1) && \text{sinon} \\ flux(i) &= C_{kmi}(i).U_{kmi}(i) && \text{si } U_{kmi} < 0 \\ &= C_{kmi}(i+1).U_{kmi}(i) && \text{sinon} \end{aligned}$$

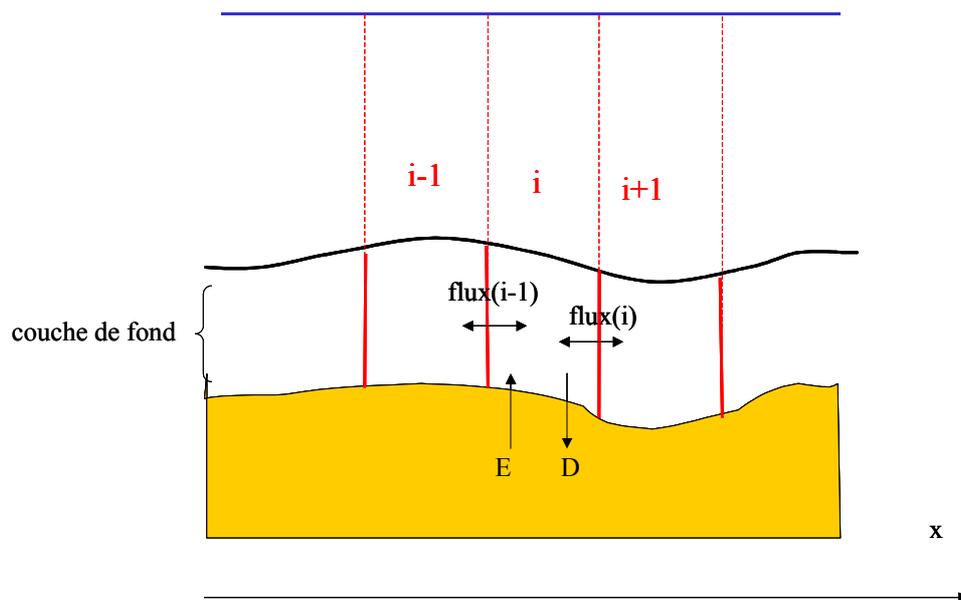


Figure 3.3.1 Schématisation de la modélisation du transport de sable en suspension dans la couche de fond

3.3.1 Expression du flux de dépôt

Pour calculer le flux de dépôt de sable, il est nécessaire de connaître la concentration de sable près du fond C_{fond} . La concentration (moyenne) de la couche de fond est donc extrapolée à une hauteur de référence a_{ref} près du fond, en supposant que le profil de concentration dans la couche de fond suit un profil de Rouse (profil à l'équilibre) :

$$D = Ws.C_{fond} \quad (3.3.2)$$

$$\text{avec : } C_{fond} = \frac{C_{kmi}.ep(kmi)}{\int_{a_{ref}}^{ep(kmi)} \left(\frac{h-z}{z} \frac{a}{h-a} \right)^{W_s/\kappa_*} dz}$$

Le calcul numérique de l'intégrale (au dénominateur) est réalisé en discrétisant la couche de fond selon un raffinement géométrique depuis le haut vers le bas, afin de mieux décrire les gradients croissants de la concentration vers le bas.

3.3.2 Expression du flux d'érosion

Les expressions du flux d'érosion d'un sédiment non cohésif, issues de la littérature (cf. § 3.2.1) sont en général de la forme :

$$E = E_0 T^\alpha \quad (3.3.3)$$

où E_0 et α sont des constantes

et $T = \tau/\tau_c - 1$, l'excès relatif de cisaillement τ par rapport au cisaillement critique τ_c (Shields) de mise en mouvement des grains de sable.

Les expressions de ce type sont empiriques. On conçoit d'ailleurs aisément que les flux d'érosion sont difficilement mesurables, puisque les flux de dépôt et d'érosion se produisent simultanément. Notre approche consiste à considérer que E_0 et α sont des paramètres du modèle à ajuster de telle sorte que les flux horizontaux de sable calculés soient comparables aux flux mesurés pour des conditions hydrodynamiques et des paramètres sédimentaires identiques. Dans § 3.3.2, le choix de la formulation de Beach et Sternberg (1988) n'est pas justifié ; cette formulation est utilisée à titre d'exemple pour évaluer la capacité et la sensibilité (e.g. à la discrétisation verticale) d'un modèle de transport de sable en suspension via des flux de dépôt et d'érosion.

3.3.3 Correction du flux horizontal

Le sable étant transporté uniquement dans la couche de fond, le flux horizontal est d'autant plus sous-estimé que le mélange est important ou que la hauteur d'eau est faible (pour un maillage en coordonnées réduites, l'épaisseur de la couche de fond est une fraction de la hauteur d'eau). Pour minimiser cette erreur, la stratégie adoptée est d'estimer un flux horizontal en supposant pour toute la hauteur d'eau que la concentration suit un profil de Rouse et que le courant suit un profil logarithmique. Soit:

$$C(z) = C_{fond} \left(\frac{h-z}{z} \frac{a_{ref}}{h-a_{ref}} \right)^{Ws/\kappa u_*}$$

Expression de la concentration pour toute la hauteur d'eau

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

Expression du courant

Le flux estimé vaut alors : $\int_{\text{eau}} u(z)c(z)dz$.

Le calcul numérique de cette intégrale est réalisé en discrétisant la hauteur d'eau selon un raffinement géométrique depuis le haut vers le bas, afin de mieux décrire les gradients croissants de la concentration vers le bas. L'intégration s'effectue depuis le fond (plus précisément depuis la cote z_0) en supposant que la concentration entre z_0 et a_{ref} vaut la concentration de référence C_{fond} (exprimée en a_{ref}). Le transport entre le fond et la hauteur de référence est donc sous-estimé puisqu'en réalité la concentration augmente depuis la hauteur de référence vers le fond. Les courants de marée à l'embouchure de la Seine sont forts et le sable est fin ($D_{50} = 200 \mu m$), de telle sorte que le transport sous la hauteur de référence (où les intensités des courants sont faibles) est négligeable devant le transport total ; ce qui ne serait pas le cas pour un environnement caractérisé par des courants faibles ou des sables grossiers.

Le facteur correctif à appliquer sur le flux horizontal vaut donc :

$$f = \frac{\int_{\text{eau}} u(z)c(z)dz}{ep(kmi) \cdot U_{kmi} \cdot C_{kmi}} \quad (3.3.4)$$

3.3.4 Transport du sable en suspension sous l'action simultanée houle + courant

Le modèle de transport de sable en suspension dans la couche de fond via des flux de dépôt et d'érosion est adapté dans le cas d'un transport sous l'action simultanée de vagues et d'un courant permanent.

La contrainte de cisaillement sur le fond qui résulte des interactions non linéaires houle-courant est calculée selon la procédure paramétrique proposée par Soulsby et al. (1993), à partir de la contrainte liée au courant seul τ_c et de la contrainte due aux vagues τ_w . La contrainte de cisaillement sur le fond est alors caractérisée par sa valeur moyenne τ_m et sa valeur maximale τ_{max} pendant une période de vague.

Le flux d'érosion est calculé par la relation (3.3.3) en considérant la contrainte maximale τ_{max} pendant une période de vague :

$$E = E_0 \left(\frac{\tau_{max}}{\tau_e} - 1 \right)$$

Pour calculer le flux de dépôt $Ws \cdot C_{fond}$, la relation (3.3.2) est adaptée pour tenir compte du mélange vertical turbulent généré par le forçage houle-courant. Le profil vertical de concentration de Rouse est modifié pour tenir compte de la présence de vagues, d'après une schématisation semi-empirique proposée par Soulsby (1997).

Une couche limite de vague est définie, dans laquelle le mélange turbulent est déterminé par la contrainte de cisaillement τ_{max} .

- Epaisseur de la couche limite de vague :

$$z_w = \frac{u_{*max} T}{2\pi} = \frac{(\tau_{max} / \rho)^{1/2}}{2\pi}$$

- Profil de concentration dans la couche limite de vague ($z < z_w$) :

$$c(z) = c_{fond} \left(\frac{h-z}{z} \cdot \frac{z_a}{h-z_a} \right)^{b_{max}} \quad (3.3.5)$$

avec $b_{max} = \frac{W_s}{\kappa u_{*max}}$ (équivalent au nombre de Rouse pour un mélange turbulent par les vagues)

- Profil de concentration au dessus de la couche limite de vague ($z > z_w$):

$$c(z) = c(z_w) \left(\frac{h-z}{z} \cdot \frac{z_w}{h-z_w} \right)^{b_m} \quad (3.3.6)$$

avec $b_m = \frac{W_s}{\kappa u_{*m}}$

La concentration au sommet de la couche de vague $c(z_w)$ est exprimée en fonction de la concentration de référence c_{fond} en utilisant la relation (3.3.5).

$$d'où : c_{fond} = \frac{C(kmi) * ep(kmi)}{k_1 \int_{z_a}^{z_w} \left(\frac{h-z}{z} \right)^{b_{max}} dz + k_2 \int_{z_w}^{z_{haut}} \left(\frac{h-z}{z} \right)^{b_m} dz} \quad (3.3.7)$$

avec $k_1 = \left(\frac{z_a}{h-z_a} \right)^{b_{max}}$ et $k_2 = \left(\frac{z_a}{z_w} \right)^{b_{max}} \left(\frac{h-z_w}{h-z_a} \right)^{b_{max}} \left(\frac{z_w}{h-z_w} \right)^{b_m}$

z_{haut} est le sommet de la couche de fond du modèle.

Pour la correction du flux horizontal, on tient compte du mélange éventuel sur toute la hauteur d'eau et le facteur correctif à appliquer vaut :

$$f = \frac{\int_{fond}^{z_w} u(z)c(z)dz + \int_{z_w}^{surf} u(z)c(z)dz}{ep(kmi) \cdot U_{kmi} \cdot C_{kmi}} \quad (3.3.8)$$

avec $c(z) = c_{fond} k_1 \left(\frac{h-z}{z} \right)^{b_{max}}$ pour $z < z_w$

et $c(z) = c_{fond} k_2 \left(\frac{h-z}{z} \right)^{b_m}$ pour $z > z_w$

Pour les simulations présentées dans ce chapitre (avec ou sans vagues), la rugosité du fond considérée pour le flux d'érosion est une rugosité de peau (relative à la taille des grains), tandis

que pour le mélange vertical turbulent c'est la rugosité de forme (liée à la taille d'éventuelles rides de fond) qui est considérée. Cette distinction, préconisée entre autres par Soulsby (1997), traduit le fait que les processus d'érosion sont associés à des mouvements turbulents plus locaux.

3.3.5 Paramétrage du modèle de transport de sable SiAM par comparaison des transports solides simulés avec ceux qui résultent de l'application de formules classiques ou de modèles discrétisés sur la verticale

Le code SiAM-1DV (qui est alors dégénéré en une version 0D) est utilisé avec la schématisation présentée ici pour calculer les valeurs du transport à l'équilibre en fonction du courant moyen, pour une hauteur d'eau de 5 m, un diamètre de grain de 0.25 mm et une épaisseur de couche de fond de 50 cm. Ces valeurs sont représentées sur la courbe rouge de la figure 3.3.2 (a), d'après Davies et al. (2001). Les paramètres E_0 et α ont été ajustés pour que les valeurs des transports calculés soient comparables aux valeurs données par les formules classiques.

Paramètres du modèle de transport de sable en suspension dans la couche de fond :

- Pour le flux d'érosion ($E = E_0.T^\alpha$) : $E_0 = 0.01 \text{ kg. m}^{-1}.\text{s}^{-1}$ $\alpha = 0.5$
- Hauteur de référence pour le flux de dépôt : $a_{\text{ref}} = 0.05 \text{ m}$

On peut noter que la valeur obtenue pour le paramètre α (0.5) est plus faible que les valeurs généralement proposées dans la littérature (α est compris entre 1 (e.g. Beach et Sternberg, 1988) et 1.5 (Van Rijn, 1984)). La valeur de E_0 ($0.01 \text{ kg.m}^{-1}.\text{s}^{-1}$) est du même ordre de grandeur que les valeurs de la littérature, qui présentent une forte variabilité (e.g. Beach et Sternberg (1988) proposent $0.4 \text{ kg.m}^{-1}.\text{s}^{-1}$, Van Rijn $3.68 \cdot 10^{-3} \text{ kg. m}^{-1}.\text{s}^{-1}$). La hauteur de référence ($a_{\text{ref}} = 5 \text{ cm}$) à laquelle est estimée le dépôt est une valeur plutôt élevée comparativement aux valeurs de la littérature ; généralement les auteurs préconisent une hauteur de référence de quelques diamètres de grains (e.g. pour Smith et McLean (1977) $a_{\text{ref}} = 2D$, soit 0.5 cm pour le cas présent), pour Van Rijn $a_{\text{ref}} = 0.01h$ si $h \gg \text{dimension des rides}$ ce qui est le cas ici, Garcia et Parker (1991) proposent $a_{\text{ref}} = 0.05h$.

Le transport calculé par le code SiAM pour un forçage houle + courant a également été comparé aux résultats de modèles plus élaborés finement discrétisés sur la verticale et qui simulent les variations de l'écoulement et de la concentration de sable en suspension pendant une période de vague (fig. 3.3.2 b), d'après Davies et al., 2001). Les modèles 'STP', 'Two-Phase Flow', 'K- ϵ ' et 'TKE' prennent en compte une composante de transport par charriage (Davies et al., 2001). Il faut préciser que ce type de modèle finement discrétisé en temps et en espace, appelé modèle de « recherche » par Davies et al. (2001), est dédié spécifiquement à l'étude du transport de sable sur des temps très courts. Leur utilisation pour des simulations morphodynamiques à moyen terme (quelques années) sur des domaines étendus comme l'estuaire de la Seine est difficilement envisageable en raison d'un coût trop élevé en terme de temps de calcul.

Pour les simulations avec ou sans vagues, la rugosité du fond est imposée :

$$k_s = 0.1m \text{ pour } U \leq 1m.s^{-1}; k_s = 0.08m \text{ pour } U \leq 1m.s^{-1}; k_s = 0.06m \text{ pour } U = 1m.s^{-1}$$

$$k_s = 0.03m \text{ pour } U = 1.8m.s^{-1}; k_s = 0.625mm = 2.5.D_{50} \text{ (fond non ridé) pour } U = 2m.s^{-1}$$

Les valeurs du transport calculées par SiAM-1DV pour les courants les plus forts ($U = 1.8m.s^{-1}$ et $U = 2m.s^{-1}$) paraissent faibles en comparaison des valeurs calculées par les autres modèles (fig. 3.3.2 a) et b)). Ce n'est plus le cas si on observe les courbes qui résultent de l'application de formules de transport (fig. 3.3.2 c) et d)); en effet sur ces figures on peut noter que les résultats de modèles discrétisés (e. g. TKE) sont parmi les plus élevés pour des courants forts. 'BIJKER', 'Dibajnia-Watanabe' et 'Bagnold-bailard' sont des formules de transport total (charriage + suspension) (Davies et al. 2001). Les conditions de simulation pour les fig. a) et b) diffèrent des conditions pour les fig. c) et d) sur les points suivants : $k_s = 0.02m$ pour $U = 2m.s^{-1}$ et le diamètre des grains considéré vaut : $170\mu m$ pour $U \leq 0.5m.s^{-1}$ et augmente jusqu'à $250\mu m$ pour $U = 2m.s^{-1}$.

De manière générale, les courbes de transport obtenues par SiAM-1DV (dans sa version dégénérée en 0D) sont satisfaisantes puisque les variations du transport en fonction du courant moyen, avec ou sans vagues, sont comparables à celles calculées par des modèles discrétisés sur la verticale ou calculées par des formules de capacité de transport censées reproduire des transports mesurés. Il faut cependant noter la variabilité importante des résultats des différents modèles ou des formules de transport.

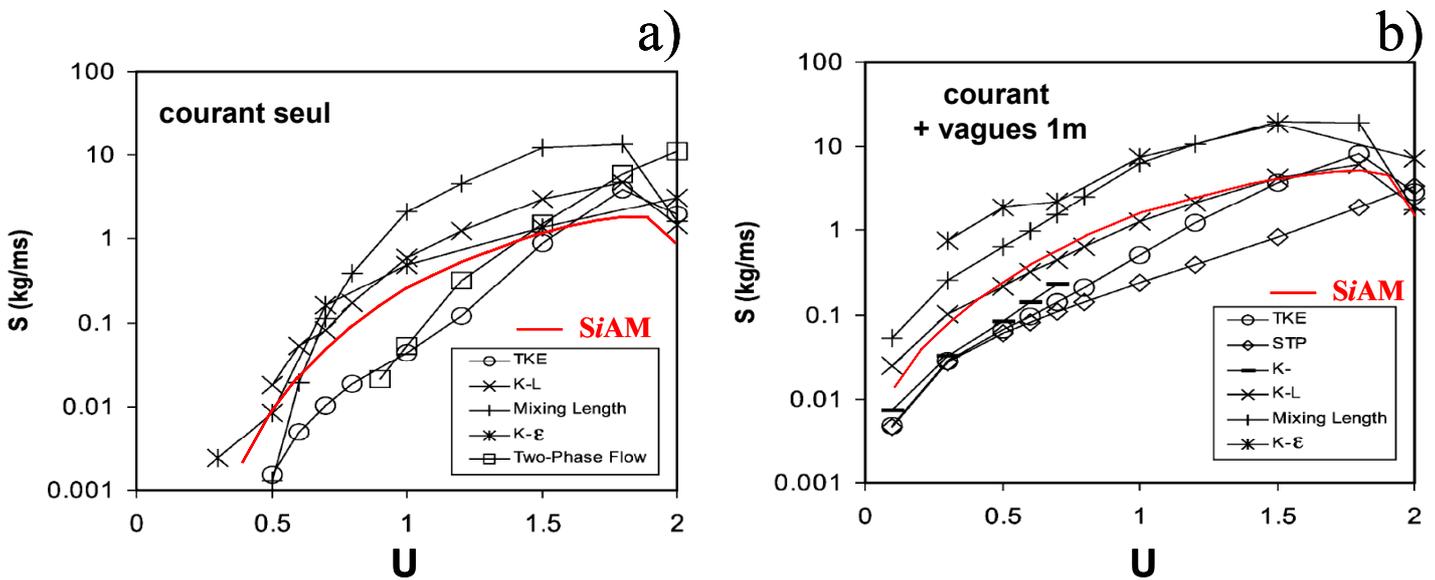


Figure 3.3.2 a) et b) Variations du flux horizontal à l'équilibre en fonction du courant moyen calculées par des modèles 1DV finement discrétisés (TKE, STP, Two-Phase Flow, K-ε, K-L et Mixing Length) et par SiAM (version 0D, transport dans la couche de fond). La hauteur d'eau est de 5 m et le diamètre des grains est de $250\mu m$ (D'après Davies et al., 2001).

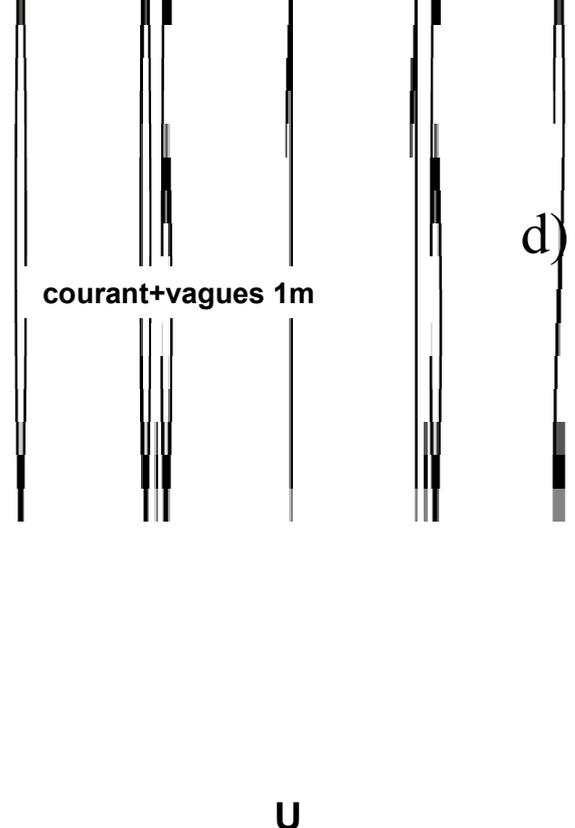
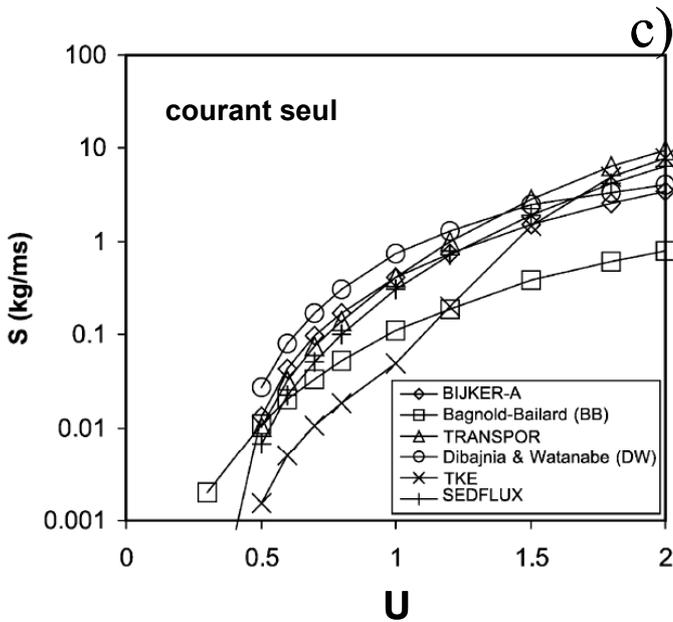


Figure 3.3.2 c) et d) Variations du flux horizontal à l'équilibre en fonction du courant moyen calculées par des modèles 1DV finement discrétisés (TKE, STP, TRANSPOR) et par des expressions de transport total (Bijker, Bagnold-Bailard, Dibajnia & Watanabe). La hauteur d'eau est de 5 m et le diamètre des grains transportés varie en fonction du courant moyen : $170\mu\text{m}$ pour $U \leq 0.5\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$ et augmente jusqu'à $250\mu\text{m}$ pour $U=2\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$ (D'après Davies et al., 2001).

3.3.6 Comportement du modèle de transport de sable hors-équilibre

Les résultats présentés dans le paragraphe précédent, calculés par un modèle 0D, résultent de conditions de transport à l'équilibre, c'est à dire tels que les flux de dépôt et d'érosion se compensent. Pour qu'il y ait une tendance (nette) à l'érosion ou au dépôt, les conditions de transport doivent s'écarter des conditions d'équilibre. Dans le cas d'un transport de sable du à un courant, un tel écart peut résulter de variations spatiale ou temporelle du courant mais aussi d'une variabilité de la disponibilité de sable à éroder. Ce dernier point a fait l'objet d'une expérience en canal (Van Rijn, 1985) appelée expérience d'*ajustement*. Le principe de l'expérience est d'appliquer un courant permanent à un fond inérodable en amont puis sableux (fig. 3.3.3). La distance d'ajustement du transport sableux, c'est à dire entre la limite fond inérodable / fond sableux et le point à partir duquel le transport sableux est à l'équilibre, peut alors être mesurée. L'expérience a été réalisée pour un transport de sable du à l'action d'un courant permanent et de vagues.

Cette expérience est simulée par le modèle de transport de sable (dans la couche de fond) SiAM paramétré pour reproduire des intensités et des variations réalistes du transport solide en fonction du courant moyen (avec ou sans vagues, cf. § 3.3.5). Le modèle SiAM reproduit correctement l'ajustement du transport sableux vers un transport à l'équilibre. On peut noter également que la valeur du transport à l'équilibre simulée par le modèle SiAM est proche de la valeur mesurée. Le comportement hors-équilibre du modèle de transport de sable SiAM (paramétré en § 3.3.5) semble donc réaliste. D'autres tests, pour des conditions hydrodynamiques et des caractéristiques sédimentaires différentes, sont cependant nécessaires pour une réelle validation du modèle ou du moins préciser son domaine de validité.

A partir des mesures d'ajustement réalisées à laide de ce dispositif, Van Rijn (1989) propose un abaque (fig. 3.3.4) des variations de la distance de relaxation en fonction du nombre (adimensionnel) w_s/u_{*c} (u_{*c} représente l'intensité des vitesses de frottement liées au courant), qui est équivalent au nombre de Rouse, représentant l'intensité du mélange sur la verticale.

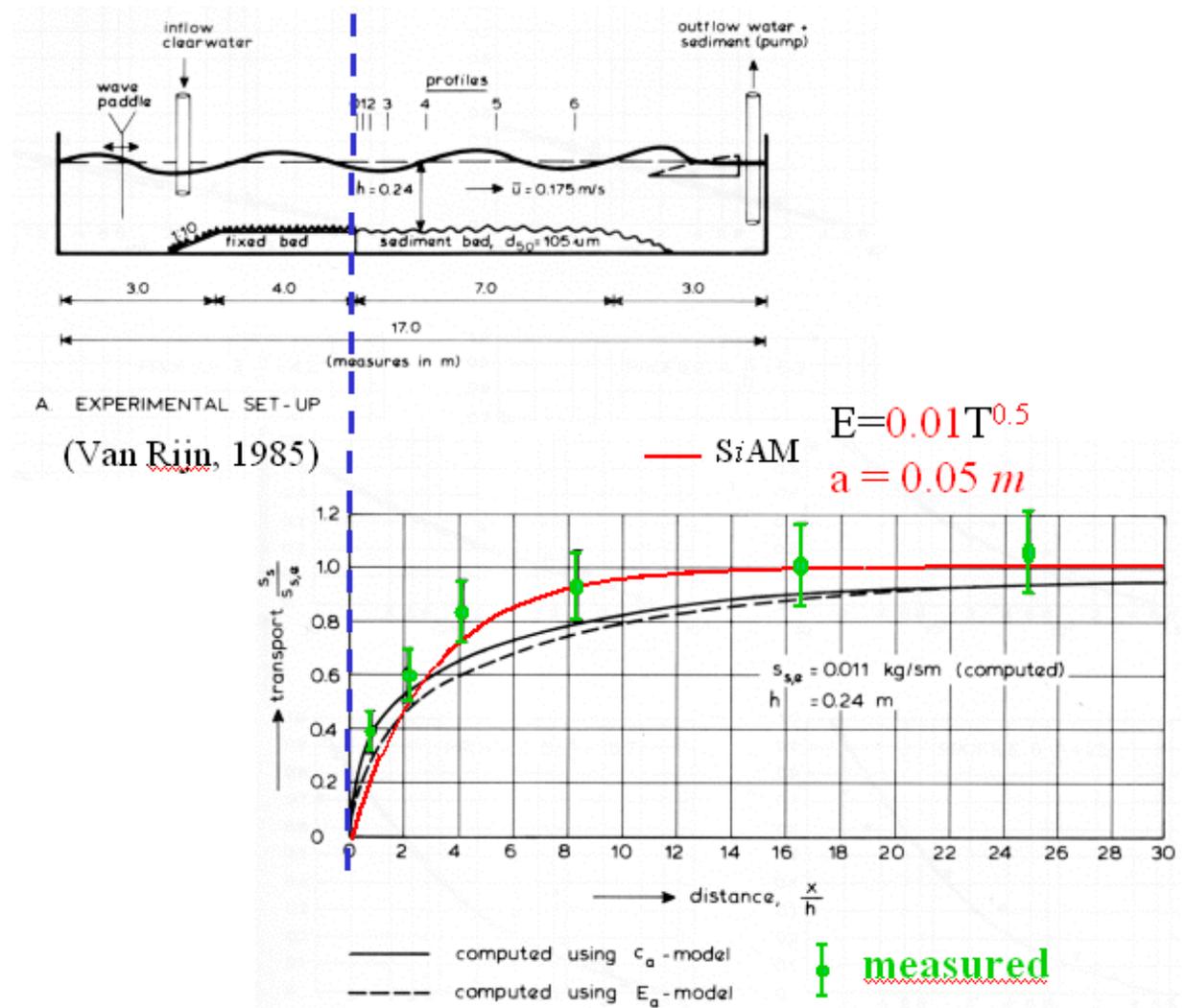


Figure 3.3.3 Haut: principe de l'expérience d'ajustement du transport sableux (Van Rijn, 1985). Bas : transports solides mesurés (barres verticales vertes), simulés par Van Rijn (traits noirs plein et pointillés) et simulés par le modèle SiAM (courbe rouge). Conditions de l'expérience : hauteur d'eau $h=0.24\text{m}$, intensité du courant $U=0.175\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$, hauteur des vagues $H=0.075\text{m}$, diamètre des grains $D_{50}=150\mu\text{m}$.

Les mesures réalisées par Van-Rijn sont relatives à des conditions hydrodynamiques particulières (en particulier les échelles d'espace sont réduites : les mesures d'ajustement se font sur une dizaine de mètres au plus). L'abaque reproduit (synthétise) en fait des distances d'ajustement simulées par modèle numérique, le modèle étant validé pour des distances d'ajustement réduites ; dans des conditions telles que les distances d'ajustement sont importantes, les résultats simulés sont supposés réalistes. Pour les conditions de l'expérience de la fig. 3.3.3, la distance d'ajustement se lit sur l'abaque comme suit. C'est la partie gauche (« underloading ») qu'il faut considérer. En ordonnée, on considère le rapport w_s/u_{*c} qui vaut environ 1. Pour chaque valeur du rapport w_s/u_{*c} , 3 courbes sont représentées suivant la valeur du rapport H_s/h . Dans le cas considéré le rapport H_s/h vaut 0.3 et il faut donc se placer entre les 2 courbes en pointillés (qui correspondent aux valeurs 0.2 et 0.3 du rapport H_s/h). L'axe des abscisses représente le flux solide relatif (par rapport au flux solide à l'équilibre S_e). Tout à gauche du graphe le flux solide est faible ($S/S_e = 10^{-1}$) et au milieu du graphe (à droite de la partie gauche « underloading ») il atteint sa valeur à l'équilibre ($S/S_e = 1$). Au milieu du graphe, un axe des ordonnées figure le rapport L/h , L étant la distance par rapport au point où le transport est à l'équilibre. En partant du milieu de la figure, où ce rapport vaut bien 0, on se déplace vers la gauche entre les 2 courbes en pointillés. Tout à gauche le transport est presque

nul et donc le rapport L/h qui est lu correspond à la distance d'ajustement. Pour les conditions de l'expérience, le rapport L/h lu vaut 20 et la distance d'ajustement vaut donc 4.8 m.

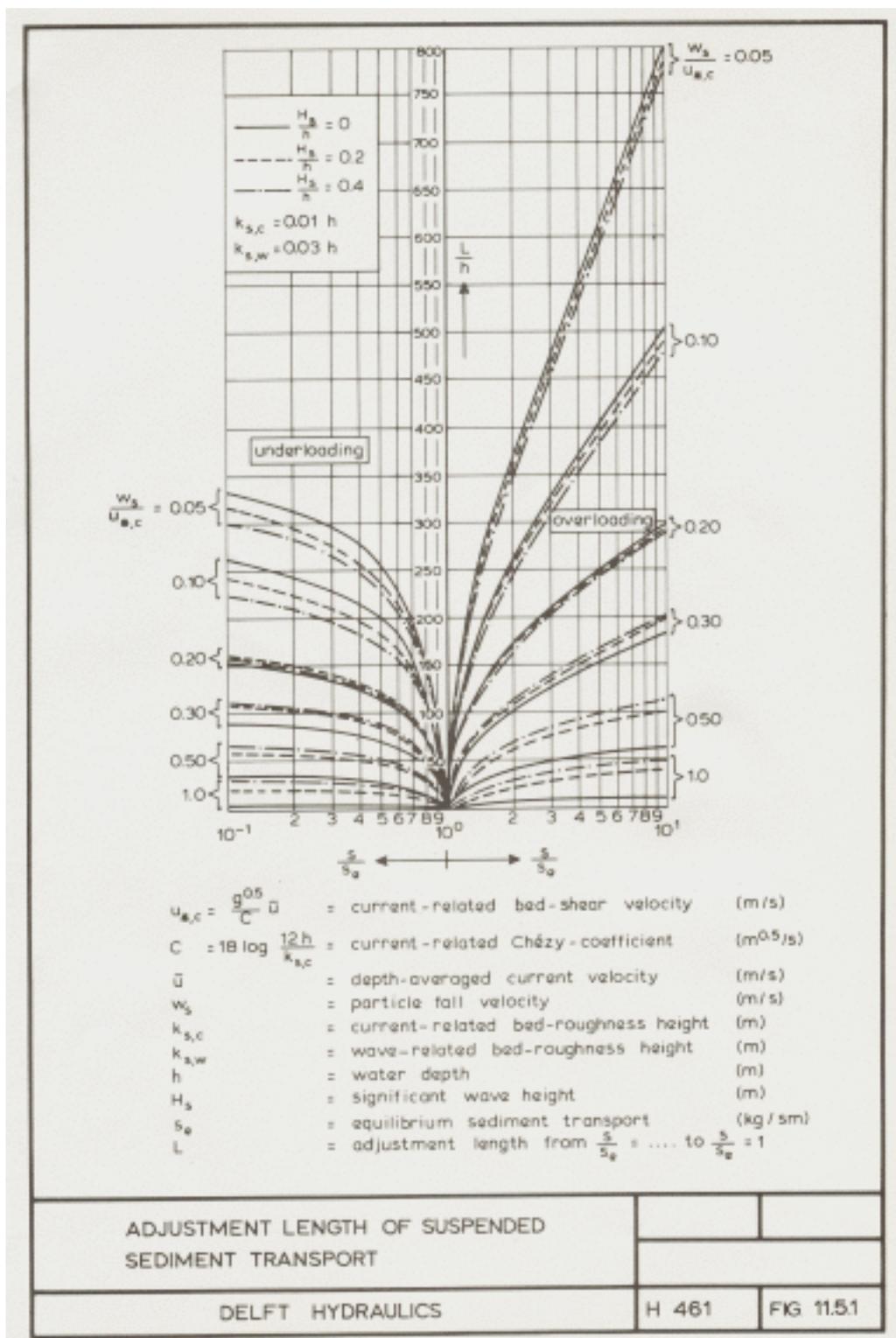


Figure 3.3.4 d'après Van Rijn (1989)

Chapitre 4 : Capacité morphodynamique du modèle SiAM-3D

4.1 Introduction

L'objectif principal de la présente étude est de développer un modèle de type processus capable de simuler les évolutions morphologiques à court et moyen terme d'un environnement sédimentaire mixte sablo/vaseux : l'embouchure de la Seine. La stratégie adoptée pour simuler conjointement les transports de sédiment cohésif (vase) et non-cohésif (sable) est détaillée en §5 (*Stratégie de modélisation du transport simultané sable/vase*). La procédure proposée pour simuler le transport de sable en suspension, via des flux de dépôt et d'érosion, a été présentée en §3. Cette procédure a été envisagée de telle sorte que les formulations mathématiques pour transporter les deux types de sédiment soient compatibles. En particulier, les formulations mathématiques pour la réactualisation bathymétrique dans le cas d'un fond sableux ou d'un fond vaseux sont similaires.

Quoi qu'il en soit, la simulation d'un environnement sablo/vaseux tel que l'embouchure de la Seine est un exercice complexe qui met en œuvre un nombre important de processus, notamment ceux liés à l'érosion des sédiments mixtes sable/vase. Afin de mieux appréhender le comportement morphodynamique (c'est à dire la capacité à reproduire des évolutions bathymétriques telles qu'un couplage morphodynamique soit nécessaire) du modèle SiAM-3D, il a été choisi de simuler des évolutions morphologiques de systèmes simples, aussi bien en terme de configuration que de forçage.

Dans un premier temps, la capacité du modèle SiAM à simuler l'évolution morphodynamique d'un environnement vaseux est évaluée. La configuration choisie est un estran dans une baie semi-fermée. Le forçage hydrodynamique est un forçage de marée semi-diurne ; la configuration est telle que le courant qui résulte du forçage est perpendiculaire au rivage. La présence de vagues (de faible amplitude) est également envisagée dans le forçage hydrodynamique. Un tel cas de figure peut paraître schématique. En réalité on peut le retrouver dans la nature (e.g. Robets et Whitehouse, 2000) et il présente l'avantage d'avoir été étudié selon différentes approches : mesures (Le Hir et al. 2000), modélisation numérique (Roberts et al., 2001 ; Pritchard et al., 2002; Uchiyama, 2005) ou par une approche plus analytique (Friedrichs et Aubrey, 1996). La multiplicité des approches rend l'évaluation de la capacité morphodynamique du modèle plus pertinente. Cette partie est présentée sous forme d'un article tel qu'il a été publié dans les Comptes Rendus Géoscience (Waeles et al., 2004). Il faut noter que la simulation de l'évolution morphologique d'une vasière intertidale constitue un test morphodynamique particulièrement sévère. D'une part parce que les hauteurs d'eau sont faibles et que donc les interactions morphodynamiques entre les variations bathymétriques et le

forçage hydrodynamique sont forts (une modélisation sans réactualisation bathymétrique serait forcément mise en défaut). D'autre part parce qu'un objectif majeur de cette étude est de pouvoir simuler un éventuel équilibre morphodynamique de l'estran ; un tel exercice est pertinent pour évaluer la capacité morphodynamique d'un modèle de type processus qui ne présuppose pas d'une possible morphologie à l'équilibre de l'estran.

L'évolution morphodynamique d'une structure sableuse dans un cas simple, une dune soumise à l'action d'un courant permanent, est également simulée à l'aide du code de calcul SiAM. Cette étape, qui contribue entre autres à évaluer le comportement du modèle de transport de sable pour des conditions hors équilibre, est primordiale. En effet, la simulation du transport de sable uniquement en suspension via des flux de dépôt et d'érosion (dont les paramétrages sont propres au modèle SiAM) n'est pas classique. De plus, la formulation mathématique par flux de dépôt et d'érosion de la réactualisation bathymétrique n'induit pas des évolutions morphologiques aussi directement (intuitivement) qu'une formulation plus classique pour laquelle la réactualisation bathymétrique résulte d'une divergence des flux horizontaux calculées par des formules de capacité de transport. Dans le cas d'une approche simulant le transport en suspension, la variation bathymétrique en chaque maille résulte de la différence entre les flux (verticaux) de dépôt et d'érosion qui peuvent être grands. On peut donc penser que l'évolution simulée d'une structure sableuse par flux de dépôt et d'érosion est sensible à la paramétrisation de ces flux. On rappelle que les formulations (ainsi que leur paramétrisation) des flux de dépôt et d'érosion de sable ont été ajustés pour reproduire des flux horizontaux à l'équilibre de transport de sable réalistes (chapitre I.3). Une première validation d'un tel modèle de transport de sable a été réalisée en reproduisant une expérience d'ajustement qui avait été réalisée en canal (Van Rijn, 1985 ; cf. fig. 3.3.4). La validation n'est que partielle puisque les conditions hydrodynamiques d'une telle expérience (hauteur d'eau et courant faibles) sont particulières. Le test morphodynamique de migration d'une dune ne peut fonctionner qu'à la condition que le couplage morphodynamique et le comportement hors-équilibre (pour les conditions simulées) du modèle de transport soient corrects ; en chaque maille c'est l'écart à l'équilibre qui détermine les tendances (nettes) au dépôt ou à l'érosion (dans le cas d'un transport à l'équilibre les flux de dépôt et d'érosion se compensent).

4.2 Capacité morphodynamique du modèle de transport de vase : modélisation morphodynamique cross-shore d'un estran vaseux

Océanographie (Géologie marine)

Modélisation morphodynamique *cross-shore* d'un estran vaseux

Benoît Waeles*, Pierre Le Hir, Ricardo Silva Jacinto

Ifremer, centre de Brest, DEL/EC, BP 70, 29280 Plouzané, France

Reçu le 4 avril 2003 ; accepté après révision le 16 mars 2004

Présenté par Jean Aubouin

Résumé

Des expériences numériques visant à simuler l'évolution du profil d'un estran vaseux ont été réalisées à l'aide d'un modèle morphodynamique 1D *cross-shore*. Dans un premier temps, le forçage hydrodynamique qui est imposé est un courant de marée perpendiculaire à la côte résultant d'un signal de marée semi-diurne. Puis, en considérant la conservation de la densité d'action des ondes de gravité, un calcul de hauteurs de vagues (et des contraintes de cisaillement qui en résultent) a été intégré dans le modèle morphodynamique. Les résultats des modélisations effectuées montrent que la pente de l'estran tend vers un équilibre. L'estran prograde continuellement lorsque le forçage est la marée seule, tandis que, sous l'action simultanée de la marée et des vagues, il peut être stable. *Pour citer cet article : B. Waeles et al., C. R. Geoscience 336 (2004).*
© 2004 Académie des sciences. Publié par Elsevier SAS. Tous droits réservés.

Abstract

Cross-shore morphodynamical modelling of an intertidal mudflat. Numerical experiments were performed to simulate the profile evolution of an intertidal mudflat with a 1D *cross-shore* morphodynamical model. First, the hydrodynamical forcing is a *cross-shore* tidal current due to semi-diurnal variations of the free surface elevation at the open boundary. Further, considering the conservation of the action density of surface gravity waves, a wave height (and resulting bottom shear stress) calculation is added to the morphodynamical model. Results of the numerical experiments show that the shape of the profile reaches equilibrium. The mudflat progrades continually when the forcing is tide only, whereas it can be steady under the simultaneous action of tide and waves. *To cite this article : B. Waeles et al., C. R. Geoscience 336 (2004).*
© 2004 Académie des sciences. Publié par Elsevier SAS. Tous droits réservés.

Mots-clés : zone intertidale ; modèle numérique ; courant de marée ; vagues ; sédiment cohésif ; équilibre morphodynamique

Keywords : intertidal flat; numerical model; tidal flow; waves; cohesive sediment; morphodynamical equilibrium

Abridged English version

The aim of the present paper is to improve the understanding of the effect of hydrodynamical factors on the morphological behaviour of intertidal mudflats. The hydrodynamical forcing on mudflats can be di-

* Auteur correspondant.

Adresse e-mail : bwaeles@ifremer.fr (B. Waeles).

vided into three main types: surface gravity waves, tide (and the associated flow) and the wind-induced flows. Our study is limited to the action of a cross-shore tidal current, with or without waves. Such a forcing is representative of what we observe on particular mudflats located in semi-enclosed bays.

The tool for numerical experiments is a hydrodynamical model coupled with a sediment transport model (SiAM [2]) in a 1DH configuration. The hydrodynamical model solves the so-called ‘depth-averaged shallow water equations’. The sediment transport model solves an advection/dispersion equation for the suspended matter. Bottom exchanges are formulated according to Partheniades’ formula for erosion and to Krone’s for deposition. A constant concentration C_{lim} is fixed at the open boundary during the flood.

Wave heights are calculated using the conservation equation for gravity waves’ energy (Eq. (1)). Maximum (τ_{max}) and mean (τ_m) values of the effective bottom shear stress resulting from current and waves interactions over one period are expressed following Soulsby et al.’s procedure [12]. Based on numerical simulations performed by Huynh-Thanh [6], a sinusoidal variation of the instantaneous bottom shear stress τ_{inst} is formulated (Eq. (4)). Deposition is calculated according to Krone’s formula using only the maximum value of the bottom shear stress τ_{max} (Eq. (5)). On the other hand, it is suggested that the erosion rate respects the evolution of the effective bottom shear stress during the wave period. Partheniades’ formulation is thus adapted to the presence of waves (Eq. (6)), by means of time integration over the wave period.

The first numerical experiment was performed with a semi-diurnal tide only (tidal range: 4 m). After more than 90 years of simulation, the mudflat is still accumulating sediment and prograding (advancing seaward). Furthermore, the mudflat profile reaches equilibrium after about 60 years of simulation. The shape of this profile is convex. This convexity as well as the tendency to prograde is in agreement with the results of numerical simulations performed by Pritchard et al. [10]. They are also in agreement with the observations showing that accreting mudflats are convex (e.g., [7]). The shape of this equilibrium profile is independent of the initial profile, but not the time which it takes to reach equilibrium: for an initial slope of the mudflat close to the equilibrium

profile (see Fig. 3), equilibrium appears before 13 years. The equilibrium profile seems to be determined by the hydrodynamical forcing, the sediment supply and the type of sediment. The shape of the equilibrium profile is such that the deposition/erosion balance is uniform along the mudflat. If the mudflat slope were uniform, the upper part would experience relatively weak flow and stresses, because this section is wet only around the high tide slack; then, deposition would be favoured. On the other hand, when the upper part becomes less steep (i.e., the profile becomes convex), the tidal flow increases, which reduces the deposition. Thus the deposition/erosion balance during the tidal period is of the same order as over the lower flat and the equilibrium profile can be preserved.

Adding small (locally wind-generated) waves to the tidal forcing notably changes the morphological behaviour of the mudflat. Fig. 3 represents the evolution of the profile over 13 years, with permanent waves (5 cm high) at the open boundary, and shows the profile (shape and location) after 13 years of simulation without waves for the same initial profile. First, the total quantity of sediment deposited on the flat is smaller for the simulation with waves. Additional energy is provided by the waves to erode the muddy bed or to avoid deposition. As previously, the mudflat progrades, keeping an equilibrium profile. The characteristic feature of this profile is that it is steeper at the top, where the erosive action of waves can offset the deposition around slack water, without needing a stronger current. For higher waves (10 cm high at the open boundary; Fig. 4), the equilibrium profile is strongly concave at the top and at the bottom. This results from an increase of the waves’ erosive action at high and low water tidal slacks in places where the water depth remains low for a long time. The main result of this simulation is that the mudflat itself reaches a steady equilibrium, i.e. after a few years the mudflat position is stationary. In that case, the energy produced by waves is high enough (in terms of erosion) to exactly offset the sediment input at the open boundary.

Numerical experiments performed with a 1DH morphodynamical model show that under the action of a cross-shore current and providing a sediment input at the sea boundary, an intertidal mudflat progrades with an equilibrium profile. When waves are added to the tidal forcing, the upper profile is more concave and the mudflat can reach a steady position.

1. Introduction

L'objectif de ce travail est d'essayer de mieux comprendre l'effet de facteurs hydrodynamiques sur le comportement sédimentaire d'estrans vaseux. Il s'agit aussi d'établir comment un forçage donné agit pour modéliser le profil général d'un estran sur des échelles de temps allant jusqu'à quelques dizaines d'années. Le forçage hydrodynamique sur une vasière peut être subdivisé en trois types principaux : les vagues, la marée (et le courant associé) et le courant induit par le vent. Les vasières intertidales sont soumises simultanément à ces trois types de forçages, mais à des degrés divers suivant leur localisation et la variabilité saisonnière des forçages. On peut décomposer le courant de marée en composantes parallèle et perpendiculaire au rivage, l'une d'elles pouvant dominer selon la configuration du secteur côtier [8].

La présente étude se limite à l'action d'un courant de marée *cross-shore*, avec ou sans vagues, ce qui autorise l'usage d'un modèle unidimensionnel *cross-shore*. Un tel forçage peut être représentatif de ce que l'on observe sur certaines vasières dans des baies semi-fermées (par exemple, la vasière de Brouage, à l'est de la baie de Marennes-Oléron [1]). Comprendre les effets d'un forçage simple sur la morphologie sera également utile pour appréhender ce qui se passe dans le cas d'un forçage plus complexe.

Cette étude s'appuie sur l'utilisation d'un modèle mathématique courantologique couplé à un modèle de transport sédimentaire : le modèle *SiAM-2DH* [2], qui a été adapté aux simulations morphodynamiques *cross-shore*. Roberts et al. [11] avaient déjà recherché le profil d'équilibre d'un estran vaseux en utilisant deux modèles numériques, dont l'un d'eux est celui utilisé ici. Les résultats de ces simulations montrent que, pour un forçage de marée seule, le profil à l'équilibre est convexe dans sa partie haute et que la largeur de l'estran est indépendante du marnage ; lorsqu'elles sont prises en compte, les vagues ont pour effet de rendre le profil concave. Pritchard et al. [10], ainsi que Waeles [13], mais indépendamment, ont établi que, sous l'action d'un courant *cross-shore* sans vagues, l'estran prograde continuellement lorsque le signal de marée imposé à la limite marine est purement sinusoïdal.

L'objet est ici d'étudier, avec un modèle de propagation de vagues plus complet que celui de Roberts

et al. [11], l'effet des vagues, d'une part, sur le profil d'équilibre d'un estran vaseux et, d'autre part, sur sa progradation. Cependant, les forçages et les matériaux restent schématiques, de telle sorte qu'on ne cherche pas à simuler un estran réaliste, mais seulement à comprendre les mécanismes de son évolution.

2. Description du modèle

2.1. Principe général du modèle

Le modèle intégré selon la dimension verticale est configuré en 1DH. Sur l'estran, l'hydrodynamique est contrôlée par une bathymétrie susceptible d'évoluer de façon importante, ce qui nécessite un couplage morphodynamique (par exemple, [3,4]) : la bathymétrie est réactualisée périodiquement en fonction des érosions/dépôts. Le modèle est constitué d'un module de calcul du courant, d'un module de calcul de vagues ainsi que d'un module calculant le transport de sédiment en suspension. Les échelles de temps associées à l'évolution du fond sédimentaire étant nettement plus longues que celles des processus hydrodynamiques, les bilans de dépôt et d'érosion qui servent à réactualiser la bathymétrie ne sont calculés qu'à intervalles de temps supérieurs au pas de temps hydrodynamique.

2.2. Le modèle courantologique

Le modèle hydrodynamique est un modèle intégré sur la verticale ; la dynamique du fluide est décrite par une formulation unidimensionnelle des équations de St Venant [11]. Les variations de la cote de la surface libre sont imposées à la limite marine du domaine. Les équations sont résolues en chaque maille du domaine selon une méthode implicite en différences finies issue du modèle *SiAM-2DH* [2], dégénéré ici pour une modélisation 1DH.

2.3. Calcul de vagues

Les hauteurs de vagues sont calculées en utilisant la conservation de la densité d'action $A = E/\sigma$, E étant l'énergie des ondes de gravité. La fréquence relative des ondes de gravité σ étant supposée constante, le calcul s'effectue en considérant la conservation de

l'énergie. On peut considérer, en première approximation, qu'une vague se propageant à travers l'estran ne voit pas les variations du niveau de l'eau liées à la marée. En effet, le temps de propagation d'une vague en travers de l'estran est de quelques minutes, tandis que la période de marée dépasse une dizaine d'heures. Ainsi, pour un état stationnaire et dans le cas d'une onde monochromatique (représentation la plus simple d'un régime de vagues), l'équation de conservation (*cross-shore*) de l'énergie s'écrit :

$$\frac{d(Ec_g)}{dx} = -D \quad (1)$$

où c_g est la vitesse de groupe des ondes de gravité. D est la dissipation de l'énergie des vagues par frottement sur le fond. Pour une onde de gravité monochromatique, D s'estime comme le travail de la force de friction quadratique au cours du déplacement orbital au fond [5] pendant la période de vague T . Dans le cas d'une houle sinusoïdale de vitesse orbitale maximale U_w , D peut s'intégrer pendant T et vaut, en moyenne sur T , dans le cadre de la théorie linéaire :

$$D = \frac{2}{3\pi} \rho f_w U_w^3 \quad \text{avec} : U_w = \frac{\pi H}{T \text{sh}(2\pi h/L)}$$

tandis que l'énergie des ondes de gravité vaut : $E = \frac{1}{8} \rho g H^2$ où h est la hauteur d'eau, H la hauteur de vague, L la longueur d'onde, ρ la masse volumique de l'eau et f_w le facteur de frottement de houle, pour lequel une valeur moyenne de 0,05 a été choisie. L'évolution de la hauteur de vague le long du profil est donc calculée à chaque instant à partir des hauteurs d'eau calculées par le modèle de propagation de marée, en résolvant numériquement l'équation différentielle (1), qui devient :

$$\frac{d(H^2 c_g)}{dx} = -\frac{16\pi^2}{3} \frac{f_w}{gT^3} \frac{H^3}{\text{sh}^3(2\pi h/L)} \quad (2)$$

où $c_g = \partial\sigma/\partial k + u$, u étant le courant *cross-shore* et $k = 2\pi/L$ le nombre d'onde.

La vitesse de groupe relative vaut : $\partial\sigma/\partial k = (c/2)(1 + 2kh/\text{sh}(2kh))$, où $c = \sqrt{(g/k)\text{th}(kh)}$ est la vitesse de phase de l'onde de gravité. Pour chaque maille, le nombre d'onde k est calculé à partir de la relation de dispersion : $k = \sigma^2/(g\text{th}(kh))$, qui est résolue de manière itérative en prenant pour valeur initiale le nombre d'onde en profondeur infinie, c'est-à-dire σ^2/g . Pour les simulations présentées ici, il a été vé-

rifié que le critère de déferlement ($H/h > 0,8$) n'est jamais atteint, ce qui permet de faire l'hypothèse que la théorie linéaire reste acceptable.

2.4. Modèle sédimentaire

2.4.1. Frottement induit par l'interaction non linéaire houle-courant

Les contraintes de cisaillement sur le fond susceptibles d'éroder ou d'empêcher le dépôt de sédiment sont calculées à partir des tensions dues à un courant seul ou à des vagues seules. La contrainte de cisaillement liée au courant seul peut être calculée en fonction du courant *cross-shore* u selon la formulation quadratique : $\tau_c = \rho C_D u |u|$, où $C_D = 0,4 \ln^{-1}(h/e z_0)$. z_0 est la longueur de rugosité et e vaut 2,718.

La contrainte de cisaillement maximale générée par la houle seule est donnée par :

$$\tau_w = \frac{1}{2} f_w \rho U_w^2 = \frac{1}{2} f_w \rho \left(\frac{\pi H}{T \text{sh}(2\pi h/L)} \right)^2 \quad (3)$$

La contrainte de cisaillement résultant de l'interaction non linéaire houle-courant varie pendant une période de vague. Sa valeur maximale τ_{\max} et sa valeur moyenne τ_m peuvent être calculées en fonction de τ_c et τ_w selon la procédure paramétrique proposée par Soulsby et al. [12]. La paramétrisation retenue ici est celle de l'ajustement numérique du modèle de Huynh-Thanh et Temperville [6], qui montre un accroissement de τ_{\max} et τ_m pouvant atteindre un facteur 1,5 du fait des non-linéarités. Conformément aux résultats de simulations numériques effectuées par Huynh-Thanh [6], on admet que la contrainte instantanée varie de façon sinusoïdale pendant une période de vague, ce qui s'écrit :

$$\tau_{\text{inst}} = (\tau_{\max} - \tau_m) \sin\left(\frac{2\pi t}{T}\right) + \tau_m \quad (4)$$

2.4.2. Transport, dépôt et érosion en présence de vagues

Le transport de la concentration de matières en suspension C est simulé par une équation classique d'advection-dispersion. Une concentration de matière en suspension C_{lim} est imposée à la limite marine en période de flot. Cette condition en limite marine représente l'apport externe de sédiment à la vasière. Les flux d'échange entre l'eau et le fond sédimentaire,

par érosion ou dépôt, constituent des termes sources ou puits de l'équation d'advection–dispersion. Pour le dépôt, la loi de Krone est utilisée en calculant la probabilité de dépôt en fonction de la seule valeur maximale de la contrainte de cisaillement, considérant que la période de vague est très courte devant le temps nécessaire à un tassement éventuel (au moins quelques dizaines de minutes) : le dépôt ne pourra pas avoir lieu dès lors que la tension critique de dépôt τ_d est dépassée pendant la période de vague. Le flux de dépôt Q_d vaut donc :

$$Q_d(\text{kg m}^{-2} \text{s}^{-1}) = CW_s \left(1 - \frac{\tau_{\max}}{\tau_d}\right) \quad \text{si } \tau_{\max} = \tau_d$$

$$Q_d = 0 \quad \text{sinon} \quad (5)$$

W_s étant la vitesse de chute (prise ici constante pour simplifier) des particules de vase. En revanche, il est proposé pour l'érosion de respecter l'évolution de la contrainte qui s'exerce réellement sur le fond pendant une période de vague. La méthode pour modéliser l'érosion consiste donc à calculer le flux moyen d'érosion pendant une période de vague, alors que cette dernière n'est pas discrétisée. Nous supposons pour cela que la loi d'érosion retenue (loi de Partheniades) est vérifiée à chaque instant d'une période de vague T :

$$Q_e(\text{kg m}^{-2} \text{s}^{-1}) = m_e \left(\frac{|\tau_{\text{inst}}|}{\tau_e} - 1\right) \quad \text{si } |\tau_{\text{inst}}| \geq \tau_e$$

$$Q_e = 0 \quad \text{sinon} \quad (6)$$

Q_e étant un flux instantané d'érosion, m_e le taux d'érosion et τ_e la contrainte critique pour l'érosion. Le calcul analytique du flux moyen d'érosion pendant la période T nécessite de distinguer plusieurs cas, suivant les valeurs relatives τ_{\max} , τ_m et τ_e [13].

Par souci de simplification, le phénomène de tassement n'est pas pris en compte. Cependant, une valeur de τ_d plus faible que celle de τ_e permet de distinguer les dépôts frais des sédiments moyennement consolidés. Pour des contraintes modérées ($\tau_d < \tau_c < \tau_e$), tous les dépôts susceptibles de se produire sont remis instantanément en suspension; lorsque $\tau_c > \tau_e$, la contrainte est suffisamment forte pour que les sédiments consolidés soient également remis en suspension.

2.4.3. Réactualisation de la bathymétrie

La réactualisation de la bathymétrie résulte directement du bilan net $Q_d - Q_e$ à chaque pas de temps morphodynamique.

2.5. Paramétrage général du modèle d'estran

Le pas d'espace est de 100 m, les pas de temps morphodynamique et hydrodynamique sont respectivement de 1800 et 60 s.

Paramètres sédimentaires : C_{lim} (concentration en limite marine en flot) : $0,1 \text{ g l}^{-1}$, W_s : 1 mm s^{-1} , τ_d : $0,1 \text{ N m}^{-2}$, τ_e : $0,2 \text{ N m}^{-2}$, m_e : $0,2 \text{ kg m}^{-2} \text{ s}^{-1}$.

La valeur retenue pour τ_e est une valeur moyenne pour un fond purement vaseux (par exemple, [9]). Des tests de sensibilité concernant la vitesse de chute, l'apport de matières en suspension ainsi que l'érodabilité du sédiment seront présentés dans un article en préparation. Initialement, le fond sédimentaire est constitué de 4 m de vase érodable.

Le courant *cross-shore* résulte d'un signal de marée semi-diurne (marnage : 4 m) à la limite aval; l'origine de l'axe z est telle que la basse mer (BM) est à +1 m et la pleine mer (PM) à +5 m.

Deux configurations ont été adoptées, qui se distinguent par la pente du fond initiale : (a) la pente du fond est de $2,95 \times 10^{-3}$ sur 5 km et se prolonge horizontalement vers le large (Fig. 1) : pour permettre des simulations sur le long terme, la longueur du domaine est de 20 km; (b) la pente du fond est uniforme (10^{-3}) et la longueur du domaine est de 10 km (Fig. 3) : le calcul est donc plus rapide.

3. Résultats et discussion

3.1. Évolution du profil de l'estran sous l'action d'un courant cross-shore, sans vagues

Un calcul effectué sur une centaine d'années montre que l'estran vaseux prograde continuellement au cours de la simulation (Fig. 1). Le forçage hydrodynamique et la condition en limite marine sur la concentration sont tels que l'estran est toujours en accrétion. On observe que, après un certain temps (60 ans environ), la forme du profil de l'estran tend vers un équilibre, avec une pente moyenne de $7,3 \times 10^{-4}$; la forme convexe de ce profil est indépendante du profil initial. Ce n'est

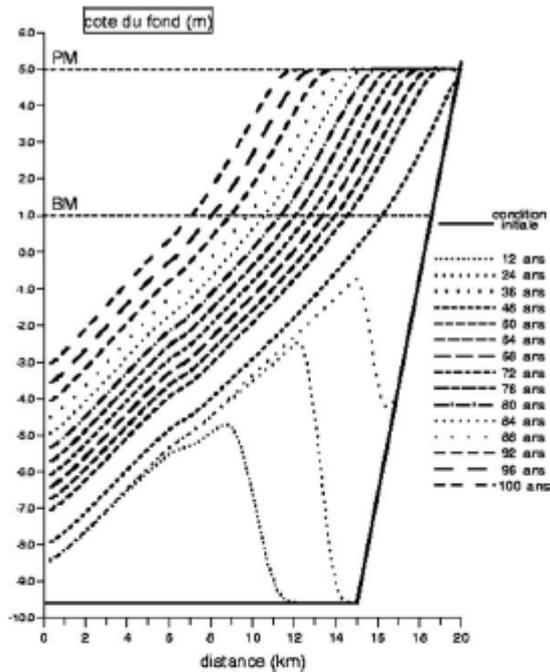


Fig. 1. Évolution du profil de l'estran sous l'action d'un courant *cross-shore*.

Fig. 1. Evolution of the mudflat profile under the action of a *cross-shore* current.

pas le cas du temps nécessaire pour atteindre ce profil : on observe sur la Fig. 1, pendant les premières années, la formation d'une banquette de vase qui rejoint progressivement la côte. En revanche, sur la Fig. 3 (cas « sans vagues », en tirets) on voit qu'après 13 ans, le profil d'équilibre était déjà atteint lorsque l'estran initial avait une pente plus proche de ce profil. Cette forme convexe ainsi que la tendance de l'estran à la progradation sont en accord avec les résultats des simulations numériques de Pritchard et al. [10]. Ils le sont aussi avec les observations, qui montrent que les estrans en accrétion ont une forme convexe (par exemple, [7]).

Il semble que le profil d'équilibre soit déterminé par le forçage hydrodynamique appliqué, l'apport de matière en suspension et le type de sédiment. La forme du profil d'équilibre est telle, que le bilan dépôt/érosion est uniforme le long de l'estran. La vitesse du courant de marée *cross-shore* résulte principalement de la continuité ($\partial \zeta / \partial t = -(h \partial u / \partial x +$

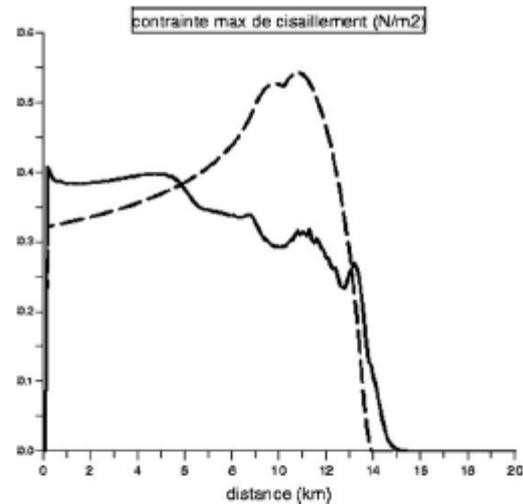


Fig. 2. Contrainte maximale de cisaillement sur le fond pendant une période de marée, après 90 ans de simulation (trait continu) et au-dessus d'un estran de même pente moyenne, mais uniforme (pointillés).

Fig. 2. Maximum bed shear stress during a tidal period, after 90 years of simulation (full line) and over a mudflat with the same average slope but uniform (dotted line).

$u \partial h / \partial x$), ζ étant l'élévation de la surface libre) et dépend donc de la pente du fond et du rythme de variation du niveau de la surface libre. Le haut d'estran est atteint uniquement autour de l'étale de pleine mer, lorsque la surface libre varie peu. Ainsi, si la pente y était la même que sur le reste de l'estran, les vitesses y seraient comparativement plus faibles. Ces faibles vitesses seraient susceptibles de favoriser des dépôts, générant alors un profil convexe. Cette convexité a pour effet de réduire la pente en haut d'estran (soit $\partial h / \partial x$, puisque la surface libre reste quasiment horizontale [8], et donc d'augmenter les vitesses et ainsi, à l'équilibre, d'y réduire les dépôts. Le bilan de dépôt/érosion pendant une période de marée peut alors être du même ordre que plus au large.

Il apparaît effectivement que les variations, de bas en haut de l'estran, des maxima de contraintes de cisaillement au cours de la marée sont plus importantes pour un profil de pente uniforme que pour le profil à l'équilibre (Fig. 2). Cela confirme l'approche théorique de Friedrichs et Aubrey [5], selon laquelle une morphologie stable résulte d'une distribution uniforme de la contrainte maximale de cisaillement. Les simula-

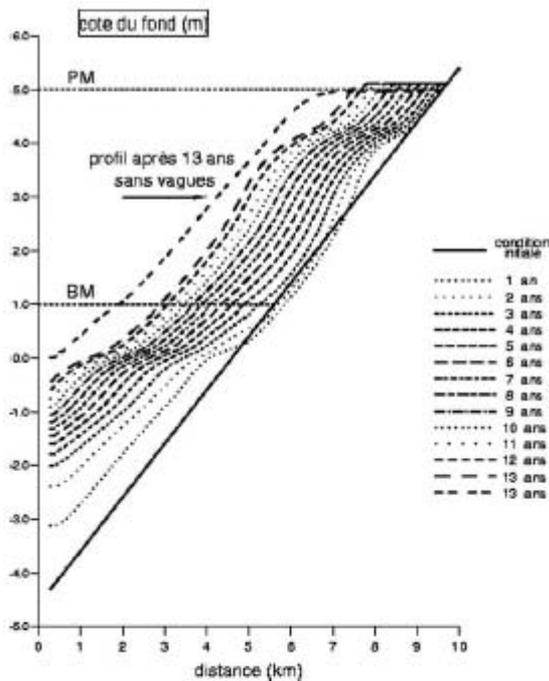


Fig. 3. Évolution du profil de l'estran sous l'action d'un courant *cross-shore* et de vagues de hauteur 0,05 m à la limite aval ; en tiretés, le profil après 13 ans sans vagues : la pente moyenne est analogue à celle de la Fig. 1.

Fig. 3. Evolution of the mudflat profile under the action of a cross-shore current and 0.05-m waves at the open boundary; in dotted line, the profile after 13 years without waves: the average slope is similar to that in Fig. 1.

tions numériques de Pritchard et al. [10] montrent une tendance identique pour les vitesses maximales, ce qui est équivalent.

3.2. Évolution du profil de l'estran sous l'action simultanée d'un courant *cross-shore* et des vagues

Les simulations ont été réalisées pour des vagues de faible amplitude, ces conditions étant représentatives de ce qui est observé au-dessus de la plupart des estrans vaseux où domine un courant de marée *cross-shore*. Les vagues sont souvent générées à proximité immédiate de l'estran ; la zone de *fetch* y est limitée, les vagues ne dépassent alors pas quelques dizaines de centimètres et les périodes sont courtes. En outre, les conditions de vagues peuvent changer en quelques heures, notamment en raison de l'allongement de la

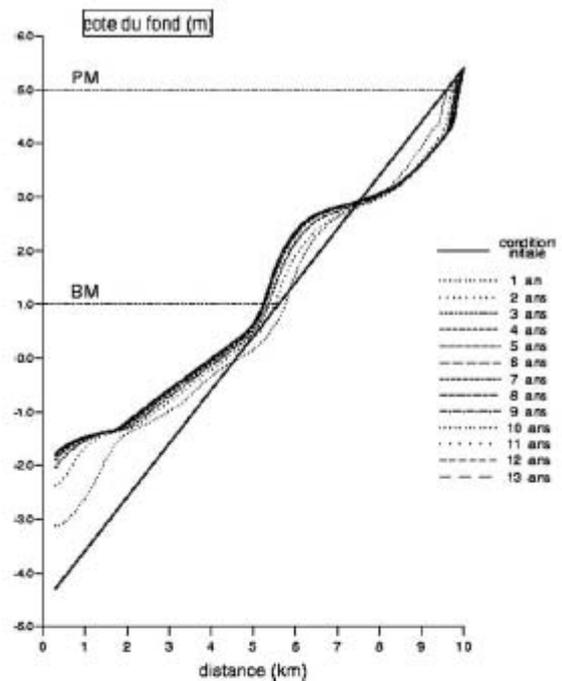


Fig. 4. Évolution du profil de l'estran sous l'action d'un courant *cross-shore* et de vagues de hauteur 0,1 m à la limite aval.

Fig. 4. Evolution of the mudflat profile under the action of a cross-shore current and 0.1-m waves at the open boundary.

longueur de *fetch* pendant le flot [11]. Pour simplifier, nous avons considéré deux forçages permanents schématiques : des vagues de 0,05 m (Fig. 3) ou de 0,1 m (Fig. 4) à la limite aval du domaine, avec une période de 3 s. Une telle simplification peut nous aider à comprendre ce qui se passe du point de vue morphodynamique dans le cas d'un forçage de vagues plus réaliste. Des scénarios différents seront présentés dans un article à venir.

La Fig. 3 montre l'évolution du profil de l'estran pendant 13 ans avec des vagues de 0,05 m, ainsi que le profil après 13 ans que l'on aurait eu sans vagues (mêmes conditions de marée que précédemment). En premier lieu, on note que la quantité totale de sédiment déposée le long de l'estran est plus faible que pour la simulation sans vagues. De l'énergie supplémentaire est apportée par les vagues pour empêcher un éventuel dépôt ou pour éroder le fond sédimentaire. L'apport externe de matière en suspension étant le même, la vasière prograde moins rapidement et le flux particulaire

sortant pendant le jusant est donc supérieur. Comme pour l'expérience avec un courant *cross-shore* seul, l'estran prograde de façon quasi continue avec une pente d'équilibre. Cette pente est cependant différente, exprimant le fait que le profil de l'estran s'adapte au forçage hydrodynamique. Pendant toute l'étale de pleine mer, la partie haute de l'estran est recouverte par des hauteurs d'eau suffisamment faibles pour permettre l'action érosive des vagues. Il n'est alors pas nécessaire, comme c'était le cas précédemment, que la pente soit faible en haut d'estran pour induire des vitesses fortes afin de compenser le dépôt autour de l'étale de pleine mer. La partie haute de l'estran est donc plus pentue et le bilan dépôt/érosion peut s'équilibrer le long du profil.

Pour une hauteur de vague plus importante (c'est-à-dire 0,1 m à la limite marine), le profil du haut de la vasière est encore plus concave (Fig. 4). De même, le pied d'estran présente une pente relativement forte induisant des courants plus faibles, équilibrant ainsi l'action érosive des vagues à l'étale de basse mer. Il faut cependant relativiser ces fortes concavités en haut et en pied d'estran, qui sont ici amplifiées en raison du forçage de marée monochromatique. Pour cette simulation, un résultat important est que la vasière elle-même tend vers un équilibre figé. C'est-à-dire qu'après quelques années, la vasière ne prograde plus. L'énergie supplémentaire apportée par les vagues est dans ce cas suffisante en termes d'érosion pour compenser l'apport de sédiment à la limite marine.

Roberts et al. [5] ont simulé l'évolution d'un estran vaseux sous l'action d'un courant *cross-shore* et de vagues comprises entre 10 et 40 cm ; le modèle hydrodynamique ainsi que le calcul des hauteurs de vagues et des contraintes sur le fond qui en résultent sont cependant différents. De plus, le facteur de frottement de houle f_w n'étant pas précisé (la valeur du frottement lié aux vagues dépend fortement de ce paramètre), il n'est pas possible de comparer minutieusement leurs simulations aux nôtres pour un même régime de vagues. En outre, la notion de progradation ou de régression n'est pas précisée dans leur étude, qui porte sur l'allure du profil d'équilibre. Toutefois, les résultats des expériences présentent des similitudes : on retrouve une concavité plus ou moins prononcée en pied et en haut d'estran.

Par ailleurs, nous avons relevé que, pour la simulation avec des vagues de 10 cm à la limite marine, les

concentrations de matières en suspension sont fortes (jusqu'à quelques dizaines de grammes par litre) sur l'estran, révélant une érodabilité trop grande du sédiment si celui-ci devait être soumis en permanence à des vagues : une simulation plus réaliste devrait donc tenir compte des variations de résistance au cisaillement du sédiment et des processus de tassement.

4. Conclusion

Sous l'effet d'un seul courant de marée *cross-shore*, nous avons pu voir que le profil de l'estran tend vers un équilibre, mais que l'estran ne cesse de prograder vers le large au cours du temps. Conformément aux observations, la forme du profil à l'équilibre est convexe en haut d'estran. L'effet des vagues est important vis-à-vis de l'érosion de la vasière lorsque les hauteurs d'eau sont faibles, en particulier à basse mer en pied d'estran et à pleine mer en haut d'estran. Dans le cas d'un forçage associant courant *cross-shore* et vagues, l'estran vaseux peut tendre vers un état d'équilibre figé, c'est-à-dire que la position de l'estran se fixe après quelques années de simulation, la présence des vagues pouvant être vue alors comme l'action érosive nécessaire pour compenser les dépôts de vase générés par les apports externes. Cet équilibre et sa possibilité d'être figé dépendent non seulement du régime de vagues mais aussi du flux particulaire entrant par le large.

Que ce soit pour la configuration *cross-shore* de cette étude ou pour une configuration réelle plus complexe, le rôle des vagues, même petites, apparaît essentiel pour la notion d'équilibre morphodynamique. Une étude de sensibilité reste à faire, notamment avec des hauteurs de vagues plus importantes ou même avec un forçage de vagues réaliste (par exemple issu de mesures en zone d'estran). De même, une simulation plus réaliste impose de prendre en compte le cycle vive eau/morte eau ainsi que le processus de tassement de manière explicite ; ces effets seront présentés dans un article en préparation, en même temps qu'une sensibilité au paramétrage sédimentologique.

Références

- [1] P. Bassoullet, P. Le Hir, D. Gouleau, S. Robert, Sediment transport on an intertidal mudflat: field investigations and

- estimation of fluxes within the Baie de Marennes-Oléron (France), *Cont. Shelf Res.* 20 (2000) 1635–1653.
- [2] I. Brenon, P. Le Hir, Modelling the turbidity maximum in the Seine estuary (France): identification of formation processes, *Estuar. Coast. Shelf Sci.* 49 (1999) 525–544.
- [3] F. Cayocca, Long-term morphological modeling of a tidal inlet: the Arcachon Basin (France), *Coast. Eng.* 42 (2001) 115–142.
- [4] H.J. De Vriend, *Coast. Eng.* 21 (1–3) (1993) (special issue).
- [5] C.T. Friedrichs, D.G. Aubrey, Uniform bottom shear stress and equilibrium hypsometry of intertidal flats, in: *Mixing in Estuaries and Coastal Seas*, in: *Coastal and Estuarine Studies*, vol. 50, 1996, pp. 405–429.
- [6] S. Huynh-Thanh, Étude numérique de la couche limite turbulente oscillatoire générée par l'interaction houle-courant en zone côtière, thèse, Institut national polytechnique de Grenoble, 1990.
- [7] R. Kirby, Practical implications of tidal flat shape, *Cont. Shelf Res.* 20 (2000) 1061–1077.
- [8] P. Le Hir, W. Roberts, O. Cazaillet, M. Christie, P. Bassoullet, C. Bacher, Characterization of intertidal flat hydrodynamics, *Cont. Shelf Res.* 20 (2000) 1433–1459.
- [9] H. Mitchener, H. Torfs, Erosion of mud/sand mixtures, *Coast. Eng.* 29 (1996) 1–25.
- [10] D. Pritchard, A.J. Hogg, W. Roberts, Morphological modelling of intertidal mudflats: the role of cross-shore tidal currents, *Cont. Shelf Res.* 22 (2002) 1887–1895.
- [11] W. Roberts, P. Le Hir, R.J.S. Whitehouse, Investigation using simple mathematical models of the effect of tidal currents and waves on the profile shape of intertidal mudflats, *Cont. Shelf Res.* 20 (2000) 1079–1097.
- [12] R.L. Soulsby, L. Hamm, G. Klopman, D. Myrhang, R.R. Simens, G.P. Thomas, Wave-current interaction within and outside the bottom boundary layer, *Coast. Eng.* 21 (1993) 41–69.
- [13] B. Waeles, Modélisation morphodynamique *cross-shore* d'un estran vaseux, rapport de DEA, Ifremer/DEL-université de Bretagne occidentale, 2001, 48 p.

4.3 Capacité morphodynamique du modèle de transport de sable : migration et évolution morphologique d'une structure sableuse soumise à l'action d'un courant permanent

Pour les différentes simulations qui sont réalisées afin d'évaluer la capacité morphodynamique du modèle de transport de sable, la structure sableuse qui est considérée est une bosse de forme conique. D'une part, parce qu'il s'agit d'une forme simple qui permet de comprendre plus facilement les processus morphodynamiques simulés par le modèle. D'autre part parce que ce type de configuration a déjà fait l'objet de simulations utilisant la méthode classique du transport de sable (formules de capacité de transport) (e.g. De Vriend, 1987 ; Cayocca, 1996; Idier, 2002). Elle a également fait l'objet d'études complètement analytiques (De Vriend, 1987 ; Jansen, 1979).

Différents types de simulations ont été réalisées, avec différentes versions du modèle SiAM : une version 1DH, une version 2DV puis une version 3D. L'intérêt de simuler le même phénomène avec des approches plus ou moins complètes permet d'isoler certains processus, et ainsi de mieux comprendre le comportement du modèle vis à vis des différents mécanismes qui régissent l'évolution morphodynamique d'une structure sableuse. On peut noter que dans le cas des modélisations 1DH et 2DV (c'est à dire dans la direction du courant), la structure sableuse est implicitement bidimensionnelle et peut alors s'apparenter à une dune, la dimension longitudinale de la structure sableuse (initiale) considérée étant de 250 m et sa hauteur de 1m (e. g. fig. 4.3.4). Les dunes (hydrauliques) sont des structures sableuses de hauteur valant quelques mètres pour des longueurs d'onde de l'ordre de plusieurs dizaines ou centaines de mètres (Berné et al., 1989 ; in Idier, 2002).

Sous l'action d'un courant permanent, une dune sableuse se déplace vers l'aval (e.g. De Vriend, 1987). Ce déplacement s'explique facilement si on considère les variations de la quantité de sable transportée le long du profil de dune. Du fait de la conservation du débit, la vitesse du courant augmente depuis le pied amont de la dune jusqu'à la crête puis diminue jusqu'au pied aval. Le transport est une fonction croissante de l'intensité du courant: il augmente donc sur la face amont de la dune. Si l'on se place en un point de cette partie de la dune, il part plus de sable qu'il n'en arrive et la tendance est donc à l'érosion. Pour la partie aval le transport tend à diminuer et la tendance est donc au dépôt. Ainsi, la structure sableuse se déplace vers l'aval. En considérant une approche du transport de sable par flux de dépôt/érosion, il n'est pas évident que l'on reproduise à coup sûr une telle migration. Une première validation qualitative et sine qua non de la capacité morphodynamique du code SiAM est donc de reproduire le sens de migration de la dune sableuse.

4.3.1 Etude analytique dans des cas 1DH et 2DH (De Vriend, 1987)

Pour le cas d'un obstacle unidimensionnel soumis à un courant permanent il est possible d'estimer simplement la vitesse de migration de l'obstacle à partir des équations décrivant la dynamique du fluide et de l'équation d'évolution du fond (De Vriend, 1987), qui s'écrivent, sous l'hypothèse du toit rigide :

$$U \frac{\partial U}{\partial x} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial x} + \frac{F_x}{\rho h} - \frac{\tau_b}{\rho h} \quad (1)$$

$$\frac{\partial(Uh)}{\partial x} = 0 \quad (2)$$

$$\frac{\partial z_b}{\partial t} + \frac{\partial Q_t}{\partial x} = 0 \quad (3)$$

L'élévation de la surface libre étant imposée, la variation du courant le long de l'obstacle peut-être déduite directement de l'équation (2). L'équation (1) n'est alors pas nécessaire pour décrire l'évolution morphodynamique de l'obstacle, Q_t (le transport total) étant une fonction de U et de h . Par combinaison de (2) et de (3), on obtient :

$$\frac{\partial z_b}{\partial t} + (T_2 - T_1)U \frac{\partial z_b}{\partial x} = 0 \quad (4)$$

$$\text{avec } T_1 = \frac{1}{1-P} \frac{Q_t}{Uh} \left[\frac{h}{Q_t} \frac{\partial Q_t}{\partial h} - 1 \right] \quad \text{et} \quad T_2 = \frac{1}{1-P} \frac{Q_t}{Uh} \left[\frac{U}{Q_t} \frac{\partial Q_t}{\partial U} - 1 \right]$$

L'équation (4) décrit une onde non-linéaire qui se propage à la célérité $(T_2 - T_1)U$. On peut utiliser cette expression de la célérité pour estimer la vitesse de migration d'une dune de sable comme celle que nous cherchons à simuler. Quelle que soit la formule de capacité de transport utilisée, c'est surtout le terme T_2 qui est déterminant pour calculer la vitesse de déplacement d'un obstacle sableux.

Dans un cas 2DH, pour lequel le courant et la structure sableuse ne sont pas uniformes dans la direction y , l'équation d'évolution du fond s'écrit (De Vriend, 1987):

$$\frac{\partial z_b}{\partial t} + (T_2 - T_1) \left(U \frac{\partial z_b}{\partial x} + V \frac{\partial z_b}{\partial y} \right) + T_2 \frac{h}{U_{tot}} \left(-U^2 \frac{\partial V}{\partial y} + UV \frac{\partial U}{\partial y} + UV \frac{\partial V}{\partial x} - V^2 \frac{\partial U}{\partial x} \right) = 0$$

Dans le système de coordonnées relatif aux lignes de courant, s étant la distance le long des lignes (et n perpendiculairement aux lignes de courant) l'équation d'évolution du fond devient :

$$\frac{\partial z_b}{\partial t} + (T_2 - T_1)U_{tot} \frac{\partial z_b}{\partial s} - T_2 \frac{hU_{tot}}{R_n} = 0$$

$1/R_n$ représentant la courbure des lignes perpendiculaires aux lignes de courant.

Analyse des caractéristiques :

L'analyse des caractéristiques permet de déterminer les directions privilégiées des migrations ainsi que l'allure des déformations.

Pour le problème simple unidimensionnel 1DH, les caractéristiques du système d'équations ((1),(2),(3)) sont données par (De Vriend, 1987):

$$\frac{dx}{dt} = (T_2 - T_1)U$$

Pour le problème bidimensionnel 2DH, une analyse du même type fournit les expressions suivantes des bicaractéristiques (respectivement le long et perpendiculairement aux lignes de courant) :

$$\frac{ds}{dt} = (T_2 - T_1)U_{tot} + T_2U_{tot}\xi \quad (*)$$

$$\frac{dn}{dt} = T_2U_{tot}\eta \quad (**)$$

Les deux relations sont couplées et les quantités ξ et η sont liées par une équation d'ordre 4 à deux dimensions qui est la représentation algébrique d'une étoile à 3 branches. Une petite perturbation du fond se propage donc dans la direction du courant en adoptant une forme d'étoile à 3 branches qui s'élargissent. Le point de référence de l'étoile ($\xi=0$ et $\eta=0$) se propage à la célérité $(T_2-T_1)U_{tot}$.

Il faut garder à l'esprit que l'analyse des caractéristiques concerne les interactions élémentaires (locales) entre l'hydrodynamique et les évolutions du fond. Cependant, cette approche mathématique reste pertinente pour comprendre l'évolution morphodynamique d'une structure sableuse dans son ensemble (De vriend, 1987).

4.3.2 Configuration générale du modèle «canal pseudo-infini»

Que ce soit pour une modélisation 1DH, 2DV ou 3D de l'évolution morphodynamique d'une dune sableuse, la configuration générale du modèle reste la même. Le modèle SiAM transporte le sédiment dans la colonne d'eau grâce à une équation d'advection-dispersion, discrétisée ou non sur la verticale. Pour s'affranchir des effets de bord (par exemple pour ne pas éroder artificiellement en limite aval) on impose que le profil de concentration en i_{min} (à gauche) est égal au profil de concentration en i_{max} (à droite), le courant étant orienté de gauche à droite. Cela revient à avoir un modèle de dimension infinie (donc sans effets de bord) puisque ce qui « sort » à droite « rentre » à gauche (schéma ci après).

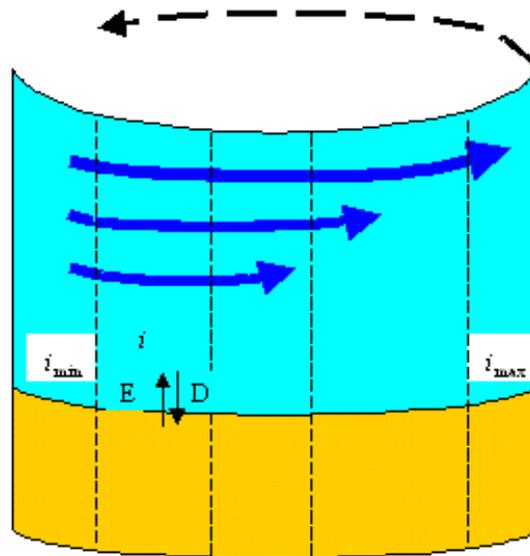


Figure 4.3.1 Schéma de la configuration canal pseudo-infinie du code SiAM

4.3.3 Modélisation morphodynamique unidimensionnelle horizontale (1DH)

Des premières simulations de l'évolution d'une structure sableuse soumise à un courant permanent ont été réalisées à l'aide d'une version intégrée sur la verticale et canalisée du code de calcul SiAM. Le flux de dépôt est exprimée en fonction de la concentration à la hauteur de référence C_{fond} qui résulte d'une extrapolation (conservative) de la concentration moyenne (sur la hauteur d'eau) en supposant que le profil vertical de concentration suit un profil de Rouse (profil d'équilibre) ; le flux horizontal est alors corrigé, pour tenir compte des gradients (de concentration et de courant) sur la verticale, suivant la même procédure que dans le cas d'un transport dans la couche de fond (rel. 3.3.4).

Les conditions hydrodynamiques et sédimentaires du cas de figure simulé sont les suivantes :

Caractéristiques hydrodynamiques (hors structure sableuse) :

- hauteur d'eau : $h = 10 \text{ m}$
- courant moyen : $U = 1 \text{ m.s}^{-1}$

Caractéristiques sédimentaires :

- diamètre des grains : $D_{50} = 200 \mu\text{m}$
- vitesse de chute : $w_s = 2.45 \text{ cm.s}^{-1}$
- rugosité du fond : $k_s = 0.05 \text{ m}$

Paramètres numériques

- $\Delta x = 10 \text{ m}$
- Longueur du domaine = 1000 m
- Durée simulation : 500 h

Caractéristiques initiales de la structure sableuse simulée :

- forme : cône
- largeur: 250 m
- hauteur max. : 1 m

En plus du paramétrage du modèle SiAM déterminé dans le § 3, 2 autres paramétrages (pour les flux d'érosion et de dépôt) ont été considérés afin d'évaluer la sensibilité d'une évolution morphodynamique donnée au paramétrage. La constante d'érosion E_0 et la hauteur de référence a_{ref} (hauteur à laquelle est exprimé le dépôt) ont été déterminés conjointement et de telle sorte que les transports à l'équilibre pour les conditions de l'expérience ($U \sim 1 \text{ m.s}^{-1}$) soient très proches. La figure ci après (fig. 4.3.2) représente les courbes de transport à l'équilibre (hors obstacle) correspondant aux 3 paramétrages distincts, des flux de dépôt et d'érosion, utilisés pour les simulations morphodynamiques présentées en figures 4.3.4, 4.3.5 et 4.3.6.

Le comportement hors équilibre du modèle a été évalué pour les 3 paramétrages en simulant une expérience d'ajustement pour des conditions hydrodynamiques et sédimentaires similaires à celle de l'expérience morphodynamique. Considérant que les 3 paramétrages fournissent le même transport à l'équilibre (pour $U=1 \text{ m.s}^{-1}$), il s'avère que la distance d'ajustement (c'est à dire la distance nécessaire pour tendre vers un transport à l'équilibre depuis un point où le transport est nul) est une fonction croissante de la hauteur de référence. Cette distance est inférieure à 10 m pour $a_{ref} = 0.01 \text{ m}$, 30-40 m pour $a_{ref} = 0.05 \text{ m}$ et 70-80 m pour $a_{ref} = 0.25 \text{ m}$. Pour la « paramétrisation 1 » ($a_{ref} = 0.01 \text{ m}$), l'ajustement du transport solide ne peut être décrit par le modèle car la distance d'ajustement est inférieure au pas d'espace ($\Delta x=10 \text{ m}$).

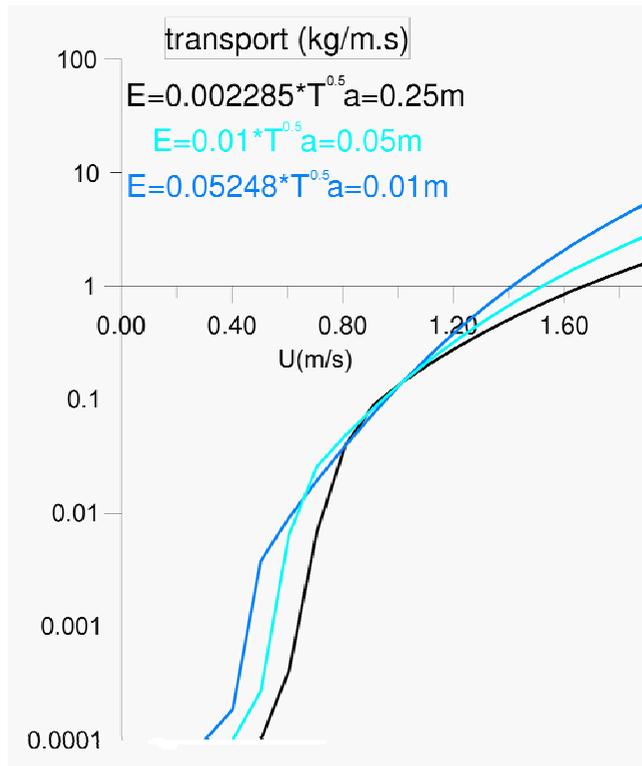


Figure 4.3.2 Courbes de transport à l'équilibre en fonction du courant moyen: transport simulé par SiAM (version intégrée sur la hauteur d'eau) pour 3 paramétrages différents pour les flux de dépôt et d'érosion.

Le comportement hors équilibre du modèle a été évalué pour les 3 paramétrages en simulant une expérience d'ajustement pour des conditions hydrodynamiques et sédimentaires similaires à celle de l'expérience morphodynamique. Considérant que les 3 paramétrages fournissent le même transport à l'équilibre (pour $U=1\text{m.s}^{-1}$), il s'avère que la distance d'ajustement (c'est à dire la distance nécessaire pour tendre vers un transport à l'équilibre depuis un point où le transport est nul) est une fonction croissante de la hauteur de référence. Cette distance est inférieure à 10 m pour $a_{ref} = 0.01$ m, 30-40 m pour $a_{ref} = 0.05$ m et 70-80 m pour $a_{ref} = 0.25$ m. Pour la « paramétrisation 1 » ($a_{ref} = 0.01$ m), l'ajustement du transport solide ne peut être décrit par le modèle car la distance d'ajustement est inférieure au pas d'espace ($\Delta x=10\text{m}$).

La distance d'ajustement (appelée aussi distance de relaxation) pour des conditions hydrodynamiques données, peut-être évaluée analytiquement dans le cas d'une modélisation 1DH sans correction des flux horizontaux de transport de sable. On suppose un fond plat et inérodable pour $x < 0$ et on fait l'hypothèse que le terme de dispersion est négligeable devant le terme d'advection. L'équation de conservation du sable en suspension s'écrit :

$$Uh \frac{\partial C}{\partial x} = E - w_s C_{fond}$$

C_{fond} étant la concentration près du fond qui est calculée à partir de la concentration

moyenne C par la relation :
$$C_{fond} = \frac{C}{\frac{a_{ref}}{h - a_{ref}} \int_{a_{ref}}^h \left(\frac{h-z}{z} \right)^{w_s / \beta \kappa u_*}} = \frac{C}{extrap}$$

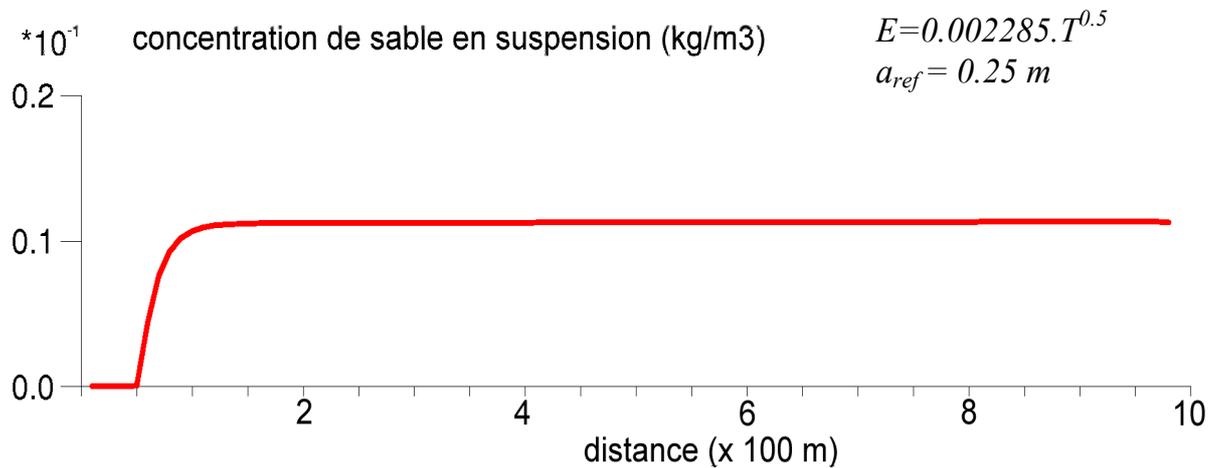
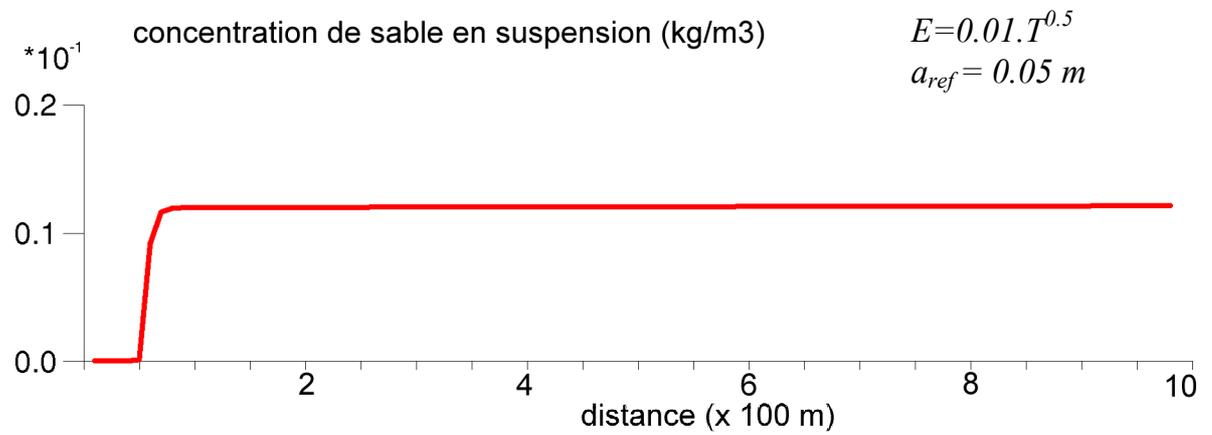
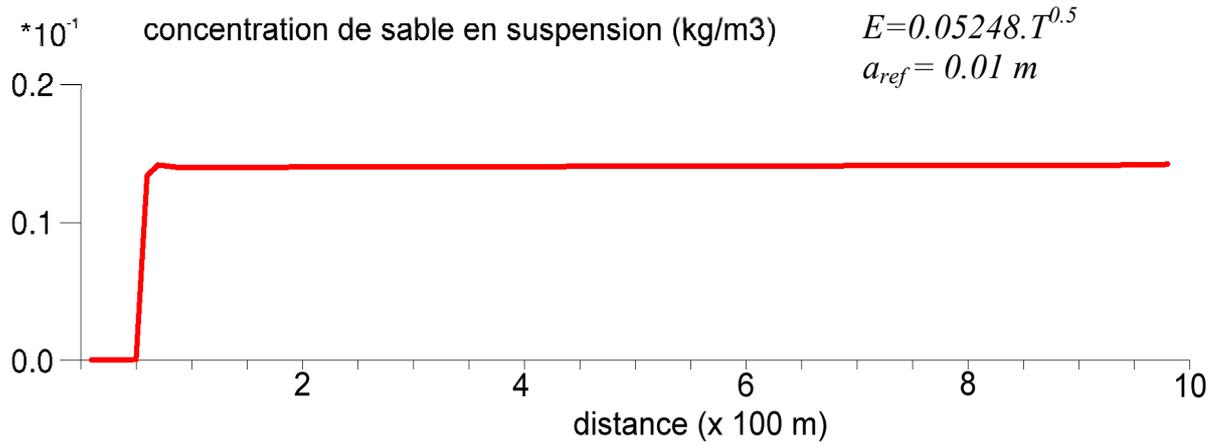


Figure 4.3.3 Simulations de l'ajustement de la concentration de sable en suspension vers une valeur à l'équilibre pour 3 paramétrages différents du flux d'érosion et de la hauteur de référence pour le dépôt. Le courant (dirigé vers la droite) moyen vaut 1 m.s⁻¹ ; le flux de sable est imposé nul en limite amont et le fond est inérodable pour $x < 50\text{ m}$.

L'équation de transport s'écrit alors :
$$Uh \frac{\partial C}{\partial x} = E - w_s \frac{C}{extrap}$$

$C(x=0)=0$, la solution de l'équation est donc :
$$C = \frac{E \cdot extrap}{w_s} \left(1 - \exp\left(-\frac{w_s}{Uh \cdot extrap} x\right)\right)$$

Ainsi, la distance caractéristique de relaxation pour l'ajustement de la concentration C et donc du transport en suspension (UC) vaut :

$$L_r = \frac{UH \cdot extrap}{w_s}$$

Pour les conditions hydrodynamiques simulées ($h=10m$ et $U=1m.s^{-1}$) les distances caractéristiques de relaxation calculées par la relation (*) pour chaque paramétrage valent respectivement:

- paramétrage 1 ($a_{ref}=1cm, E=0.05248T^{0.5}$) : $L_r = 4.8 m$
- paramétrage 2 ($a_{ref}=5cm, E=0.01T^{0.5}$) : $L_r = 35,5 m$
- paramétrage 3 ($a_{ref}=25cm, E=0.002285T^{0.5}$) : $L_r = 261 m$

Ces résultats analytiques sont en accord avec les distances d'ajustement simulées : la distance d'ajustement est une fonction croissante de la hauteur de référence (paramètre du modèle déterminé en accord avec le flux d'érosion). Il faut préciser que dans le cas simulés, l'équation de transport n'est pas tout à fait équivalent puisque le flux solide ($U.C$) est corrigé pour tenir compte du profil de courant et du mélange sur la verticale (les distances d'ajustement, propres au modèle, ne peuvent pas être calculées analytiquement). Pour les conditions hydro-sédimentaires des simulations d'ajustement, la distance d'ajustement calculée par le modèle de Van Rijn (1989) vaut environ 300m. Cette valeur est déduite de la lecture de l'abaque de Van Rijn (fig. 3.3.4) : pour un rapport w_s/u_* valant 0.47, le rapport L_r/h correspondant est de 30 et la distance caractéristique de relaxation lue vaut 300m. (L'abaque de Van-Rijn est valable pour une rugosité $k_s=0.01h=0.1m$ pour 10m d'eau, tandis que pour notre simulation k_s vaut 0.05 m. Le biais induit dans la lecture de l'abaque est cependant faible puisqu'un rapport 2 entre les rugosités est associé à un rapport 1.15 entre les vitesses de frottement u_*). On rappelle que les distances d'ajustement calculées par le modèle de Van-Rijn sont validées pour des conditions spécifiques (en particulier les échelles d'espace sont réduites, au plus quelques m). On peut donc difficilement conclure sur la distance d'ajustement réelle pour les conditions hydro-sédimentaires simulées.

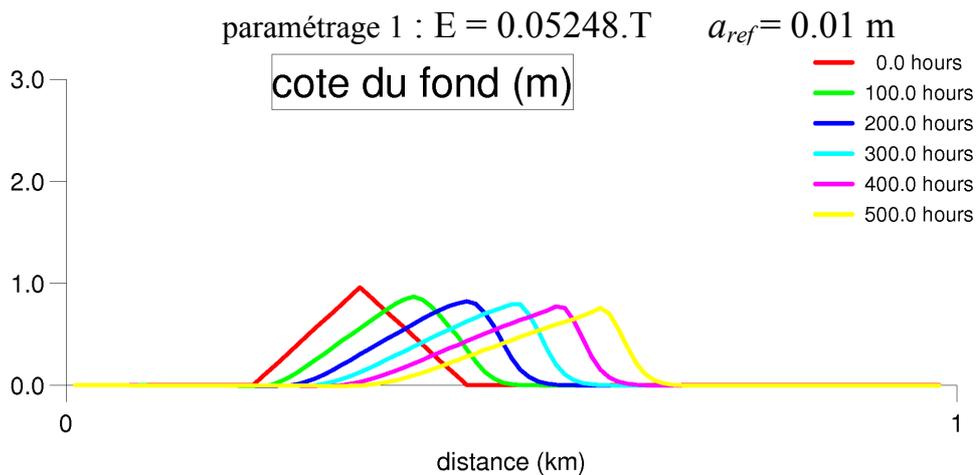


Figure 4.3.4 Evolution morphologique du profil d'une dune de sable soumise à un courant permanent (1 m.s^{-1}), selon une simulation 1DH

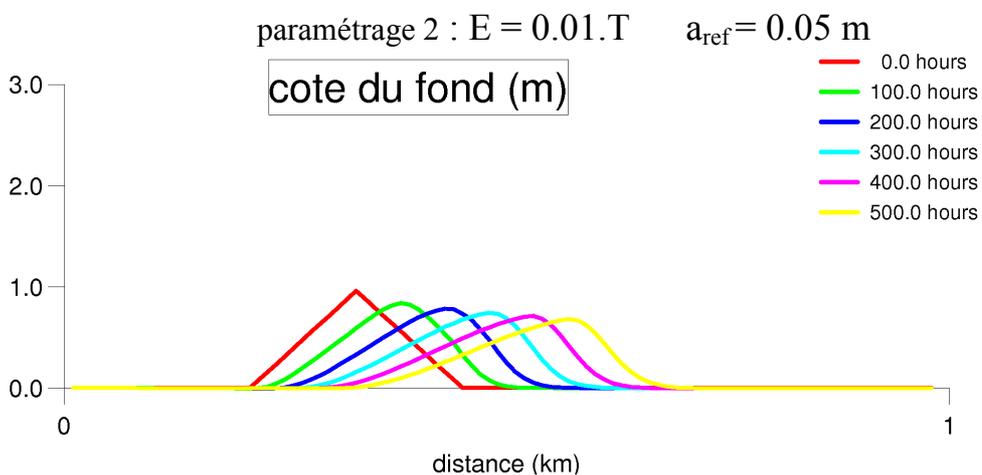


Figure 4.3.5 Evolution morphologique du profil d'une dune de sable soumise à un courant permanent (1 m.s^{-1}), selon une simulation 1DH

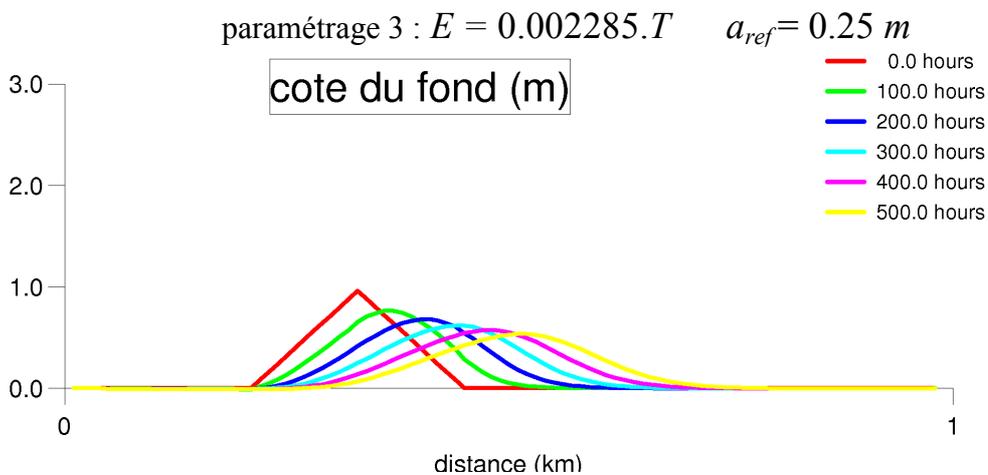


Figure 4.3.6 Evolution morphologique du profil d'une dune de sable soumise à un courant permanent (1 m.s^{-1}), selon une simulation 1DH

Quel que soit le paramétrage, la dune de sable migre vers l'aval au cours de la simulation (fig. 4.3.4, 4.3.5 et 4.3.6); ce résultat est une première étape pour la validation de la capacité morphodynamique d'un modèle de transport de sable en suspension via des flux de dépôt et d'érosion. On observe également que la dune est amortie au cours de la simulation et que la partie aval devient plus raide que la partie amont. On note au passage que de part et d'autre de la dune, le niveau du fond n'évolue pas : cela signifie que le modèle est correctement bouclé sur lui-même.

Concernant la sensibilité des évolutions morphodynamiques aux paramétrages considérés, deux tendances se dégagent. D'une part, la migration de la dune est d'autant plus rapide que la constante d'érosion est grande (et que conjointement la hauteur de référence se situe près du fond). D'autre part l'amortissement de la dune est plus rapide pour des constantes d'érosion faibles. La vitesse de migration de la dune et son amortissement ne peuvent être considérés séparément. En effet l'amortissement de la dune induit une diminution des gradients (horizontaux) de vitesse du courant, ce qui a pour effet de réduire les érosions nettes en amont de la dune et les dépôts nets en aval et donc de minimiser la migration de la dune. La déformation de la dune est différente en fonction du paramétrage (la pente aval est moins raide pour des hauteurs de référence élevées) ce qui induit également (après un certain temps) des gradients de vitesse différents d'un paramétrage à un autre.

On peut retenir que l'amortissement (étalement) plus important de la structure sableuse pour le paramétrage avec une hauteur de référence de 0.25 m. Le comportement hors-équilibre du modèle pour ce paramétrage peut expliquer cette tendance. La distance (caractéristique) d'ajustement pour ce paramétrage (*i.e.* 70-80 m) est peu éloignée de la dimension de la dune (250m) et on peut penser qu'une partie du sable érodée peut avant le sommet de la dune peut se déposer près du pied aval de la dune, ce qui va dans le sens d'un amortissement de la dune. Des tests supplémentaires seraient nécessaires, notamment pour des structures sableuses de taille différente, pour comprendre dans quelle mesure l'évolution morphodynamique est sensible au rapport *distance d'ajustement / dimension de la structure*. Quoiqu'il en soit les évolutions morphodynamiques restent assez peu sensibles au paramétrage des flux de dépôt et d'érosion, ce qui est satisfaisant surtout si on considère la forte disparité entre les constantes d'érosion et donc entre les flux d'érosion eux-mêmes.

L'évolution morphologique simulée par la méthode classique (utilisant des formules de capacité de transport et résolvant une équation différentielle pour l'évolution du fond) dans le cas 1DH produit des résultats comparables (Cayocca, 1996 ; Cugier, 2000) : la dune migre en s'amortissant et en se déformant de telle sorte que la partie aval est plus raide que la partie amont. Les formules de transport utilisées par Cayocca et Cugier sont respectivement celle de Engelund et Hansen (1972) et celle de Ackers et White (1973). Idier (2002), ainsi que De Vriend (1987) reproduisent également cet amortissement du profil de la structure sableuse par une modélisation 2DH; les résultats ne sont néanmoins pas strictement comparables puisque dans un cas 2DH la structure sableuse simulée est tridimensionnelle et est donc soumise à des lignes de courant qui divergent à l'approche de la partie amont de l'obstacle. Cette divergence est un processus qui a un effet amortissant pour l'obstacle sableux (De Vriend, 1987).

Le fait que la partie aval de la dune est plus raide que la partie amont est conforme aux observations (*e.g.* Raudkivi, 1996).

Ce raidissement de la partie aval, conjointement à la diminution de la pente amont de la dune, correspond à une propagation plus rapide du sommet de la dune. Ce qui est en accord avec le résultat analytique de De Vriend (1987) qui montre que la célérité de propagation d'une perturbation du fond est une fonction linéaire croissante de la vitesse du courant ($c_0 = U(T_1 - T_2)$), induisant une vitesse de propagation maximum du sommet de la dune qui est soumis au courant le plus élevé, si on considère la conservation du débit depuis l'amont jusqu'à l'aval de la dune.

Cependant, l'approche classique impose des précautions vis à vis d'instabilités provoquées par le raidissement de la partie aval. En effet, la partie aval de la dune se raidit jusqu'à l'apparition d'une onde de choc verticale (Cayocca, 1996). La solution est alors d'adopter un schéma numérique diffusif pour la résolution de l'équation d'évolution du fond. On peut citer les schémas de Wang (1991, in Cayocca, 1996) ou de Lax-Wendroff TVD (i.e. schéma Lax-Wendroff décentré-amont) que Saint-Cast (2002) a testé dans le cas d'une structure sableuse soumise à un courant permanent (et auteur a montré notamment qu'un schéma classique de Lax-Wendroff (centré) génère des oscillations numériques du fond). Une autre solution réside dans la prise en compte de l'effet de pente (transport gravitaire), qui peut simplement s'exprimer par un terme de diffusion. Cette solution, qui présente l'avantage d'être liée à un processus physique, est celle préconisée par de Vriend et al. (1993).

Dans une approche par flux de dépôt et d'érosion, telle que celle que nous utilisons, ce type d'instabilité numérique n'apparaît pas, même sans l'introduction de l'effet de pente. Après environ 300 heures simulées, la pente aval ne se raidit plus et semble avoir atteint une valeur d'équilibre (~2%). Il faut noter que cette pente est en deçà des pentes au delà desquelles il y a déclenchement d'avalanche par effet gravitaire : pour Soulsby (1997) cette pente limite est d'environ 30° (58 %), une valeur de 14° (25 %) a été observée sur la topographie des passes du bassin d'Arcachon (Cayocca, 1996)). Ainsi, l'effet gravitaire ne semble pas être le processus qui empêche la pente de se raidir au delà de la limite de déclenchement d'avalanche ; une telle conclusion est discutable car l'amortissement de la dune va dans le sens d'un adoucissement de la pente.

4.3.4 Modélisation bidimensionnelle verticale (2DV)

Des simulations morphodynamiques du même type ont été réalisées avec un modèle hydrodynamique bidimensionnel vertical.

Dans un premier temps, des tests avaient été réalisés avec une version canalisée du code SiAM 3D en coordonnées cartésiennes (coordonnées z) (Cugier et Le Hir, 2000). La conclusion principale de ces tests est que les coordonnées cartésiennes ne sont pas du tout adaptées à la modélisation morphodynamique de structures sableuses. Cela vient du fait que les lignes de niveau z « traversent » la bathymétrie. Une couche de fond peut alors être ouverte d'un côté et fermée de l'autre, induisant des tendances au dépôt ou à l'érosion complètement artificiels. Considérons l'exemple d'une maille située sur la partie amont de la structure sableuse. Pour cette maille, le côté gauche (la courant circule de gauche à droite) communique avec la maille située à sa gauche, tandis que le côté droit est appuyé à la bathymétrie et est donc fermé. Un transport de sable est possible entre la maille de gauche et la maille considérée, tandis que le transport à droite de la maille est forcément nul. La conservation de la quantité de sable en suspension d'une telle couche (k, i) s'écrit donc (k : niveau, i : position longitudinale):

$$\frac{C(i, k, t + \Delta t) - C(i, k, t)}{\Delta t} = u(i-1, k)C(i-1, k, t) - wC(i, k, t) + w_s C(i, k+1, t) + D$$

Par continuité, la vitesse verticale w entre la couche k et la couche $k+1$ peut être plus élevée que ce qu'elle est en réalité et on peut penser qu'on peut ainsi reproduire un transit de sable réaliste « à travers » la couche de fond. Les grains de sable qui transitent depuis la couche k vers la couche $k+1$ ont une forte probabilité de chuter, cette chute étant représentée par le terme $w_s C(i, k+1, t)$. Le sable qui arrive par l'amont peut donc se retrouver piégé dans la maille considérée, induisant une tendance au dépôt d'ordre numérique. La figure 4.3.7 montre un résultat morphodynamique (après 20 heures) de la dune simulée avec un modèle 2DV en

coordonnées z . La dune n'a pas migré et l'évolution morphologique paraît complètement numérique.

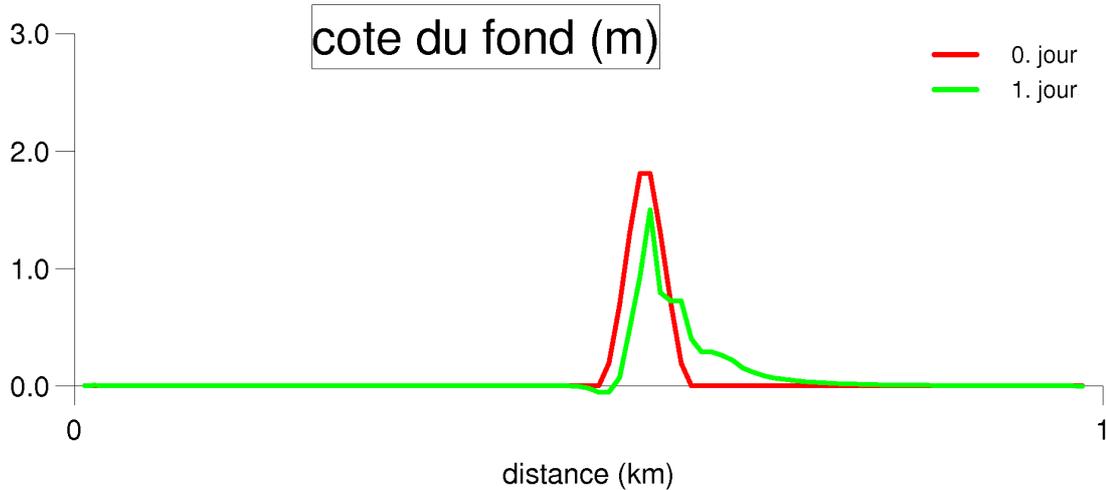


Figure 4.3.7 Profil après 24 heures de simulation d'une dune de sable soumise à un courant permanent, sans effet de pente, pour une simulation 2DV en coordonnées z

Pour cette raison, une version en coordonnées verticales sigma du code SiAM 3D a été développée et ensuite appliquée à l'estuaire de la Seine. Les modifications apportées au code de calcul sont détaillées en annexe A. C'est cette version qui a été utilisée et dégénérée en une version 2DV pour les résultats de simulations présentés dans cette partie.

La hauteur d'eau est discrétisée en 10 couches σ d'égales épaisseurs ($\Delta\sigma = 0.1$). La modélisation du transport de sable est telle que celle présentée dans le chapitre 3. C'est à dire que le transport de sable n'est pas explicitement discrétisé sur la verticale puisqu'il a lieu dans la couche de fond, un facteur correctif étant appliqué directement au flux horizontal pour tenir compte du mélange sur la verticale et du transport qui a lieu dans les couches supérieures. Le paramétrage des flux de dépôt et d'érosion est le « paramétrage 2 » ($a_{ref} = 5\text{cm}$, $E = 0.01T^{0.5}$) qui est le paramétrage validé dans le chapitre 3 (et appliqué dans le cas de la Seine). La courbe de transport relative à ce paramétrage (et pour une hauteur d'eau de 10 m et des grains de sable de diamètre 200 μm) est représentée en fig. 4.3.8. Le comportement hors-équilibre, pour un courant de 1 $\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$, de ce modèle pseudo-2DV peut être caractérisé par sa distance d'ajustement simulée (fig. 4.3.9) qui vaut environ 30-40 m.

De même que pour la simulation 1DH, la dune de sable migre vers l'aval avec une évolution morphologique telle que la pente aval devient plus raide que la pente amont (fig.4.3.10). La vitesse de migration est supérieure dans le cas de la simulation 2DV mais est du même ordre de grandeur: elle est d'environ 150 m / 500 h, tandis qu'elle est d'environ 230 m / 500 h pour la simulation 1DH (« paramétrage 2 », fig. 4.3.5).

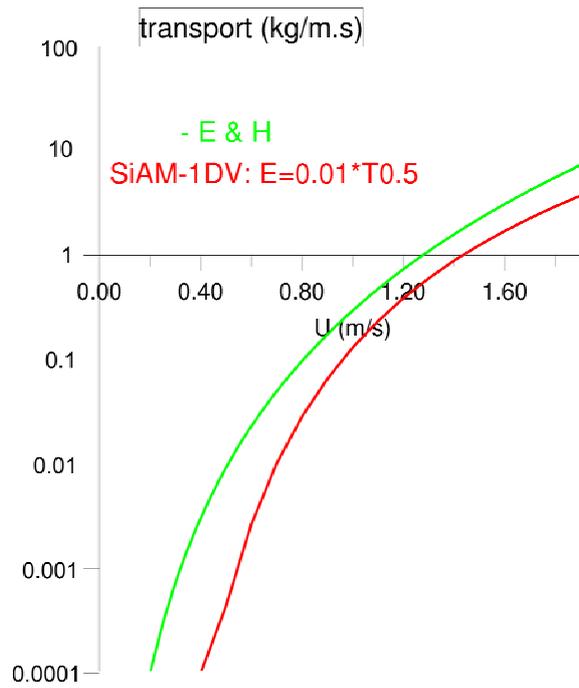


Figure 4.3.8 Courbes de transport à l'équilibre en fonction du courant moyen. En rouge : transport simulé par SiAM (version pseudo-2DV, transport de sable dans la couche de fond puis corrigé). En vert : transport calculé par la formule de transport total de Engelund et Hansen (1972).

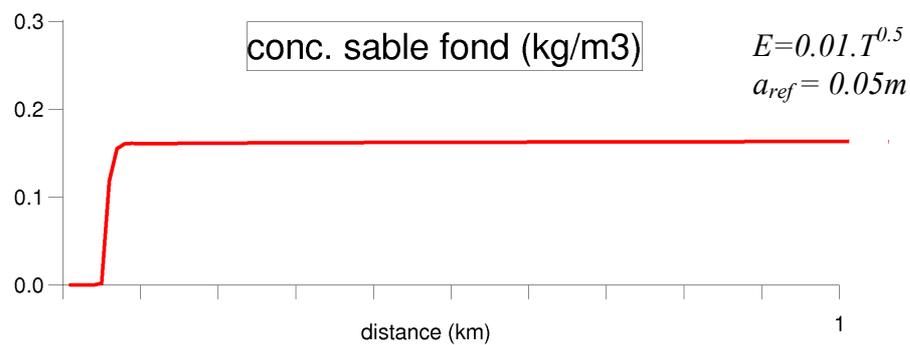


Figure 4.3.9 Simulation (pseudo 2DV) de l'ajustement de la concentration de sable en suspension (dans la couche de fond) vers une valeur à l'équilibre. Le courant (dirigé vers la droite) moyen vaut 1 m.s^{-1} ; le flux de sable est imposé nul en limite amont et le fond est inérodable pour $x < 50 \text{ m}$.

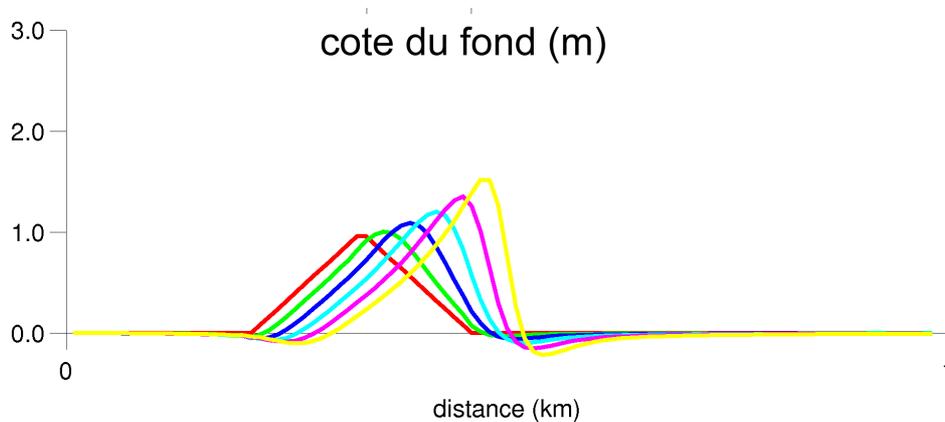


Figure 4.3.10 Evolution morphologique du profil d'une dune de sable soumise à un courant permanent (1 m.s^{-1}), sans effet de pente, pour une simulation 2DV (en coordonnées sigma)

Un résultat important est que la dune croît au cours de la migration. Idier (2002), en utilisant une approche mixte, par analyse de stabilité linéaire puis par modélisation numérique type processus (sur les structures prédites par l'analyse de stabilité), a montré que la possibilité de croissance d'une dune de sable est liée à des processus hydrodynamiques 3D, ou du moins discrétisés sur la verticale.

Il faut s'assurer que la croissance de la dune au cours de la simulation correspond bien à une taille de structure sableuse observée, c'est à dire à une taille de dune susceptible de se développer dans la nature. Il faut garder à l'esprit que les simulations morphodynamiques réalisées ici le sont pour des courants permanents et qu'on ne simule pas l'alternance des courants de marée comme c'est souvent le cas en mer. Néanmoins, il a été montré par analyse de stabilité linéaire (Fluit and Hulscher, 2002 in Idier, 2002) que les taux de croissance des dunes sont identiques dans le cas d'un courant alternatif en créneau et dans le cas d'un courant stationnaire ; la migration de la dune étant nulle dans le cas du courant alternatif. On ne parle pas ici de longueur d'onde car la structure sableuse simulée est une structure isolée. Cependant les évolutions morphologiques d'une dune isolée et d'une dune en champ sont tout à fait comparables. Idier (2002) a évalué les différences de comportement des deux types de structure. Les longueurs d'onde (on parle plutôt de la distance entre les deux pieds pour une structure isolée) associées aux taux de croissance les plus élevés seraient identiques. Le taux de croissance d'une structure sableuse isolée serait 2 fois supérieur à celui d'une structure sableuse en champ, tandis que la vitesse de migration d'une structure isolée est environ 1,5 fois supérieure à celle d'une structure en champ. Idier attribue cette vitesse d'évolution moindre d'une structure en champ au fait que le champ de dunes constitue une rugosité supplémentaire ayant tendance à ralentir l'écoulement.

Les observations de terrain montrent également que les structures sableuses les plus mobiles sont souvent les structures isolées (Garlan, 1997 in Idier, 2002).

La distance entre le pied amont et le pied aval de la dune, qui est équivalente à une longueur d'onde dans les cas d'un champ de dunes, est d'environ 300 m et ne semble pas évoluer (semble stable). Les longueurs d'onde observées des dunes sous-marines varient généralement entre 200 et 800 m (Knaapen et al. 2003).

Sensibilité de l'évolution morphodynamique à la vitesse du courant :

Une simulation morphodynamique a été réalisée pour un courant moyen de 0.5 m.s^{-1} (fig. 4.3.11), les autres caractéristiques (hauteur d'eau et structure sableuse) étant les mêmes que pour la simulation présentée en fig. 4.3.10. Les évolutions morphodynamiques, pour des courants de 1 m.s^{-1} et 0.5 m.s^{-1} , sont comparables si on considère la déformation de la structure sableuse (la pente aval devient plus raide que la pente amont) et le fait que la structure s'amplifie. Par contre les vitesses de migrations sont très différentes : dans le cas d'un courant moyen de 0.5 m.s^{-1} la vitesse de migration du sommet est de $80 \text{ m} / 150 \text{ j}$ (soit environ $11 \text{ m} / 500 \text{ h}$) tandis qu'elle atteint $150 \text{ m} / 500 \text{ h}$ pour un courant moyen de 1 m.s^{-1} . Cette forte disparité s'explique par les fortes non-linéarités des transports sableux en fonction du courant (l'écart entre les valeurs transportées est compris entre un et deux ordres de grandeur, et surtout l'écart entre les gradients de transport autour de 1 m.s^{-1} et 0.5 m.s^{-1} est également compris entre un et deux ordres de grandeur).

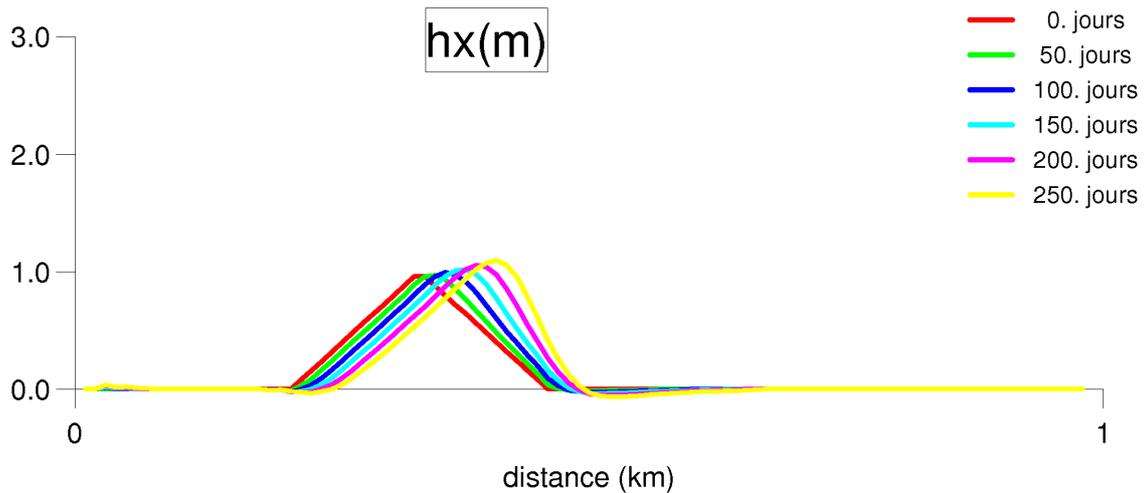


Figure 4.3.11 Evolution morphologique du profil d'une dune de sable soumise à un courant permanent (0.5 m.s-1), sans effet de pente, pour une simulation 2DV.

Comparaison de la vitesse de migration simulée par SiAM avec les vitesses simulées par la méthode classique (transport de sable calculé par des formules de capacité de transport) :

Dans le cas d'un courant moyen de 0.5 m.s^{-1} , les caractéristiques hydro-sédimentaires sont identiques à celles des expériences de De Vriend (1987) ainsi qu'à celle de Idier (2002) et de Cayocca (1996). Les expériences numériques sont cependant différentes puisque ces différents auteurs ont réalisé des simulations 2DH et que la forme de la structure est conique et n'est pas donc pas uniforme dans la direction perpendiculaire au courant comme c'est implicitement le cas pour une simulation 2DV.

La courbe de transport calculée par la formule de transport total de Engelund et Hansen (utilisée pour la simulation 2DH de De Vriend (1987) ou pour celle de Cayocca (1996)) est représentée en fig. 4.3.8.

La vitesse de migration simulée par le code SiAM-2DV est de 80 m (fig. 4.3.11) et du même ordre de grandeur que les vitesses de migration calculées par les différents auteurs :

- 155 m pour le modèle de De Vriend (1987) sans effet de pente.
- 187 m pour le modèle de Cayocca (1996) avec effet de pente.
- 200 m pour le modèle de Idier (2002) sans effet de pente.

Introduction de l'effet de pente :

La possibilité d'introduire un effet de pente dans l'approche du transport de sable en suspension (dans la couche de fond) par flux de dépôt et d'érosion est envisagée. Les approches utilisées classiquement sont décrites puis une stratégie est proposée pour notre modèle de transport de sable. La pertinence d'une telle stratégie est alors évaluée en comparant les évolutions morphodynamiques simulées d'une structure sableuse avec et sans effet de pente.

L'introduction de l'effet de pente (effet de gravité) dans un modèle de transport sédimentaire peut se faire principalement de deux manières : soit en appliquant un facteur multiplicatif aux

flux de transport par charriage (ou au flux total si une formule de transport total est utilisée), soit en modifiant la contrainte critique de mise en mouvement des grains de sable.

Pour la première option, la correction appliquée au flux de transport peut être isotrope ou anisotrope. On peut citer la correction anisotrope de Watanabe (1992, in Cayocca, 1996) qui s'écrit :

$$q_x = q_x^0 - \varepsilon_s |q_x^0| \frac{\partial z}{\partial x}$$

$$q_y = q_y^0 - \varepsilon_s |q_y^0| \frac{\partial z}{\partial y}$$

q_x^0 et q_y^0 étant les valeurs calculées sur fond plat pour des conditions hydro-sédimentaires identiques. ε_s est une constante positive déterminée empiriquement.

Pour de Vriend et al. (1993, in Cayocca, 1996), la méthode la plus efficace consiste à adopter une formulation similaire à celle de Watanabe mais dans une version isotrope, i.e. :

$$\vec{q} = \vec{q}_0 - \varepsilon_s \left\| \vec{q}_0 \right\| \vec{\nabla} z \quad \text{soit : } q_x = q_x^0 - \varepsilon_s |q_t^0| \frac{\partial z}{\partial x}$$

$$q_y = q_y^0 - \varepsilon_s |q_t^0| \frac{\partial z}{\partial y}$$

ε_s est une constante qui dépend de la taille des grains de sable considérés

La formule proposée par Soulsby-Van Rijn est du même type mais avec une constante indépendante de la taille des grains qui vaut : $\varepsilon_s = 1.6$

La deuxième option est celle préconisée par Soulsby (1997) qui propose la relation suivante :

$$\frac{\tau_{\beta cr}}{\tau_{cr}} = \frac{\cos \psi \sin \beta + (\cos^2 \beta \tan^2 \phi_i - \sin^2 \psi \sin^2 \beta)^{1/2}}{\tan \phi_i}$$

β étant la pente du fond, ψ l'angle entre la direction du courant et la direction de la pente, et ϕ_i l'angle de repos du sédiment (angle au-delà duquel il y a déclenchement d'avalanches par simple effet gravitaire).

Dans un cas 2DV tel que celui que nous simulons la relation se ramène à :

$$\frac{\tau_{\beta cr}}{\tau_{cr}} = \frac{\sin(\beta + \phi_i)}{\sin \phi_i}$$

τ_{cr} étant la contrainte critique équivalente pour un fond plat.

Concernant la prise en compte de l'effet de pente dans le modèle SiAM, une adaptation de la première option a été choisie. Le flux horizontal (en suspension dans la couche de fond) de transport est corrigé d'un facteur qui tient compte de la pente du fond. Le produit $U_{fond} \cdot C_{fond}$ (qui est par ailleurs corrigé d'un facteur qui tient compte du mélange éventuel dans les couches de fond, cf. chapitre 3) est corrigé du facteur proposé par Soulsby-Van Rijn (Soulsby, 1997): $(1.1.6 \tan \beta)$. Cette option a été retenue car la contrainte critique de mise en mouvement du sable dépend de l'angle de repos du sédiment ϕ_i qui est mal connu dans le cas des mélanges

sable/vase. De plus le flux d'érosion de sable a été paramétré (conjointement à la hauteur de référence à laquelle est exprimé le dépôt) pour reproduire des transports horizontaux réalistes, il semble plus judicieux de corriger directement le flux solide.

La vitesse de migration de la dune lorsque l'effet de pente est pris en compte (fig.4.3.12) est quasi-identique à la vitesse de migration dans le cas sans effet de pente (environ 150m/500h pour le sommet). En revanche le taux de croissance avec effet de pente est inférieur au taux de croissance sans effet de pente : les taux de croissance valent respectivement 0.3m/500h et 0.50m/500h. Ces tendances concordent avec celles des résultats de l'analyse de sensibilité linéaire de Idier (2002) : pour ce qui concerne la vitesse de migration, l'effet de pente est négligeable (de l'ordre de 0.6 % de la migration), tandis que les taux de croissance sont plus faibles lorsque l'effet de pente est pris en compte (le rapport des taux de migration est d'environ 1.7 pour une longueur d'onde de 300 m).

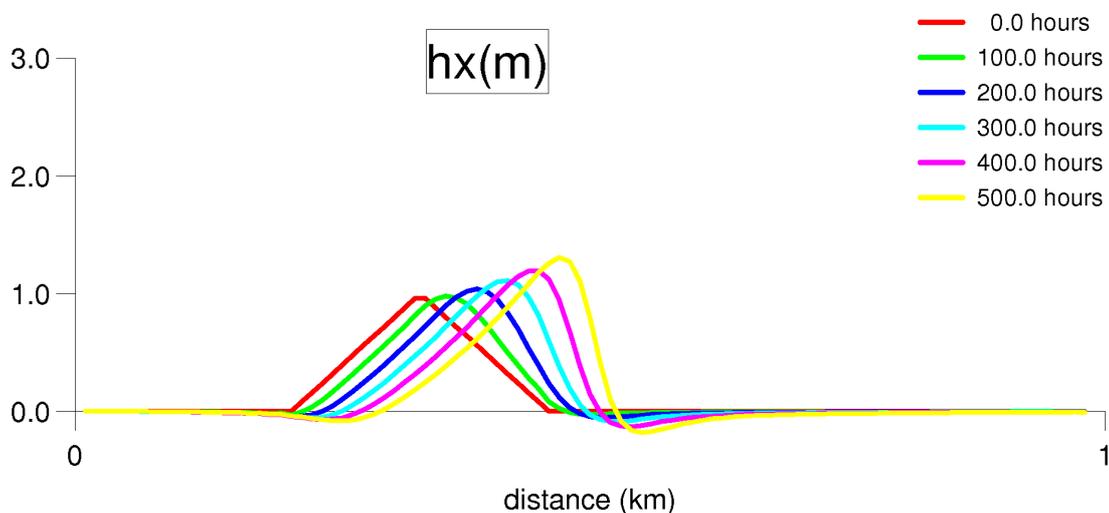


Figure 4.3.12 Evolution morphologique du profil d'une dune de sable soumise à un courant permanent (1 m.s^{-1}), avec effet de pente, pour une simulation 2DV (en coordonnées sigma).

Hauteur de saturation :

Les simulations avec et sans effet de pente ont été poursuivies pour évaluer la capacité du modèle à reproduire le phénomène de saturation de la structure sableuse. Le domaine a été rallongé (à 2 km) pour s'affranchir d'éventuels effets de bord).

Après environ 100 jours simulés incluant l'effet de pente (fig. 4.3.13), le taux de croissance est nul : c'est à dire que la dune a atteint une hauteur dite de saturation. Cette hauteur de saturation est de 2m30. Idier (2002) prédit une hauteur de saturation de 0.35 h (soit 3,5m pour 10 m d'eau). Nemeth (2003, in De Vriend, 2003), en utilisant une approche mathématique proche de celle de Idier, calcule des hauteurs de saturation qui varient entre 0.1 h et 0.3 h suivant les caractéristiques hydro-sédimentaires de la simulation.

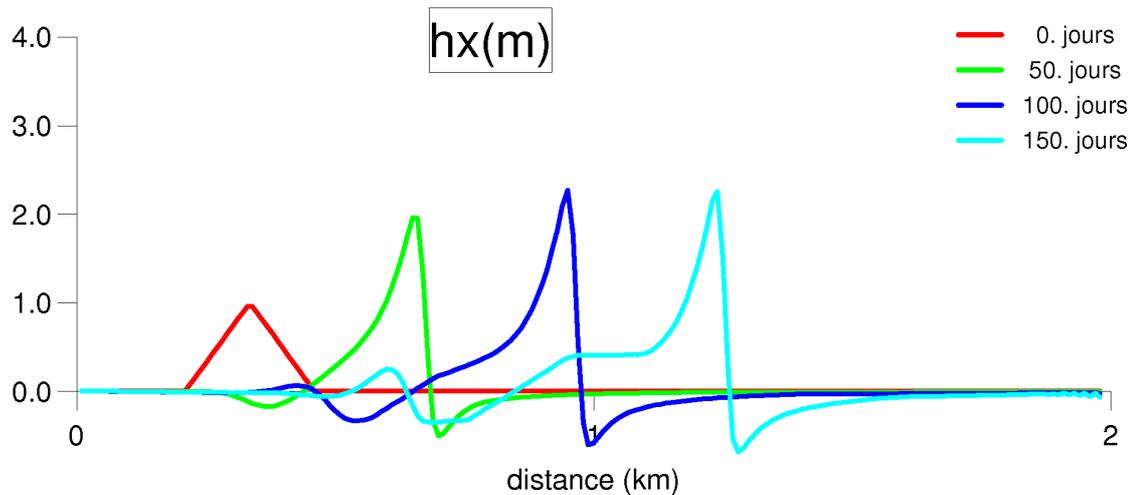


Figure 4.3.13 Evolution morphologique du profil d'une dune de sable soumise à un courant permanent, avec effet de pente, pour une simulation 2DV (en coordonnées sigma).

Une hauteur de saturation est également atteinte sans effet de pente (fig. 4.3.14). Les calculs de Idier (2002) tendent à montrer que l'effet de pente ne joue pas de rôle majeur dans le processus de saturation des dunes. La simulation présentée en fig. 4.3.14 a été réalisée pour une dune initiale de forme identique à celle définie pour les simulations précédentes mais avec une hauteur de 2m pour atteindre plus rapidement la hauteur de saturation ; en effet avec une hauteur de 1m, la dune n'avait pas atteint sa hauteur de saturation avant d'atteindre l'extrémité du domaine et le calcul ne pouvait pas être poursuivi. La hauteur de saturation est d'environ 3,3m et est atteinte avant 25 jours de simulation.

Pour Flemming (2000, in Idier, 2002), le transport par suspension est le facteur limitant de la croissance des dunes. Idier (2002) indique qu'il n'est pas possible de reproduire la saturation en considérant uniquement la composante du transport par charriage. Nous avons vu dans le cas 1DH que les évolutions morphodynamiques montrent une sensibilité au comportement hors-équilibre du modèle (qui dépend du paramétrage conjoint des flux d'érosion et de dépôt). Pour des conditions hydrodynamiques et sédimentaires données, ce comportement hors-équilibre peut-être caractérisé par la distance d'ajustement nécessaire pour tendre vers un transport à l'équilibre. La sensibilité des évolutions morphodynamiques est telle que l'amortissement augmente avec la distance d'ajustement. La distance d'ajustement simulée par le modèle joue probablement un rôle vis à vis de la saturation des dunes. A mesure que la dune s'amplifie, les gradients horizontaux de courant augmentent et les flux solides transportés s'écartent plus facilement des flux à l'équilibre (ce qui revient à augmenter les distances d'ajustement). On peut rappeler qu'une approche par formules de capacité de transport ne peut reproduire une dynamique d'ajustement car les flux horizontaux calculés en chaque maille sont des flux à l'équilibre.

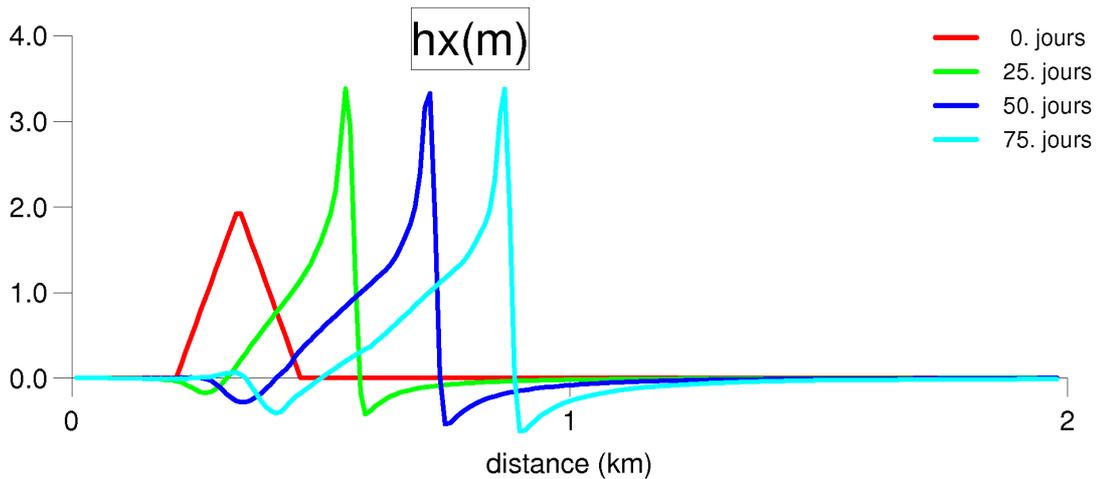


Figure 4.3.14 Evolution morphologique du profil d'une dune de sable soumise à un courant permanent, sans effet de pente, pour une simulation 2DV (en coordonnées sigma).

Evolution morphodynamique à plus long terme :

La simulation avec effet de pente a été poursuivie jusqu'à 250 jours (fig. 4.3.15). En amont de la dune isolée initiale, on peut voir l'apparition d'une autre dune après environ 4000 heures de simulation. Cette dune atteint plus de 1 m après 6000 heures de simulation et sa forme est telle que la pente amont est plus douce que la pente aval. Une forme sableuse se développe également sur la pente amont de la dune initiale. La simulation pourrait être poursuivie plus longtemps et sur un domaine plus long, la première dune étant proche de l'extrémité aval du domaine. La capacité du modèle à reproduire un champ de dune à partir d'une dune unique, qui peut être vue comme une perturbation isolée, pourrait être évaluée^{N.B.1}.

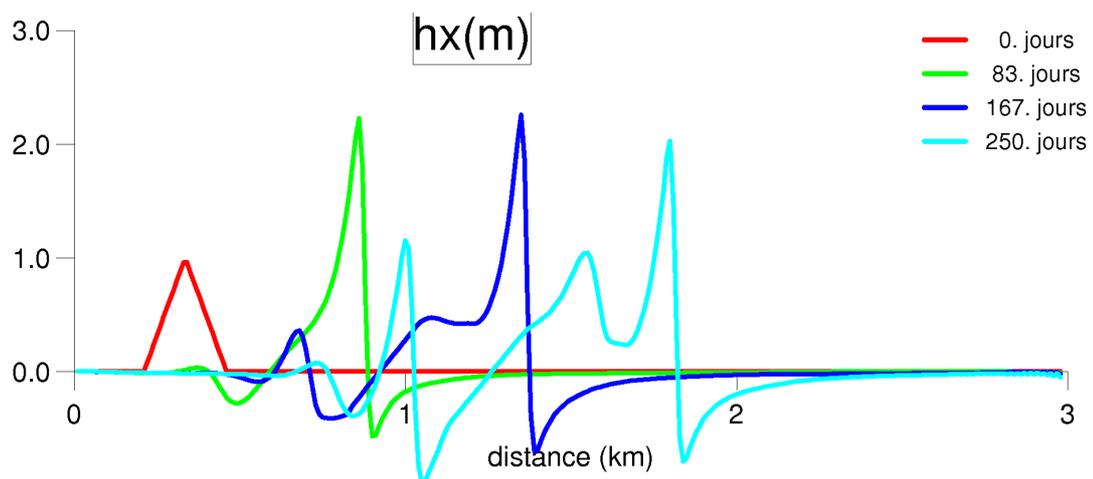


Figure 4.3.15 Evolution morphologique du profil d'une dune de sable soumise à un courant permanent, avec effet de pente, pour une simulation 2DV

^{N.B.} Le schéma implicite A.D.I du modèle hydrodynamique est trop coûteux en terme de temps calcul pour des mailles petites (10 m) de nos expériences numériques (le critère de stabilité est une fonction quadratique du pas d'espace Δx) : la simulation de 6000 heure sur un domaine de 3 km nécessite environ 100h de temps calcul sur le calculateur d'*Ifremer*. Un schéma explicite moins coûteux doit être envisagé pour des simulations plus longues.

4.3.5 Modélisation tridimensionnelle

Pour le même profil d'obstacle que dans le cas 2DV, une simulation 3D a été réalisée. Le courant moyen est de $1\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$ afin de reproduire des évolutions morphodynamiques rapides ; la contrainte de stabilité du schéma ADI induit un coût calcul excessif qui ne permet pas de simuler en 3D des évolutions morphologiques pour $U=0.5\text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$ sur 250 jours comme le font De Vriend (1987) ou Idier (2002). Les évolutions morphologiques tridimensionnelles restent néanmoins qualitativement comparables. La forme de la structure sableuse tridimensionnelle initiale est conique avec une base circulaire (cf. fig 4.3.17 et 4.3.18) et n'est pas équivalente à celle de l'obstacle initial pour les simulations 2DV, uniforme dans la direction perpendiculaire au courant.

De même que pour les simulations 1DH et 2DV la bosse sableuse migre vers l'aval avec une pente aval qui se raidit et une pente amont qui s'adoucit (fig. 4.3.16). La hauteur de la dune est croissante avec un taux de $0.15\text{m}/500\text{h}$, mais dans une moindre mesure que dans le cas 2DV ($0.3\text{m}/500\text{h}$). La vitesse de propagation, qui est environ de $100\text{m}/500\text{h}$ est également moindre ($150\text{m}/500\text{h}$ pour la simulation 2DV avec ou sans effet de pente).

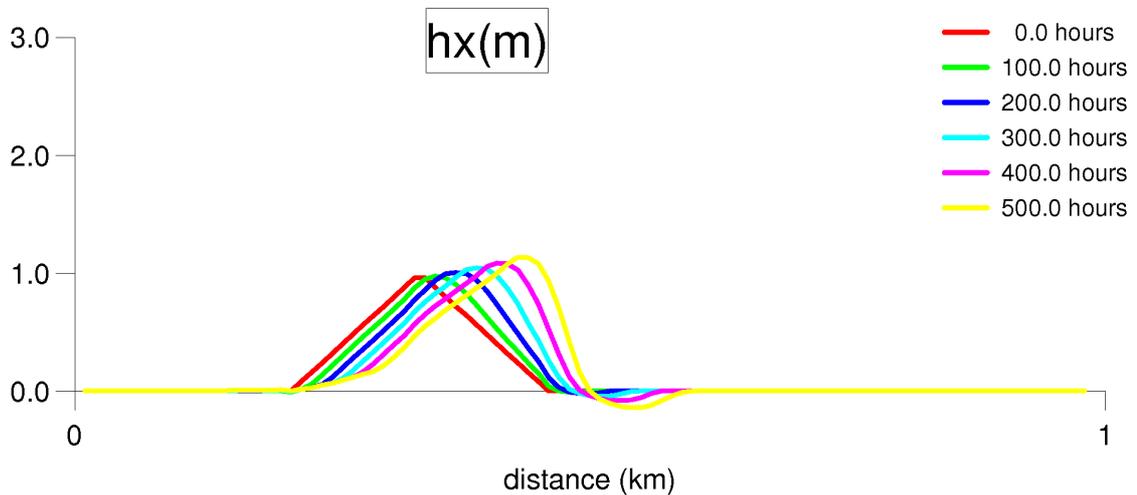


Figure 4.3.16 Evolution morphologique du profil longitudinal (dans la direction du courant) d'une structure sableuse de forme conique soumise à un courant permanent ($1\text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$), sans effet de pente, selon une simulation 3D.

L'évolution morphologique tridimensionnelle (fig. 4.3.17 et 4.3.18) est en accord avec les résultats fournis par l'étude analytique (analyse des caractéristiques) de De Vriend (1987): la bosse de sable migre en adoptant la forme d'une étoile à 3 branches. Ces branches s'élargissent durant la migration. Cette forme d'étoile est également en accord avec les résultats de modélisation de De Vriend (1987), Cayocca (1996) et Idier (2002). Les modèles utilisés par ces différents auteurs sont des modèles intégrés sur la verticale (2DH) et montrent un amortissement de la bosse au cours de la migration. Ce qui tend à confirmer que le développement d'une dune de sable (jusqu'à saturation) nécessite une simulation tridimensionnelle, ou du moins de simuler la structure verticale du courant.

Un suivi bathymétrique d'un dépôt de dragage de forme plus ou moins conique au large de Rotterdam (Pays Bas) a montré que le dépôt migre dans la direction du courant résiduel en adoptant une forme triangulaire à sa base (Redeker and Kollen, 1985, in De Vriend, 1987), assez proche de la forme en étoile prédite par analyse mathématique ou par simulation numérique.

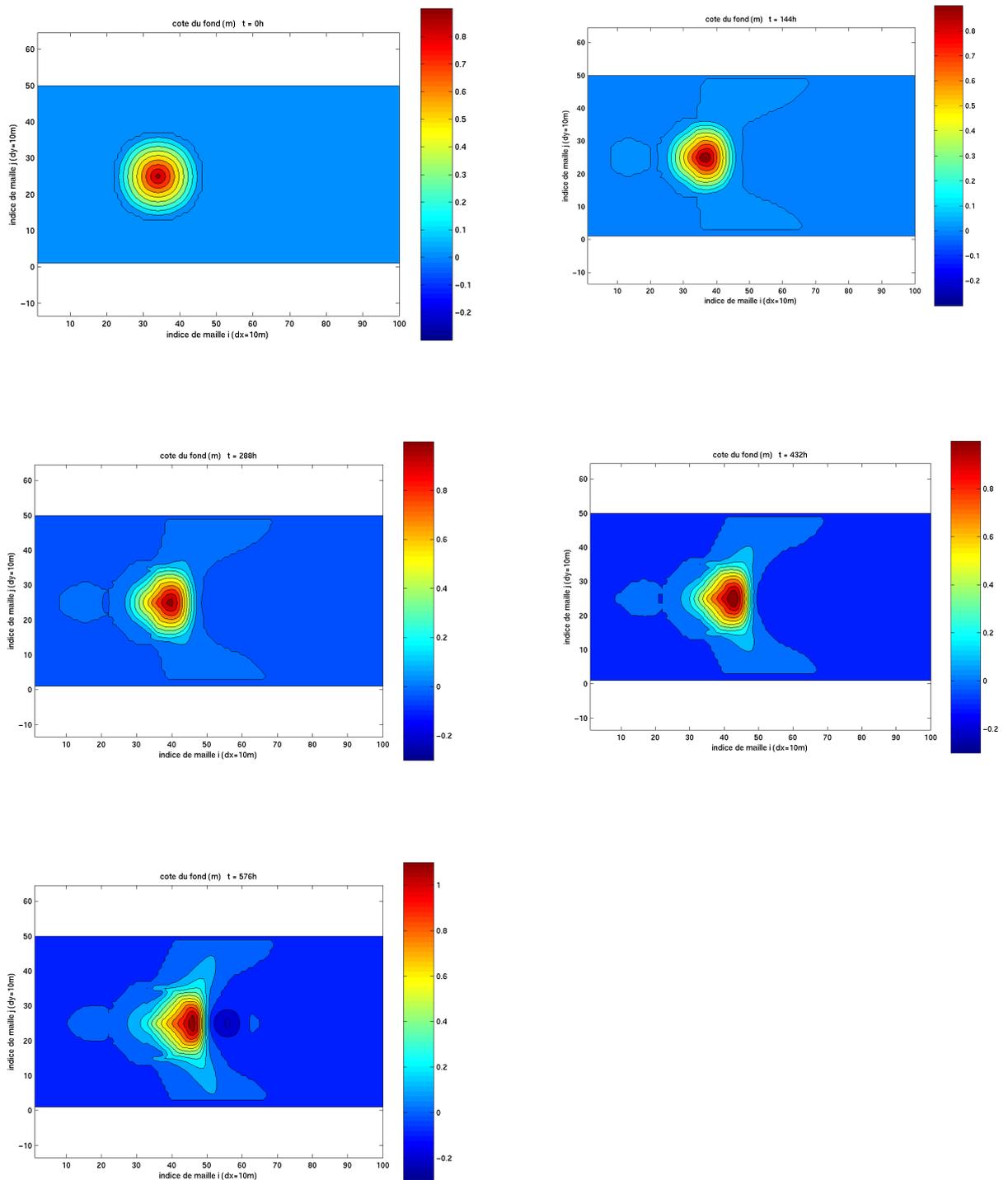


Figure 4.3.17 Vue du dessus de l'évolution morphodynamique d'une structure sableuse de forme conique soumise à un courant permanent (1 m.s^{-1} , dirigé de la gauche vers la droite), sans effet de pente, selon une simulation 3D.

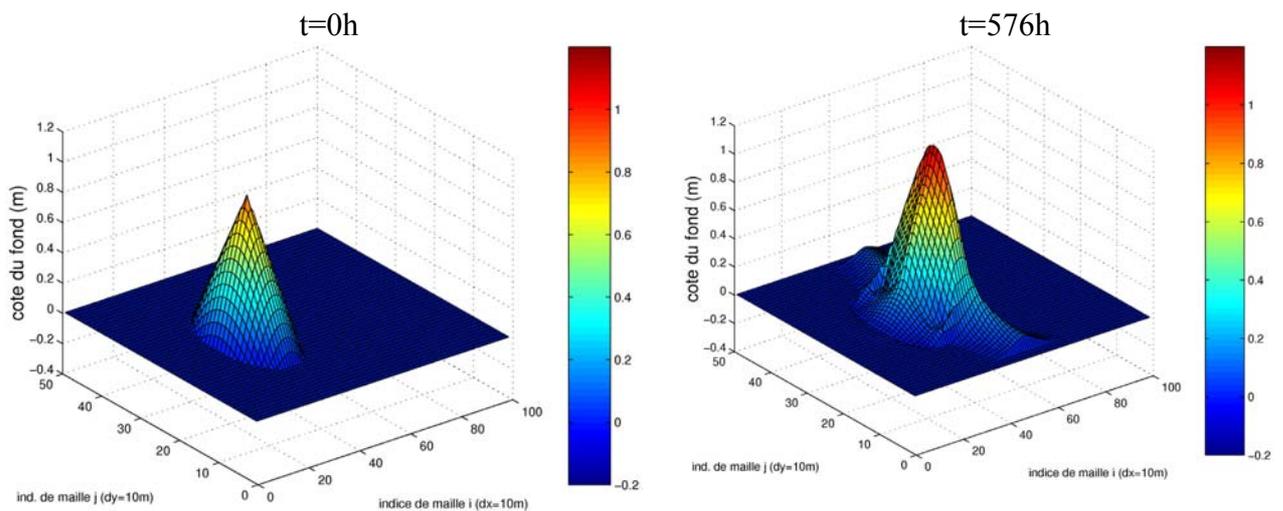


Figure 4.3.18 Morphologie de la structure sableuse à $t=0h$ et à $t=576h$ selon une simulation morphodynamique 3D

4.3.6 Conclusions des tests morphodynamiques et considérations pour une application à l’embouchure de la Seine

On rappelle que l’objectif des tests morphodynamiques réalisés dans ce chapitre n’est pas d’améliorer la compréhension des processus morphodynamiques liés à la migration des dunes, mais de valider la capacité morphodynamique du modèle de transport de sable dans un cas schématique qui avait déjà fait l’objet d’études numériques ou analytiques.

Le modèle morphodynamique SiAM (dans son ensemble) s’avère capable de reproduire qualitativement, pour un cas de figure donné, des évolutions morphodynamiques liées à des transports sableux. Un résultat important est que le sens de migration de la structure sableuse est simulé, ce qui n’est pas intuitif pour une approche de modélisation par flux de dépôt et d’érosion. Le processus morphodynamique de saturation peut être reproduit par un tel modèle de transport sableux. Dans un cas tridimensionnel, l’évolution morphodynamique simulée semble également qualitativement correcte.

L’application du modèle de transport de sable dans le cas de l’embouchure de la Seine est spécifique en raison des contraintes imposées par le maillage horizontal. Les dimensions importantes des mailles (supérieures à 100m) ont tendance à lisser les pentes, qui sont alors trop faibles pour modifier le transport de sable de manière non négligeable. L’effet de pente sur les flux solides ne peut donc pas être pris en compte pour les simulations morphodynamiques de l’embouchure de la Seine. Concernant la dynamique hors-équilibre du transport sableux, la dimension des mailles fait que le modèle peut difficilement la décrire. En effet les distances caractéristiques d’ajustement sont du même ordre de grandeur ou inférieures à la taille des mailles. Les distances caractéristiques d’ajustement les plus longues à l’embouchure se retrouvent a priori à l’engainement, où les courants sont forts et peuvent atteindre $2m.s^{-1}$ et où les hauteurs d’eau sont suffisamment importantes ($\sim 6-7m$). Pour de telles conditions, l’abaque de Van-Rijn (1989, cf. fig. 3.3.4) donne des distances caractéristiques d’environ 1000 m ; la dimension des mailles à l’engainement est d’environ 400 m dans la direction x qui est approximativement la direction des courants les plus forts.

Chapitre 5 : Stratégie de modélisation du transport simultané sable/vase

5.1 Erodabilité des sédiments mixtes, dépôt et sédimentation simultanée sable/vase (synthèse bibliographique)

Les processus de transport des sédiments ainsi que leur modélisation sont presque exclusivement étudiés séparément selon qu'il s'agit de sédiments de type cohésifs ou non-cohésifs, leurs comportements respectifs étant sous bien des aspects différents. Or, ces deux types de sédiment coexistent très souvent dans la nature et on retrouve des fonds sédimentaires mixtes sable/vase. C'est le cas en particulier pour l'embouchure de la Seine où des surfaces importantes du lit sont des mélanges de sable (plutôt fin, diamètre inférieur à 200 μm , *e.g.* Lesueur, 1999) et de vase. Il apparaît donc primordial de considérer comment s'effectuent les processus tels que le dépôt et l'érosion quand coexistent ces 2 types de sédiment.

5.1.1 Erosion des sédiments mixtes

Pour mieux comprendre le comportement à l'érosion des sédiments mixtes, on peut considérer successivement l'insertion de particules fines à un fond sableux, puis l'insertion de sable à un fond vaseux.

Torfs (1994a, in Mitchener et Torfs 1996) a expérimenté en canal le comportement érosif de mixtures homogènes composées de sable fin ($D = 230 \mu\text{m}$) et de différentes vases: Kaolinite, Montmorillonite et vases naturelles (intertidales et subtidales) de l'Escaut (Scheldt). La tension critique d'érosion des différentes mixtures a été estimée en fonction du pourcentage de vase, tout en conservant une densité constante pour le lit. Un résultat important est que la tension critique d'érosion augmente lorsqu'on augmente la proportion de particules fines. Cette augmentation peut-être très importante: τ_{ce} vaut 0.35 N/m² pour un sédiment uniquement sableux et près de 3 N/m² lorsqu'il y a 15 % (en masse) de Montmorillonite. Les auteurs relèvent également que le taux d'augmentation de τ_{ce} en fonction du % de fines dépend du type de vase composant le sédiment mixte.

Panagiotopoulos et al. (1997) ont évalué τ_{ce} (en fonction du % de vase) pour des mélanges constitués d'une vase naturelle de l'estuaire de la Severn (UK) et de sable à 152.5 μm et 215 μm (fig. 5.1.1). Leurs expériences montrent que l'augmentation de τ_{ce} est relativement faible

pour une teneur (fraction) en vase $frvas < 30 \%$ ($frvas = \frac{m_v}{m_v + m_s}$, m_v : masse de vase, m_s :

masse de sable); elle est nettement plus importante lorsque $frvas > 30 \%$ (ce qui correspond approximativement à 11 % d'argile au sens granulométrique, *i.e.* $< 4 \mu\text{m}$).

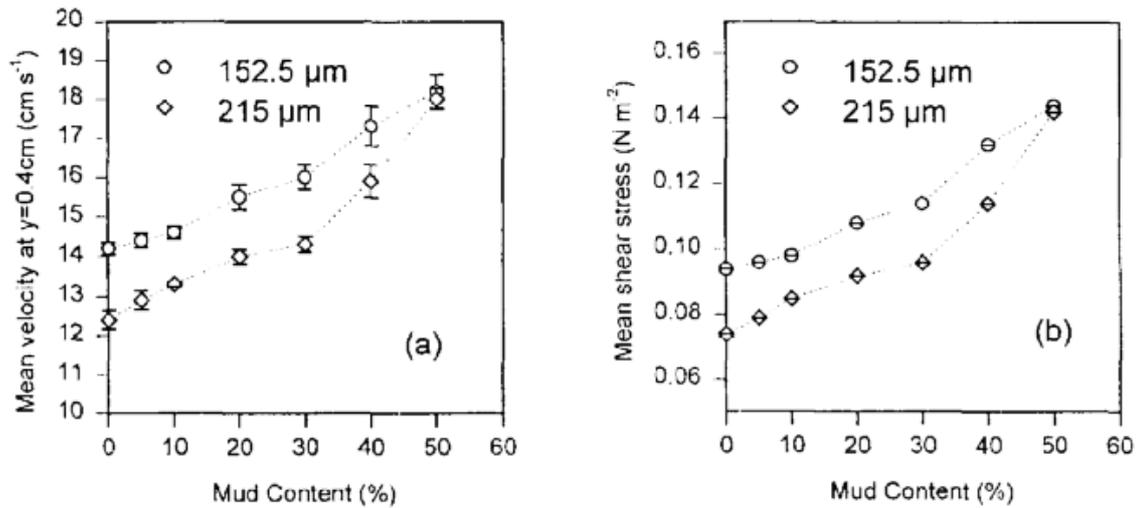


Figure 5.1.1 Vitesse moyenne critique (a) et contrainte de cisaillement critique associée (b), pour l'érosion d'un mélange sable/ vase en fonction de la teneur en vase du mélange. (Panagiotopoulos et al., 1997)

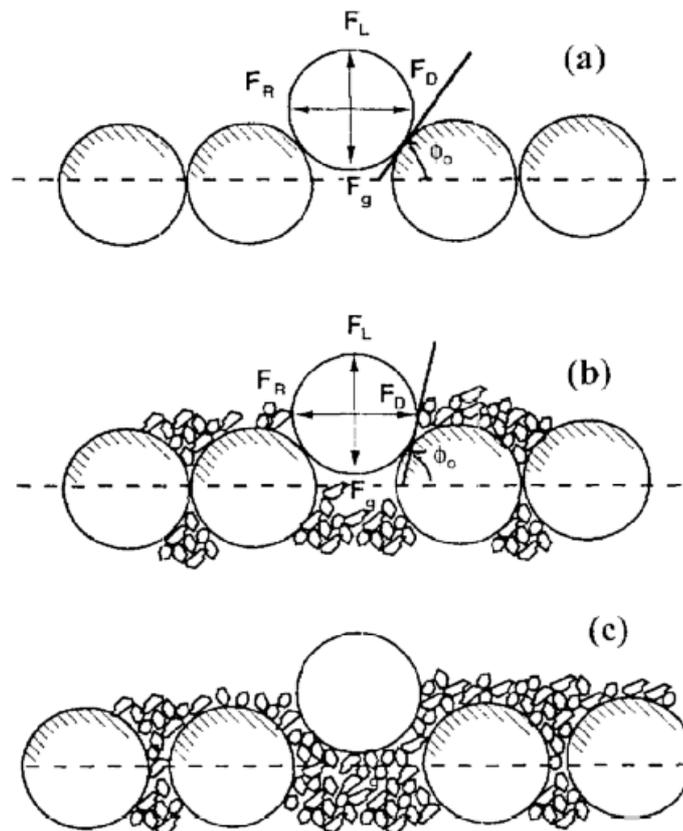


Fig. 14. Conceptual model showing the mechanism for the initiation of sediment motion for: (a) pure sand particles; (b) sand and mud mixtures with mud content $M < 30\%$; and (c) sand and mud mixtures with mud content $M > 30\%$. (Key: ϕ_0 angle of internal friction; F_g weight of the particle; F_L lift force; F_D drag force; and F_R resistance force; after Wiberg and Smith, 1987).

Figure 5.1.2 Schéma conceptuel montrant les mécanismes de mise en mouvement pour : (a) un sable pur (particules sableuses sphériques d'une seule taille); (b) un sédiment mixte sable/vase tel que la fraction vaseuse $frvas < 30\%$; (c) un sédiment mixte sable/vase tel que la fraction vaseuse $frvas > 30\%$. (Φ_0 : angle de frottement interne; F_g : poids des particules; F_L : force de portance; F_D : force de trainée; F_R : force de résistance). (Panagiotopoulos et al., 1997)

Cette caractéristique est observée dans le cas d'un frottement dû à un courant, comme dans le cas d'un frottement dû à l'action de la houle. L'interprétation de Panagiotopoulos et al. est la suivante : à mesure que la proportion de vase augmente, l'espace entre les grains de sable diminue. Pour $fr_{vas} < 30\%$ (fig. 5.1.2 (a) et (b)), les grains de sable continuent à être en contact les uns avec les autres. Mais, plus la quantité de vase est importante et plus les espaces entre les points de contact sont occupés, réduisant la « possibilité » pour les grains de pivoter les uns par rapport aux autres: ce qui rend plus difficile la condition de mise en mouvement

Lorsque $fr_{vas} > 30\%$ (fig. 5.1.2 (c)) les grains de sable ne sont plus en contact les uns avec les autres et le mécanisme de pivot cesse d'être le mécanisme principal de mise en mouvement. Les grains de sable résident au sein d'une matrice de particules de vase et le comportement de l'ensemble cesse d'être celui d'un frottement intergranulaire pour devenir de type cohésif. Puis, lorsque fr_{vas} augmente le matériau devient plus compact, les forces de cohésion augmentent et τ_{ce} augmente notablement.

Les travaux de Torfs (1995, in Van Ledden 2002) montrent également que le mélange sable/vase devient cohésif à partir d'une certaine proportion de vase. Les tests ont été effectués pour 2 types de vases comme le montre la fig. 5.1.3. La contrainte critique d'érosion est représentée à la fois en fonction du pourcentage de vase ($\% < 63 \mu m$) et du pourcentage d'argile granulométrique ($\% < 4 \mu m$). Il s'avère que la contrainte critique diffère significativement d'un type de mélange à un autre pour une même proportion de vase. En revanche, les contraintes critiques sont presque identiques pour une même proportion d'argile granulométrique. Les proportions de vase et d'argile granulométriques critiques (vis à vis de l'érosion) sont données dans le tableau 5.1.1 (on rappelle que ces proportions critiques correspondent aux proportions à partir desquelles la contrainte critique augmente plus fortement, ce qui caractérise le passage du mélange à un sédiment de type cohésif). Dans ce tableau sont également indiquées les valeurs critiques calculées par Panagiotopoulos et al. (1997). La vase qu'ils ont utilisée est une vase naturelle issue de l'estuaire de la Severn et est qualifiée de vase de type « Combwich », dont 20 % de la masse est composée d'argiles minéralogiques de type illite en grande majorité. Ainsi, Van Ledden et al. (2003) considèrent qu'il est plus pertinent de déterminer l'érodabilité d'un sédiment mixte sable/vase en fonction de sa teneur en argile granulométrique (*i.e.* $< 4 \mu m$) plutôt qu'en fonction de sa teneur en vase (*i.e.* $< 63 \mu m$).

Type minéralogique d'argile granulométrique	Pourcentage critique de vase	Pourcentage critique d'argile granulométrique
Kaolinite (Torfs, 1995)	4 %	3 %
Montmorillonite (Torfs, 1995)	13 %	4 %
Illite (Panagiotopoulos et al., 1997)	30 %	10.8 %

Tableau 5.1.1 (d'après Van Ledden, 2002)

Des tests réalisés par Migniot (1989 b) sur des vases pures (ne contenant pas de sable) montrent également que la rigidité du sédiment (et donc son érodabilité qui peut être déduite de la rigidité par la relation 5.1.1, page 107) est fortement liée à la taille des particules qui le compose. Il montre par exemple qu'une vase très fine, à dominante d'argile kaolinite, a une rigidité beaucoup plus forte qu'un limon de rivière de quelques dizaines de microns.

Pour des quantités de vase très faibles (*i.e.* $< 5\%$), certains auteurs notent que la tension critique d'érosion est plus faible que la tension critique d'érosion pour du sable pur (Berlamont et Torfs, 1995). Cela correspondrait au fait que ce sont uniquement les fines qui sont érodées (lessivage des particules de vase), du moins celles situées au niveau de l'interface eau/sédiment. Torfs et al. (2001) proposent une variation de la contrainte critique d'érosion (en fonction de la fraction de fines) qui tient compte de cet aspect (fig. 5.1.4). Leur interprétation est cependant

différente: c'est bien l'érosion des grains de sable qui est facilitée. Les faibles quantités de vase présentes ont pour effet de réduire les frictions inter-granulaires, c'est à dire qu'elles jouent le rôle de lubrifiant vis à vis des grains de sable (Mehta et Alkhalidi, 2004).

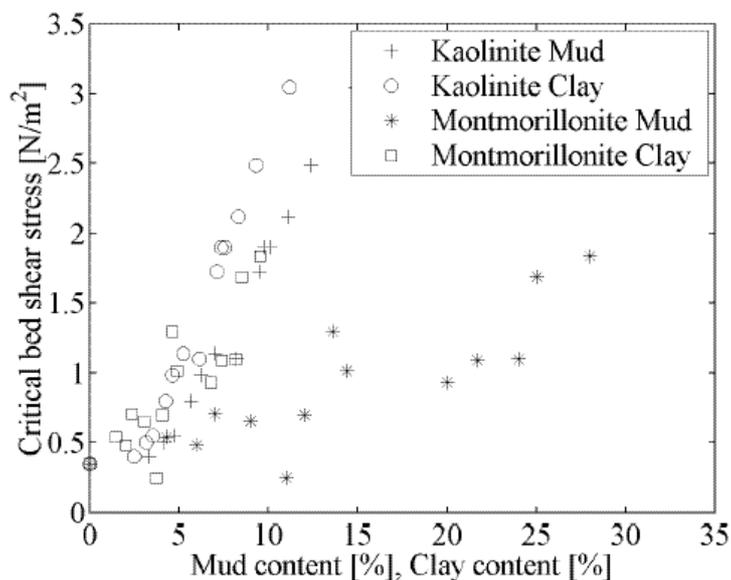


Figure 5.1.3 Contrainte critique d'érosion en fonction des pourcentages de vase et d'argile granulométrique (d'après Torfs, 1995)

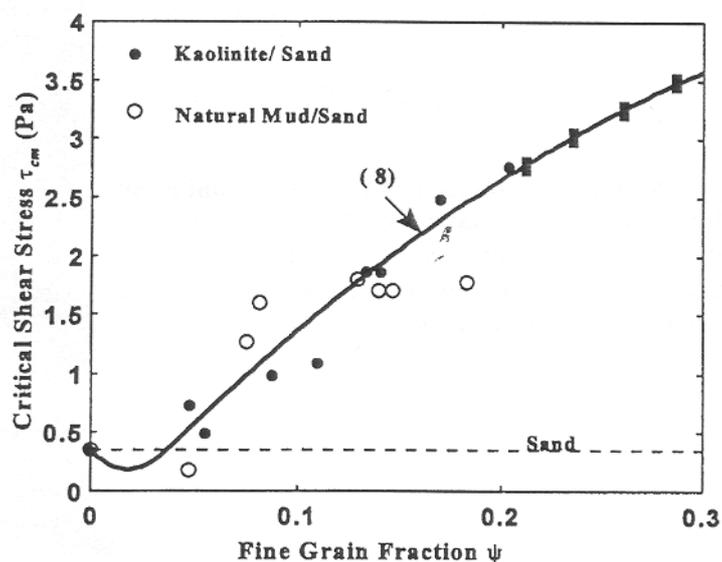


Figure 8. Critical shear stress for erosion of kaolinite/sand and natural mud/sand mixtures versus fine grained weight fraction: data and (8).

Figure 5.1.4 Variations de la contrainte critique d'érosion en fonction de la fraction de vase pour des sédiments mixtes sable/Kaolinite et des sédiments mixtes naturels sable/vase (d'après Torfs et al., 2001)

L'ajout de sable à un fond vaseux a aussi pour effet d'augmenter la tension critique d'érosion. L'augmentation de τ_{ce} est cependant beaucoup plus faible que dans le cas d'un ajout de particules fines à un fond sableux (fig. 5.1.5) (Mitchener et Torfs, 1996). Ces auteurs attribuent cette augmentation faible à l'augmentation de densité de la mixture.

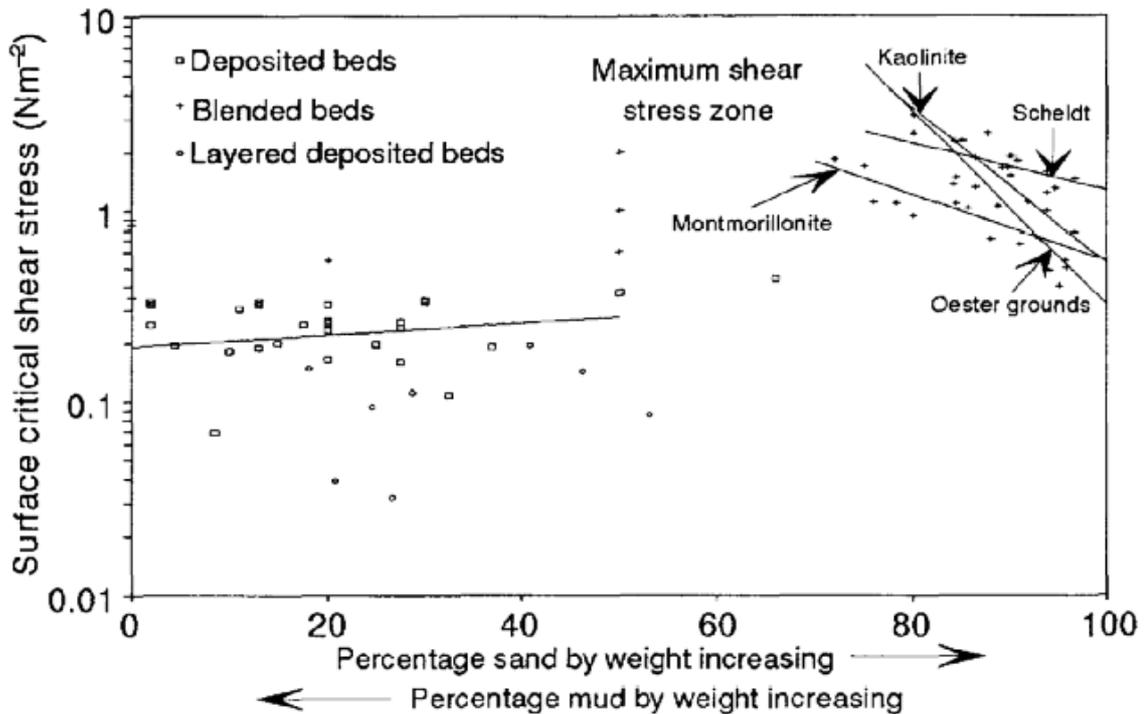


Fig 5.1.5 Variations de la contrainte critique d'érosion en fonction de la teneur en vase pour différents types de sédiments mixtes sable/vase (d'après Mitchener et Torfs, 1996)

Pour Migniot (1989 b), l'érodabilité de sédiments mixtes franchement vaseux (tels que la proportion en masse de sable est inférieure à environ 30 %) dépend très peu de la proportion de sable. L'érodabilité de tels mélanges dépend en fait de la concentration propre de la vase, c'est à dire du rapport de la masse de sédiment (vaseux) sec sur le volume non occupé par les grains de sable. Ce qui est équivalent à considérer la teneur en eau du mélange. Les conclusions de Migniot sont basées sur des mesures de rigidité de mixtures pour différentes teneurs en sable et densité. Migniot (1989 b) propose une relation entre la rigidité initiale τ_y d'un sédiment et sa contrainte critique d'érosion :

$$\tau_c = 1.69 \cdot 10^{-4} \rho \cdot \tau_y^{0.5} \text{ pour } \tau_y \leq 3 \text{ N.m}^{-2} \text{ et } \tau_c = 8.1 \cdot 10^{-5} \rho \cdot \tau_y \text{ pour } \tau_y \geq 3 \text{ N.m}^{-2} \quad (5.1.1)$$

Les tests de Migniot ont été réalisés sur des vases ayant une dominante d'illite dans les argiles, ainsi que sur des vases à dominante de kaolinite.

La tension critique d'érosion du fond sédimentaire peut être évaluée non pas en fonction du % de fines ou de sable mais en fonction de la densité du mélange. Mitchener et Torfs (1996) ont effectué des tests d'érodabilité sur des mélanges sable/vase artificiels en faisant varier la densité ρ_b de ces mélanges. La variation de la contraintes critique d'érosion τ_{ce} est de la forme:

$$\tau_{ce} = E1(\rho_b - 1000)^{E2}$$

E1 et E2 étant des constantes : E1=0.015, E2=0.73

On note que les variations de τ_{ce} sont asymptotiques pour des densités élevées, exprimant le fait (entre autres) que le mélange a atteint un minimum pour la teneur en eau interstitielle, et donc un maximum de compaction. Une telle relation ne paraît pas satisfaisante. En effet, un mélange composé de 50 % de sable et de 50 % de vase faiblement consolidée peut avoir la même densité qu'un mélange franchement vaseux très consolidé. Or, les expériences (Migniot 1989 b) montrent que le sédiment vaseux très consolidé a une contrainte critique d'érosion nettement supérieure, la concentration propre de la vase étant un paramètre déterminant.

La variation de la proportion de particules fines (ou de sable) fait varier non seulement le seuil critique d'érosion, mais aussi le taux d'érosion. C'est à dire que l'ajout de vase à un fond sableux, de même que l'ajout de grains de sable à un fond vaseux ont aussi pour effet de diminuer la constante d'érosion du mélange (Mitchener et Torfs, 1996). On rappelle qu'un flux

d'érosion s'exprime classiquement comme suit : $E = E_0 \left(\frac{\tau_b - \tau_{ce}}{\tau_{ce}} \right)$ pour $\tau_b > \tau_{ce}$, $E = 0$ sinon.

τ_b étant la contrainte de cisaillement sur le fond et E_0 la constante d'érosion

La rugosité du fond sédimentaire est également modulée par la présence de sable (vase) dans un fond vaseux (sableux). Des valeurs typiques pour la longueur de rugosité (z_0) d'un fond vaseux et d'un fond sableux sans rides sont respectivement 0.2 mm et 0.4 mm; z_0 serait plus important pour un fond mixte sable/vase avec une valeur mesurée de 0.7 mm (Soulsby, 1994, in Mitchener et Torfs, 1996).

5.1.2 Influence de la présence de sable dans l'écoulement sur l'érosion d'un sédiment de type cohésif

Il a été montré à partir de tests en canal ainsi qu'à partir de données de terrain que la présence de sable entraîné par le courant érosif augmente considérablement la contrainte de cisaillement qui s'applique sur un fond sédimentaire de type cohésif (Kamphuis, 1990). Ce qui revient à dire que pour un écoulement donné, la présence de sable dans cet écoulement a pour effet de diminuer la contrainte critique d'érosion du fond sédimentaire cohésif et d'augmenter la constante d'érosion (dans le cas bien entendu où la contrainte de cisaillement est calculée en ignorant la présence des grains de sable dans l'écoulement). A titre d'exemple, l'un des tests réalisés par Kamphuis (1990) montre que la présence de sable dans l'écoulement permet de diminuer la contrainte critique d'érosion de 20 Pa à 1.3 Pa. Les sables moyens étant des sables grossiers de diamètre moyen supérieur à 2 mm et le fond sédimentaire résultant de la reconstitution (y compris son tassement) d'une vase naturelle. L'impact des grains de sable sur le sédiment cohésif est plus important pour des grains transportés par saltation ou en suspension que pour des grains transportés par roulement. Kamphuis souligne également que cet effet de la présence des grains de sable concerne les protrusions (et pas les dépressions) du fond sédimentaire du fait du caractère balistique de ce processus.

Amos et al. (2000) ont également effectué des tests en canal pour étudier ce processus. Les particules de type non-cohésif présents dans l'écoulement érosif s'apparentent à des graviers et des débris coquilliers, leur diamètre variant entre 4 mm et 20 mm. Leurs conclusions sont

qualitativement les mêmes que celles de Kamphuis, à savoir que l'érosion du fond sédimentaire cohésif s'en trouve fortement augmentée. Cette augmentation pouvant atteindre un facteur 20.

Toutefois, ces études ne permettent pas de conclure quant à la nécessité de prendre en compte ce processus pour une modélisation correcte des transports sédimentaires dans l'embouchure de la Seine. En effet, dans l'étude de Kamphuis il s'agit de sables grossiers ($D_{50} > 2 \text{ mm}$) ; dans celle de Amos et al. il s'agit de débris coquilliers et de graviers. Tandis que pour la zone qui nous concerne les sables présents dans l'écoulement sont en majeure partie des sables fins à moyen ($D_{50} = 0,2 \text{ mm}$), i.e. d'un diamètre inférieur d'au moins un ordre de grandeur.

Plus récemment, Thomson et Amos (2004) ont évalué expérimentalement l'impact d'une large gamme de grains de sable sur l'érosion d'un sédiment cohésif. Les diamètres des grains testés vont de 0.09 mm (sables très fins) à 1 mm (sables grossiers). La hauteur d'eau dans le canal vaut 20 cm et le courant moyen peut atteindre 0.41 m.s^{-1} . Ils ont mesuré les concentrations en particules fines en suspension résultant de l'érosion générée par un écoulement plus ou moins chargé en grains de sable de taille variable. De même que pour les expériences de Kamphuis (1990), la présence de grains de sable a pour effet de diminuer la contrainte critique d'érosion. Alors qu'en présence de grains grossiers (1 mm), aucune concentration en particules fines dans l'eau n'est mesurée, en présence de grains fins (0.09 mm) les particules de vase commencent à être érodées pour un courant moyen d'environ 0.3 m.s^{-1} , qui correspond d'après les auteurs aux conditions de mise en mouvement par roulement des grains de sables fins. C'est à dire que tant que la condition de mise en mouvement des grains de sable n'est pas atteinte, le sédiment cohésif n'est pas érodé si l'écoulement seul (eau sans grains de sable) n'en a pas la capacité. Plus la quantité de grains de sable dans l'écoulement est importante, et plus l'érosion du sédiment cohésif est importante. Ce qui est logique, puisque le nombre d'impacts des grains sur le sédiment superficiel augmente avec la concentration en grains de sable dans l'écoulement.

5.1.3 Dépôt, sédimentation et consolidation en présence de sable et de particules fines

Les processus de dépôt constituant des fonds mixtes sable/vase sont mal connus. La manière dont vont se déposer les deux types de sédiment va déterminer un litage éventuel et la résistance du fond à l'érosion.

Lors de tests en laboratoire, Torfs (1994-b) et Ockenden et Delo (1988) (in Torfs et al., 1996) ont étudié comment se déposent simultanément sables et vases ainsi que la consolidation qui en résulte.

5.1.3.1 Ségrégation des grains de sable et des particules de vase

Durant la chute d'une mixture, des interactions entre les floes de vase et les grains de sable peuvent avoir lieu. Des grains de sable entrent en collision avec des floes de vase et peuvent les casser, ce qui les rend plus petits et plus denses (Torfs et al., 1996). C'est le cas en particulier près du fond où s'effectue préférentiellement le transport du sable. Une caractéristique importante des différentes expériences est la ségrégation sable/vase qui est observée dans le sédiment. Les grains de sable traversent la matrice de vase durant la chute et se retrouvent en bas de la colonne de sédiment (ou d'une couche consolidée). Ockenden et Delo (1988, in Torfs et al. 1996) ont effectué des tests dans une colonne de sédimentation avec de la vase naturelle de Hong-Kong et du sable de diamètre $230 \mu\text{m}$. La fig. 5.1.6 montre clairement que les grains de sable vont se retrouver préférentiellement au fond de la colonne de sédiment (la hauteur de sédiment pour cette expérience est d'environ 4 cm et les courbes montrent la distribution

granulométrique dans les couches de fond et de surface d'épaisseur 1 mm); les particules fines et les grains de sable ayant atteint l'interface eau/sédiment à peu près au même moment. On note au passage que lorsqu'il y a uniquement de la vase qui sédimente, il s'opère un tri granulométrique tel que les floccs les plus gros se retrouvent vers le fond.

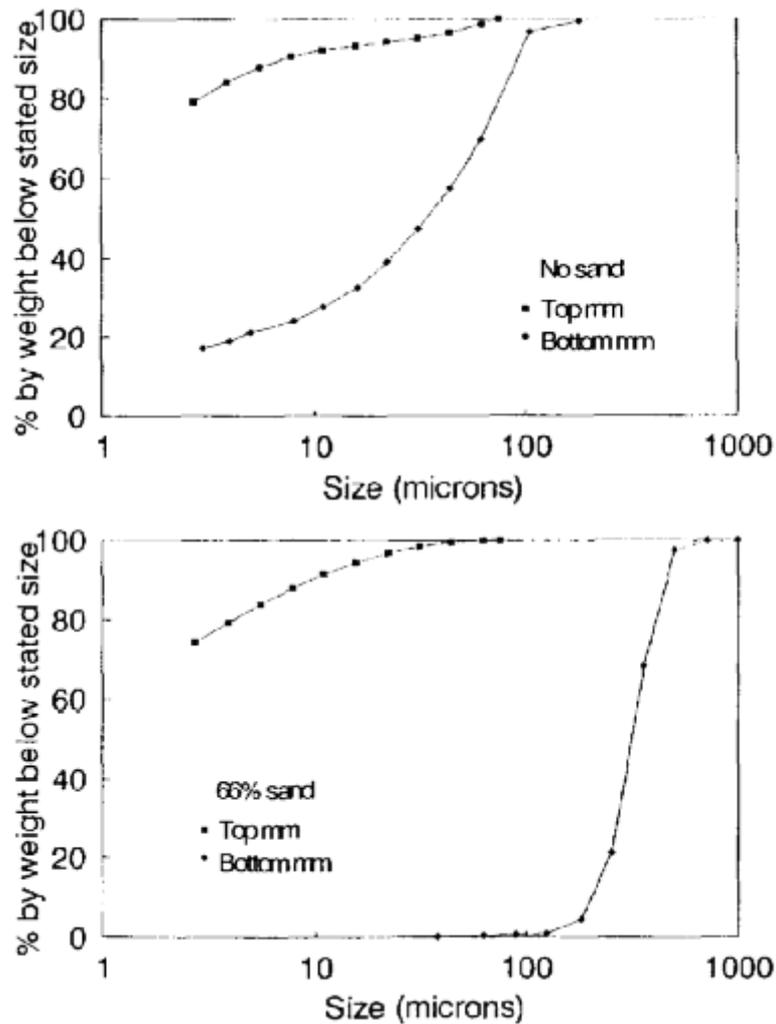


Fig. 5.1.6 Distribution granulométrique dans les couches (d'épaisseur 1mm) de surface et de fond de la colonne de sédiment (d'après Ockenden et Delo, 1988)

Cette ségrégation a lieu tant qu'une structure cohésive de vase n'a pas été formée ; *i.e.* lorsque la densité du fond vaseux est inférieure au gel-point (concentration à partir de laquelle les floccs forment une matrice cohérente (squelette), c'est à dire que les floccs sont liés les uns aux autres et ne sédimentent plus), ce qui dépend du type de vase constituant le sédiment (Toorman et Berlamont, 1993, in Mitchener et Torfs, 1996). Williamson et Ockenden (1992) (in Mitchener et Torfs, 1996) ont comparé le résultat d'une sédimentation étalée (pour laquelle l'ensemble sable/vase a été introduit petit à petit pendant 4 h environ) avec une sédimentation plus rapide (la même quantité de sable et de vase a été introduite dans la colonne en un temps nettement plus court). Il s'est avéré que la ségrégation a lieu uniquement lorsque l'apport de matière est bref. Dans le cas d'un apport étalé dans le temps, à mesure que le dépôt s'effectue la vase se consolide et acquiert une certaine structure: la majorité des grains de sable se retrouve piégée au sein de la matrice de vase. Des expériences de Migniot (1989 a) montrent une tendance comparable : dans une suspension contenant un mélange de sables et d'éléments fins, une

séparation s'effectue entre les particules et dépend de l'état de floculation des particules fines ainsi que des conditions hydrodynamiques. La concentration minimum en vase telle qu'il n'y a pas ségrégation, *i.e.* telle que les grains de sable sont piégés au sein de la vase, augmente avec le diamètre des grains de sable. A titre d'exemple, des sables grossiers de diamètre 1 mm sont piégés au sein de la vase pour des concentrations supérieures à 300 g/l . Pour des sables fins cette concentration minimum se situe entre 100 g/l et 200 g/l . En milieu très floculé, le phénomène de piégeage est accentué et seuls les grains les plus gros (de diamètre supérieur à 0.5 mm) peuvent se séparer de la suspension.

La présence de sable dans un fond vaseux tend à rendre plus dense ce fond et à accélérer sa consolidation (Mitchener et Torfs, 1996). Le passage des grains de sable à travers la vase qui n'est pas encore structurée laisse des espaces facilitant le drainage, ce qui a tendance à compacter celle-ci. Il existe un pourcentage de sable à partir duquel le taux de consolidation n'augmente plus. Il dépend du type de vase considéré et est compris entre 20 % et 30 % du poids total (Mitchener et Torfs, 1996). Migniot a également constaté l'effet accélérant des sables sur le tassement d'un sédiment de type cohésif. Il a comparé notamment les courbes de tassement (expériences en culot de tassement) d'un sédiment naturel de Jakarta composé de vase et de sables fins à très fins dans des proportions de 30 à 50 % avec un sédiment purement vaseux de la même origine mais filtré de ses grains de sable. Les concentrations de départ en culot de tassement sont de 200 g/l pour une hauteur de 1 m ; après 1 jour le sédiment purement vaseux atteint une concentration de 220 g/l tandis que la concentration du sédiment naturel atteint presque 400 g/l . Après 10 jours les concentrations respectives du sédiment vaseux et mélangé sont respectivement de 280 g/l et de 500 g/l . Le sédiment naturel semble avoir atteint une concentration maximale (environ 550 g/l) après 100 jours tandis que le sédiment vaseux est toujours en cours de consolidation avec une concentration de 400 g/l .

5.1.3.2 Consolidation des mélanges sable/vase déjà constitués

Des essais de consolidation ont été réalisés sur des mélanges sable/vase déjà constitués (Migniot, 1989 a), c'est à dire avec une concentration relative de vase (c'est à dire la concentration de vase dans le volume de sédiment non occupé par les grains de sable) initiale suffisamment élevée pour qu'il n'y ait pas de sédimentation différentielle. Après 3 mois de tassement de mélanges plus ou moins sableux (vaseux), la concentration relative (qui est la variable déterminante de l'érodabilité du sédiment) du mélange dépend peu du pourcentage de sable.

Suivant les conditions hydrosédimentaires du milieu, le dépôt des sables et des sédiments fins peut être rythmique et le sédiment constitué qui en résulte peut présenter des couches alternées de sable et de vase. Des expériences de Migniot (1989 a) montrent que la présence d'une couche de sable au sein d'un sédiment vaseux accélère le tassement des couches vaseuses limitrophes. Il attribue ce phénomène à l'effet drainant de la couche de sable, dont la perméabilité est relativement élevée, sur les couches de vase de part et d'autre. On peut penser que l'effet vaut surtout pour la couche de vase située sous la couche de sable, puisque le tassement est associé à un mouvement ascendant de l'eau interstitielle. D'autre part il paraît clair que la présence d'une couche sableuse, dont le poids volumique est nettement supérieur à celui d'une couche vaseuse de même épaisseur, impose une contrainte normale plus élevée sur l'ensemble des couches vaseuses situées en dessous et accélère donc leur consolidation.

5.2 Modélisation du transport simultané sable/vase

Les différentes expériences réalisées sur le comportement d'un sédiment mixte montrent clairement que les interactions sable/vase ne peuvent être négligées dans un modèle qui transporte les deux types de sédiment. C'est surtout le cas vis à vis des processus d'érosion.

Chesher et Ockenden (1997) ont simulé le transport de sable et de vase dans le cas d'un simple canal, pour un courant uniforme. Un résultat important est que la non prise en compte des interactions sable/vase entraîne, selon ces auteurs, une large surestimation du taux d'érosion de chaque type de sédiment, et donc une surestimation du transport de sable et de vase. La simulation d'un cas réel, le transport de sable et de vase dans l'estuaire de la Mersey (UK), a été effectuée avec le même modèle. De même que dans le cas du canal, la prise en compte des interactions sable/vase réduit considérablement les transports de sédiment. Dans la partie amont de l'estuaire, le flux résiduel de particules fines est inversé lorsqu'on considère les interactions sable/vase. Cette inversion est due à une diminution de la concentration de vase en suspension (et donc du transport associé) plus importante au flot qu'au jusant, lorsqu'on passe d'une simulation « sans » à une simulation « avec interactions sable/vase ».

5.2.1 Modèles existant simulant le transport simultané sable/vase

Les modèles qui simulent conjointement les transports de sable et de vase, ainsi que leurs interactions, sont peu nombreux. Les modèles respectifs de Chesher et Ockenden (1997) et de Van Ledden (2001) sont décrits ci-après.

5.2.1.1 Formulation du modèle de Chesher et Ockenden (1997) pour les mélanges sable/vase

Le modèle résulte des modèles MUDFLOW-2D (Cole et Miles, 1988) et SANDFLOW-2D (Miles, 1991). Les particules de sable et de vase en suspension dans la colonne d'eau sont transportées indépendamment.

flux d'érosion des particules de vase:

$$S = m_e (\tau - \tau_e)$$
$$\tau_e = \tau_e(\%vase) \text{ (fig. 5.2.1 (a))}$$

La valeur max. $\tau_{e\max}$ (de la contrainte critique d'érosion τ_e) qui correspond à un fond sédimentaire composé de 20 % de vase est en accord avec les données de Williamson (1993) et Collins (1989).

$$m_e = m_e(\%vase) \text{ (fig. 5.2.1(b))}$$

Cette variation linéaire de la constante d'érosion m_e représente simplement la disponibilité en particules fines dans la couche superficielle.

courant moyen critique U_t pour le transport de sable:

Le transport de sable est calculé avec une formule classique de transport à l'équilibre. Le courant moyen critique U_t est exprimé à partir de la contrainte critique d'érosion :

$$U_t = 8(\tau_{ce} / \rho f_s)^{1/2}$$

$$\tau_{ce} = \tau_{ce}(\%vase) \text{ (fig. 5.2.1(a))}$$

f_s : facteur de friction de Darcy Weisbach

Les processus de dépôt de sable et de vase sont supposés indépendants.

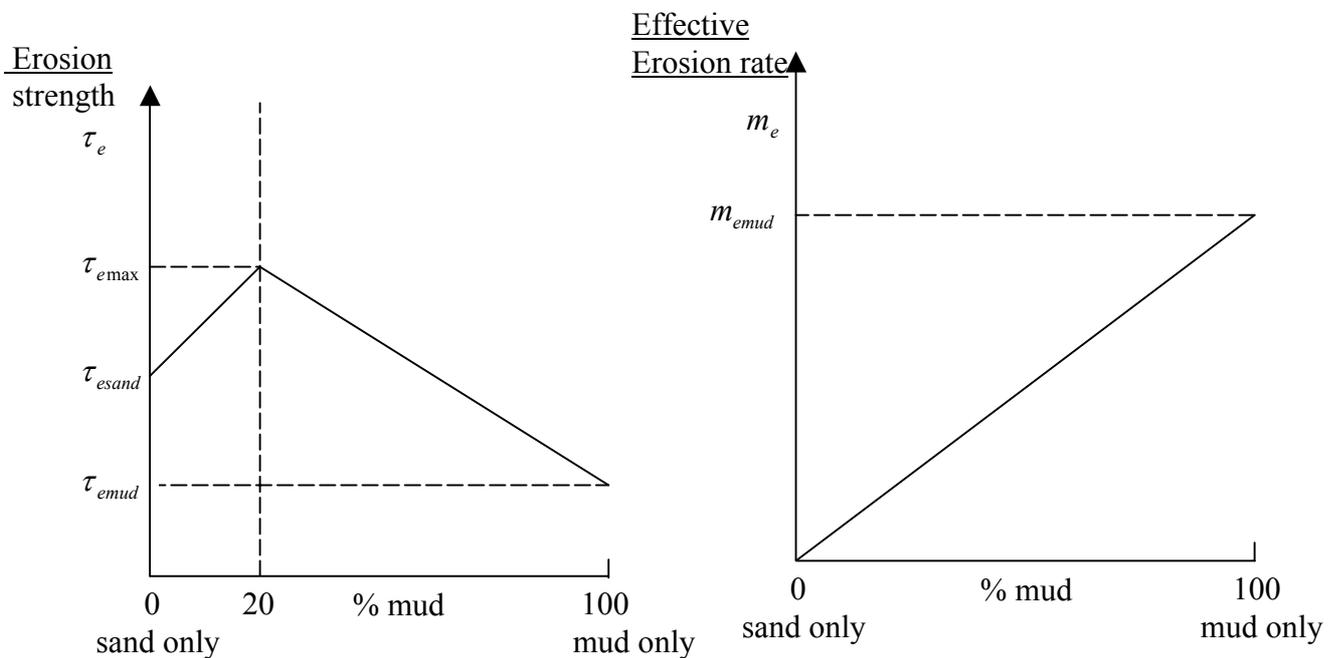


Figure 5.2.1 Variations de la contrainte critique d'érosion en fonction de la teneur en vase du sédiment (gauche) et variation de la constante d'érosion en fonction de la teneur en vase (droite) (d'après Chesher et Ockenden, 1997)

5.2.1.2 Formulation du modèle de Van Ledden (2001) pour les mélanges sable/vase

La caractéristique majeure de ce modèle est de considérer deux modes d'érosion suivant la nature du fond sédimentaire. Suivant la fraction (massique) de vase qui compose le sédiment superficiel, le mode d'érosion peut être de type cohésif ou non-cohésif. Un pourcentage de vase critique p_{cr} qui distingue les modes d'érosion est spécifié à partir des expériences d'érosion en canal de Mitchener et Torfs (1996) et de Panagiotopoulos et al. (1997).

Remarque : P_m , P_{cr} : pourcentage (massique) de vase et pourcentage (massique) de vase critique qui correspondent à f_{rvas} et $f_{rvas_{cr}}$ dans la nomenclature du modèle SiAM

régime non-cohésif $p_m < p_{cr}$:

Dans ce cas, les processus d'érosion des grains de sable et des particules fines sont supposés indépendants. D'après Torfs (1995) (in Van Ledden, 2001) les formules classiques de transport de sable sont plus ou moins valides pour ce régime. C'est donc aussi le cas pour le calcul de la concentration de référence de sable près du fond. Pour l'érosion de la vase, l'expression de Partheniades est supposée valide. Pour des concentrations dans la colonne d'eau relativement faibles, sable et vase n'interagissent pas (Torfs et al., 1996). Les expressions classiques des flux de dépôt de sable et de vases sont utilisées.

Flux d'érosion de sable : $E_s = w_s c_a$

c_a : concentration de référence de sable près du fond ($z=a$)

Flux de dépôt de sable : $D_s = w_s c_s$

c_s : concentration de sable près du fond ($z=a$)

Flux d'érosion de vase : $E_m = p_m m_e \left(\frac{\tau_b}{\tau_{e,nc}} - 1 \right)$ quand $\tau_b > \tau_{e,nc}$

$\tau_{e,nc}$: tension critique d'érosion pour le régime non-cohésif.

Flux de dépôt de vase : $D_m = w_m c_m \left(1 - \frac{\tau_b}{\tau_d} \right)$ quand $\tau_b < \tau_d$

c_m : concentration de vase près du fond ($z=b$)

Transport de sable par charriage : on suppose une décroissance linéaire en fonction de la proportion de vase :

$$S_b = \left(1 - \frac{p_m}{p_{cr}} \right) S_{b,0}$$

$S_{b,0}$: transport par charriage pour un fond purement sableux.

régime cohésif $p_m > p_{cr}$:

Pour ce régime, les grains de sable et les particules de vase sont supposées être érodées en même temps (i.e. même $\tau_{e,c}$) et au même taux (m_e), à la proportion de vase (ou de sable) près.

Flux d'érosion de sable : $E_s = (1 - p_m) m_e \left(\frac{\tau_b}{\tau_{e,c}} - 1 \right)$ quand $\tau_b > \tau_{e,c}$

$1 - p_m$: proportion de sable dans la couche superficielle.

$\tau_{e,c}$: tension critique d'érosion pour le régime cohésif.

Flux de dépôt de sable : $D_s = w_s c_s$

Flux d'érosion de vase : $E_m = p_m m_e \left(\frac{\tau_b}{\tau_{e,c}} - 1 \right)$ quand $\tau_b > \tau_{e,c}$

Flux de dépôt de vase : $D_m = w_m c_m \left(1 - \frac{\tau_b}{\tau_d} \right)$ quand $\tau_b < \tau_d$

Transport de sable par charriage : $S_b = 0$

Les contraintes critiques d'érosion pour le régime cohésif comme pour le régime non-cohésif sont supposées constantes: elles ne dépendent pas de la proportion de vase dans la couche superficielle.

Processus de mélange dans le sédiment :

La proportion de vase (et donc de sable) dans le sédiment peut-être décrite par une équation d'advection-diffusion (Armanini, 1995, in Van Ledden, 2001) dans la couche active:

$$\frac{\partial p_m}{\partial t} + \frac{\partial z_b}{\partial t} \frac{\partial p_m}{\partial z_c} - \frac{\partial}{\partial z_c} \left(\Xi_{mix} \frac{\partial p_m}{\partial z_c} \right) = 0$$

(1) (2) (3) .

z_c : distance depuis l'interface eau-sédiment.

p_m : % de vase à la distance z_c de l'interface.

Ξ_{mix} : coefficient de mélange à la distance z_c de l'interface (m^2 / s)

Les changements locaux du % de vase dus aux changements de la cote du fond z_b sont donnés par le terme (2) de l'équation d'advection-diffusion.

Le terme (3) représente les mélanges physiques et/ou biologiques dans le sédiment.

CL (condition limite) à l'interface eau-sédiment: $\left(\frac{\partial z_b}{\partial t} p_m + \Xi_{mix} \frac{\partial p_m}{\partial z_c} \right)_{z_c=0} = E_m - D_m$

CL en $z_c = z_{c,ca}$ (i.e. en bas de la couche active):

$$\left(\frac{\partial p_m}{\partial z_c} \right)_{z_{c,ca}} = 0 \quad \text{si} \quad \frac{\partial z_b}{\partial t} > 0 \quad (\text{dépôt})$$

$$(p_m)_{z_{c,ca}} = p_{m,sub} \quad \text{si} \quad \frac{\partial z_b}{\partial t} < 0 \quad (\text{érosion}).$$

$p_{m,sub}$: proportion de vase en dessous de la couche active

5.2.2 Stratégie de modélisation des mélanges sable/vase dans les codes SiAM

La stratégie de modélisation du transport des sédiments mixtes concerne essentiellement le processus d'érosion, pour lequel deux régimes sont considérés (un régime cohésif et un régime non-cohésif) suivant la teneur en vase du sédiment superficiel. Dans le cas du régime cohésif (*i.e.* érosion d'une couche superficielle vaseuse), l'érodabilité du sédiment dépend de sa teneur en vase mais aussi de la consistance de la vase qui a pu se consolider préalablement (le modèle empirique de consolidation applicable aux sédiments mixtes est détaillé en § 5.3.2). C'est la possibilité de consolidation des couches vaseuses au cours du temps, associée à une discrétisation fine du sédiment (couches de l'ordre du *mm*), qui distingue le modèle de transport sable/vase SiAM des modèles existant (Van Ledden, 2001 ; Chesher et Ockenden (1997)) pour lesquels l'érodabilité d'une couche de sédiment ne dépend que de la fraction massique de vase qui la compose.

5.2.2.1 Transport simultané de sable et de vase dans la colonne d'eau

On suppose que les grains de sable et les particules fines sont transportées indépendamment dans la colonne d'eau. Chesher et Ockenden (1997) retiennent également cette hypothèse en se basant sur des mesures réalisées en laboratoire et sur le terrain par Williamson et Ockenden (1992) et Williamson (1993). Van Ledden (2001) retient également cette hypothèse. Chaque fraction est donc transportée en résolvant une équation d'advection-dispersion qui lui est propre.

Sables et vases se distinguent par l'équation de transport résolue (3D pour la vase, dans la seule couche de fond pour le sable, cf. §3.3) et par leur vitesse de chute. Celle-ci sera constante et plutôt élevée pour le sable, tandis que la vitesse de chute des particules fines est susceptible de varier en raison des phénomènes de floculation et d'entravement.

On rappelle l'équation 3.3.1 de conservation de la quantité de sable en suspension, dans la couche de fond, introduite dans le paragraphe 3.3 (ep_{kmi} est l'épaisseur de la couche de fond et f un facteur correctif qui tient compte des gradients verticaux de courant et de concentration, cf. rel. 3.3.8, § I.3.4):

$$\frac{\partial(ep_{kmi} C_{kmi})}{\partial t} + \frac{\partial(f \cdot ep_{kmi} C_{kmi} U_{kmi})}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x}(ep_{kmi} k_H \frac{\partial C_{kmi}}{\partial x}) = E_s - D_s$$

Concernant les particules fines (vase), l'équation s'écrit :

$$\frac{\partial c_v}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z}(w c_v - w_v c_v + k_z \frac{\partial c_v}{\partial z}) + \frac{\partial(c_v u)}{\partial x} + \frac{\partial(c_v v)}{\partial y} + \frac{\partial}{\partial x}(k_H \frac{\partial c_v}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y}(k_H \frac{\partial c_v}{\partial y})$$

c_v : concentration de vase dans l'eau

w_v : vitesses de chute des particules de vase. Cette vitesse varie en fonction de la concentration selon une courbe « en cloche », pour tenir compte d'une augmentation liée à la floculation, puis d'une réduction liée à l'entravement (Le Hir et al., 2001b).

k_z , k_H : coefficients de diffusivité (turbulente) verticale et horizontale

5.2.2.2 Flux a l'interface eau/sédiment

1) Dépôt :

De même que pour le transport dans la colonne d'eau, on suppose que les grains de sable et les particules fines se déposent indépendamment. Les travaux de Torfs et al. (1996) montrent que le dépôt simultané des 2 types de particules s'effectue sans interaction lorsque les concentrations sont faibles. Pour des concentrations élevées (*i.e.* très près du fond), les grains de sable et les particules fines interagissent, en particulier les grains de sable peuvent casser les floes de particules fines. Etant donnée l'absence de mesures précises concernant ce type de processus, nous supposons que les flux de dépôt sont indépendants, comme le font Chesher et Ockenden (1997) ainsi que Van Ledden (2001) pour leurs modèles respectifs.

Le dépôt de sable est estimé à partir d'une concentration extrapolée près du fond (cf. §3.3, éq. 3.3.2) :

$$D_s = w_s c_{\text{fond}}$$

Le dépôt de vase est calculé à l'aide de la loi classique de Krone :

$$D_v = w_s . c . \left(1 - \frac{\tau_b}{\tau_d}\right) \quad \text{si } \tau_b < \tau_d$$

c est la concentration de particules fines en suspension dans la couche de fond, τ_b la contrainte de cisaillement sur le fond et τ_d la contrainte critique pour le dépôt. Rappelons que dans le second membre, $(1 - \tau_b/\tau_d)$ représente la probabilité qu'une particule arrivant près du fond s'y dépose : ce terme a été rendu nécessaire pour tenir compte du fait que si le milieu est turbulent les particules au voisinage du fond ne peuvent y rester. Dans notre modélisation, cela est effectivement requis lorsque les dépôts ont instantanément une certaine rigidité et ne sont pas immédiatement érodables. Mais lorsque le tassement est explicitement pris en compte, les dépôts frais sont très facilement érodables, de telle sorte qu'on peut laisser le dépôt se produire à tout moment, un dépôt éventuel étant rapidement remis en suspension si la turbulence du milieu (paramétrée par τ) est non négligeable. Dans SiAM, le tassement est optionnel, et la valeur du paramètre τ_d sera donc dépendante de l'option choisie.

On note au passage que contrairement au cas du dépôt de sable, nous avons considéré qu'il n'était pas nécessaire d'extrapoler une concentration près du fond. En effet, le gradient vertical de concentration est beaucoup plus faible dans le cas des particules de vase (car les vitesses de chute sont nettement plus faibles) et la concentration (moyenne) de la couche de fond est peu différente de la concentration près du fond.

2) Erosion :

D'après les différents travaux de la littérature (cf. paragraphe 2.4), les flux d'érosion des grains de sable et des particules de vase ne sont clairement pas indépendants. En particulier, d'après les travaux de Torfs (1995, in Van Ledden 2001) et de Panagiotopoulos et al. (1997), à partir d'une certaine proportion de vase le mélange sable/vase se comporte comme un sédiment de type cohésif vis à vis du processus d'érosion. En s'inspirant du modèle de Van Ledden (2001), deux régimes sont considérés vis à vis du processus d'érosion. Pour des sédiments mixtes dont la teneur en vase est faible ($fr_{vas} < fr_{vas_{cr}}$), le régime est dit non-cohésif. Pour des mélanges plutôt vaseux ($fr_{vas} < fr_{vas_{cr^*}}$), le régime d'érosion est dit cohésif. Pour des valeurs

intermédiaires de la fraction (massique) de vase ($frvas_{cr} < frvas < frvas_{cr*}$), la continuité des flux d'érosion est assurée entre les régimes non-cohésif et cohésif.

Les fractions critiques de vase $frvas_{cr}$ et $frvas_{cr*}$ sont des constantes et constituent des paramètres du modèle. Pour les simulations à l'embouchure de la Seine (cf. partie II), $frvas_{cr}$ et $frvas_{cr*}$ sont prises égales respectivement à 0.3 et 0.5.

Régime non-cohésif ($frvas < frvas_{cr}$):

Une première difficulté vient de l'indétermination de la contrainte critique d'érosion. En effet, les diverses études en laboratoire ne différencient pas pour ce régime les contraintes critiques relatives aux grains de sable et aux particules de vase. Etant donnée cette indétermination, on propose que sables et vases soient érodés en même temps (même loi, même contrainte critique et même constante d'érosion). Une telle hypothèse est justifiée pour des sables fins (c'est le cas à l'embouchure de la Seine) dont la contrainte critique est relativement faible ($< 0.2 N.m^{-2}$) mais pour des sédiments non-cohésifs grossiers, il faudrait laisser éroder seulement les fines pour les faibles contraintes. Murray (1977, in Van Ledden 2002) ainsi que Torfs (1995, in Van Ledden 2002) mentionnent que lors des expériences en régime non-cohésif les particules de vase de la couche superficielle sont facilement érodées. On peut néanmoins préciser que la vitesse de chute des particules de vase étant beaucoup plus faible, le flux de dépôt de vase est ainsi plus faible et la couche superficielle de sédiment aura tendance à se vider de sa vase même lorsque les deux types de particules sont érodées en même temps.

La loi d'érosion pour ce régime est la loi qui a été formulée pour l'érosion de fonds purement sableux (rel. 3.3.3, cf § 3.3). Pour Torfs (1995, in Van Ledden 2002) les formules classiques de transport de sable restent plus ou moins valables dans le cas d'un régime non-cohésif. Les flux d'érosion de vase et de sable se distinguent uniquement par leurs fractions massiques respectives.

Erosion du sable :
$$E_s = F_s \cdot E_{0s} \cdot T^\alpha$$

Erosion de la vase :
$$E_v = F_v \cdot E_{0s} \cdot T^\alpha$$

$frsab, frvas$: fraction massique de sable (resp. de vase) dans la couche superficielle de sédiment

$frsab = m_s / (m_v + m_s)$, $frvas = m_v / (m_v + m_s)$

m_s : masse de sable, m_v : masse de vase

E_{0s} : constante d'érosion pour le régime non cohésif

$T = (\tau_b - \tau_{ce}) / \tau_{ce}$: excès relatif de cisaillement sur le fond

α : paramètre d'ajustement valant 0.5, conformément à l'ajustement décrit en §3.3.

La constante d'érosion E_{0s} vaut 0.01, conformément à l'ajustement décrit en §3.3.

Régime cohésif ($frvas > frvas_{cr*}$):

Pour ce régime, on applique la loi classique de Partheniades puisque l'ensemble du sédiment se comporte comme un matériau de type cohésif vis-à-vis du processus d'érosion. De même que pour le régime non-cohésif, on suppose que les grains de sable et les particules de vase sont érodés en même temps. Les flux d'érosion sont différenciés uniquement par les fractions massiques respectives des 2 types de sédiment.

Erosion du sable :
$$E_s = F_s \cdot E_{0v} \cdot T$$

Erosion de la vase :
$$E_v = F_v \cdot E_{0v} \cdot T$$

$E_{0v} = 0.002$: constante d'érosion pour le régime cohésif (c'est un paramètre du modèle)

Régime intermédiaire ($frvas_{cr} < frvas < frvas_{cr*}$):

La continuité des flux d'érosion est assurée entre les régimes non-cohésif et cohésif par une variation linéaire de constante d'érosion entre les valeurs (constantes) du régime non-cohésif (E_{0s}) et du régime cohésif (E_{0v}) et également par une variation linéaire de la puissance α (valant 0.5 pour le régime non-cohésif et 1 pour le régime cohésif) affectée à l'excès relatif de cisaillement (cf. fig. 5.2.2).

5.2.2.3 Variations de la contrainte critique d'érosion τ_{ce} en fonction de la fraction massique de vase

Les différentes études de la littérature (cf §5.1) montrent que la contrainte critique pour l'érosion varie en fonction de la fraction massique de vase dans la couche superficielle de sédiment. En particulier, pour un fond sableux, la contrainte critique augmente lorsqu'on ajoute de la vase. On propose une variation de la contrainte critique en fonction de la fraction de vase $frvas$ qui tient compte des résultats de ces diverses études (fig. 5.2.2).

Lorsque le sédiment est plutôt vaseux (fraction massique de vase supérieure à $frvas_{cr*}$), on suppose que l'érodabilité du mélange ne dépend que de la concentration relative (par rapport au volume non-occupé par les grains de sable) de vase $C_{vas,rel}$, d'après les expériences de Miginiot (1989 b). La contrainte critique d'érosion du mélange est calculée suivant une loi en puissance.

Pour des fractions massiques de vase intermédiaires ($frvas_{cr} < frvas < frvas_{cr*}$), le mélange est considéré comme cohésif (concernant son érodabilité) et la loi en puissance est modulée pour assurer la continuité de l'érodabilité entre un sédiment sableux de type non-cohésif et un sédiment franchement vaseux.

Dans le cas d'un sédiment mixte de type non-cohésif ($frvas < frvas_{cr}$), on suppose que la contrainte critique d'érosion τ_{ce} augmente linéairement depuis la contrainte critique d'un sédiment purement sableux $\tau_{ce,sable}$ jusqu'à la valeur qui correspond à une fraction massique de vase valant $frvas_{cr}$.

$$\tau_{ce} = \tau_{ce,sable} + x_1 \cdot frvas \quad frvas < frvas_{cr}$$

$$\tau_{ce} = \frac{\tau_{ce,sable} + x_1 frvas_{cr}}{frvas_{cr*} - frvas_{cr}} (frvas_{cr*} - frvas) + \left(\frac{frvas - frvas_{cr}}{frvas_{cr*} - frvas_{cr}} \right) \cdot x_2 \cdot C_{v,rel}^{x_3} \quad frvas_{cr} < frvas < frvas_{cr*}$$

$$\tau_{ce} = x_2 \cdot C_{v,rel}^{x_3} \quad frvas_{cr*} < frvas$$

x_1 , x_2 et x_3 sont des constantes positives et constituent des paramètres du modèle
 Pour l'application à l'embouchure de la Seine (cf. partie II) : $x_1 = 0.3$, $x_2 = 1.10^{-5}$ et $x_3 = 2$
 $\tau_{ce,sable}$: contrainte critique d'érosion pour un fond purement sableux, issue du diagramme de Shields.

Dans le cas de l'embouchure de la Seine : $D_{50} = 200 \mu m$ d'où $\tau_{ce,sable} = 0.15 \text{ N.m}^{-2}$

flux d'érosion : $E = E_{0s} \cdot T^{0.5}$ \longrightarrow $E = E_{0v} \cdot T^1$

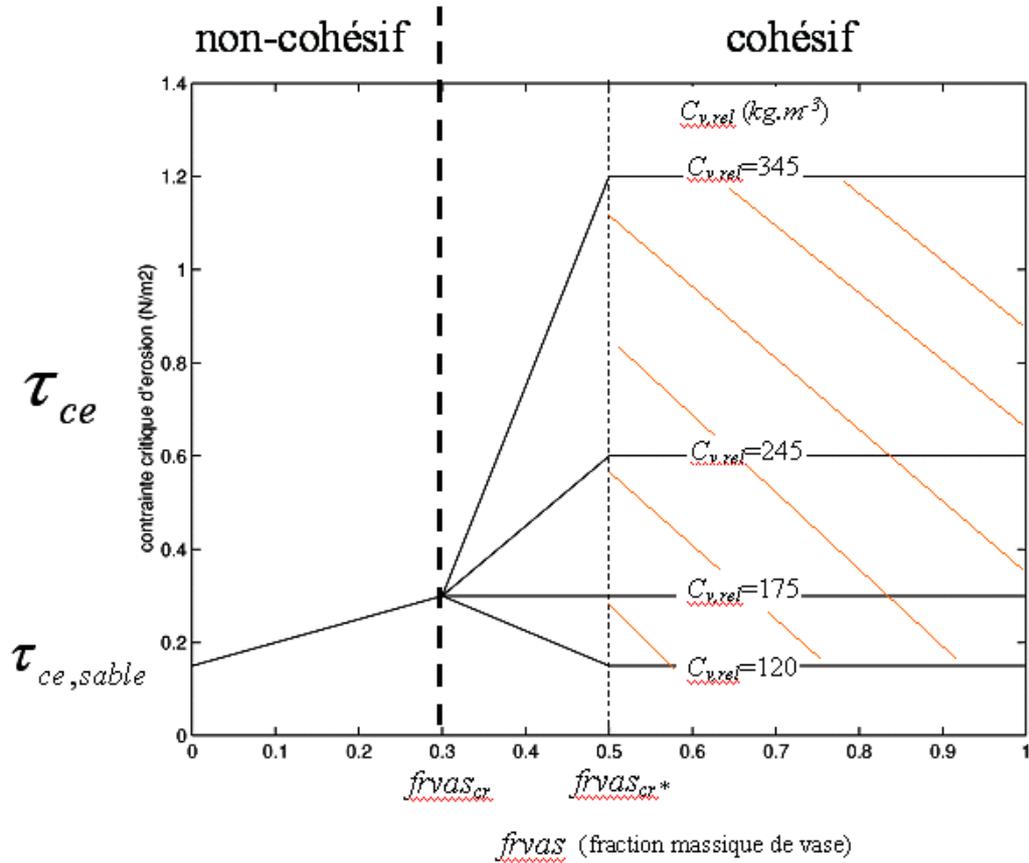


Figure 5.2.2 Variations de la contrainte critique d'érosion en fonction de la fraction massique de vase $frvas$ et de la concentration relative de vase $C_{v,rel}$.

Pour le régime cohésif ($frvas > frvas_{cr}$), la variation de τ_{ce} en fonction de $frvas$ est représentée sur la figure 5.2.2 pour plusieurs valeurs de la concentration relative de vase dans le sédiment $C_{v,rel}$. La zone hachurée indique la variabilité de τ_{ce} qui ne dépend que de $C_{v,rel}$ pour un mélange franchement vaseux ($frvas > frvas_{cr*}$).

On tient compte du fait que l'augmentation de la contrainte critique en fonction de la teneur en vase est plus forte pour $frvas > frvas_{cr}$ uniquement si la concentration $C_{v,rel}$ est suffisamment élevée (supérieure a priori au point de gélification (gel-point), que l'on évalue à environ 200 g/l pour la Seine) pour assurer une cohésion importante entre les particules de vase. Cet aspect est conforme aux résultats expérimentaux (e.g. Panagiotopoulos et al., 1997 ; Torfs, 1995).

La formulation peut aussi rendre compte d'une augmentation de la contrainte critique plus forte lorsqu'on ajoute de la vase à un fond sableux que lorsqu'on ajoute du sable à un fond vaseux (Mitchener et Torfs, 1996).

Enfin, pour le régime cohésif on propose de faire varier éventuellement la contrainte critique d'érosion au cours du temps du fait des processus de tassement (cette variation est schématisée sur la fig. 2 par la zone hachurée), voir § 5.3.2.

Erodabilité et fraction argileuse du sédiment à l'embouchure de la Seine

Pour caractériser l'érodabilité d'un sédiment mixte sable/vase, il est important de connaître les parts respectives d'argile et de silt qui composent la vase. En effet, pour un mélange sable/vase, c'est plutôt la proportion d'argile granulométrique ($D_{50} < 4 \mu m$) qui est le paramètre pertinent pour caractériser la cohésivité du matériau et donc sa résistance à l'érosion (e.g., Van Ledden et al., 2003) (cf. synthèse bibliographique §5.1.1).

L'analyse granulométrique des bennes prélevées à l'embouchure de la Seine lors de la campagne Géoseine 02 (juin 2002, Navire Thalia) été réalisée par Nicolas Delsinne à l'aide d'un granulomètre Coulter. On observe que le rapport $\frac{vol.vase(< 63\mu m)}{vol.argile(< 4\mu m)}$ à l'embouchure est

réparti en 2 ensembles de valeurs : la plupart des valeurs se situent soit dans la fourchette 7-8 au Sud et au centre de l'embouchure, soit dans la fourchette 3-4 au Nord de l'embouchure (fig. 5.2.3). C'est à dire que 2 types de vase, du point de vue de leur teneur en argiles granulométriques, seraient présentes dans l'embouchure de la Seine. Une caractérisation des vases suivant leur teneur en argiles granulométriques pourrait être envisagée dans l'application du modèle SiAM à la Seine. Il faut garder à l'esprit qu'une telle caractérisation est difficile à mettre en œuvre, entre autres parce qu'elle requiert la connaissance de l'origine des vases présentes à l'embouchure. Quoi qu'il en soit on retiendra que les variations du rapport des volumes vase/argile ne dépassent pas un facteur 2 et ne sont donc pas excessives.

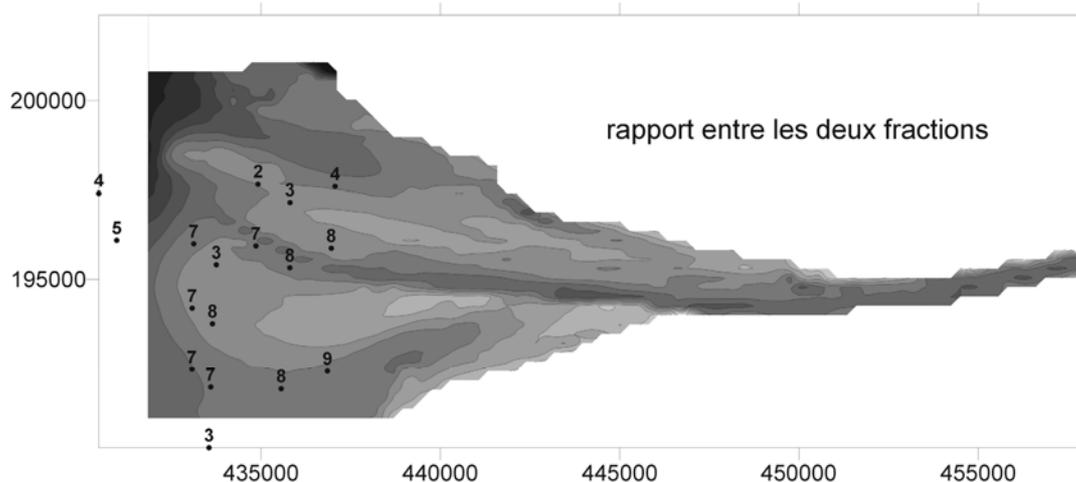


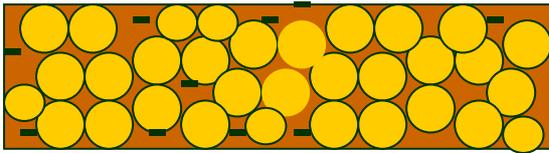
Figure 5.2.3 Rapport des volumes vase/argile à l'embouchure de la Seine. Figure fournie par Nicolas Delsinne ; données sur échantillons de sédiments superficiels prélevés lors de la mission Géoseine 02.

5.2.2.4 Gestion des fractions de vase et de sable dans le sédiment

Les fractions respectives de sable et de particules fines dans la colonne de sédiment peuvent varier à chaque pas de temps de transport sédimentaire. C'est le cas en particulier dans la couche superficielle au gré des érosions et des dépôts. De façon à bien gérer les processus d'érosion, il faut être capable de décrire le type de matériau (cohésif ou non) dans la couche superficielle. De même que pour le processus d'érosion, on distingue les matériaux de type cohésif et les matériaux de type non-cohésif, suivant la valeur de la fraction massique de vase. Le volume correspondant à un mélange de sable et de vase donné ne sera pas exprimé de la même manière suivant le type de matériau considéré.

Mélange de type non-cohésif ($frvas < frvas_{cr}$):

Tous les grains de sable sont en contact les uns avec les autres. On suppose que l'arrangement des grains de sable dans ce cas est toujours le même. Ce qui est équivalent à fixer la fraction volumique de sable ε_s d'un fond purement sableux (i.e. composé uniquement de sable et d'eau). C'est à dire que pour des quantités (masse) de sable et de vase données, l'épaisseur d'une couche de sédiment ne dépend que de la quantité de sable et de la fraction volumique de sable ε_s (qui correspond à un arrangement particulier des grains) qu'on se donne. Ce type de mélange ne peut alors se consolider.



épaisseur de la couche de sédiment: $dzs = m_s / (\rho_s \cdot \varepsilon_s)$ (*)

concentration de sable : $cs(s) = \rho_s \cdot \varepsilon_s$

concentration de vase : $cs(v) = m_v / dzs$

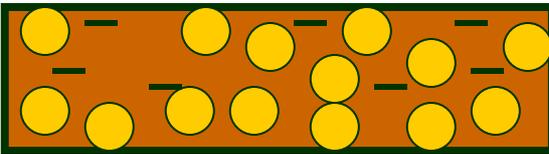
ρ_s : densité des grains de sable

m_s : masse de sable dans la couche de sédiment

m_v : masse de vase dans la couche de sédiment

Mélange de type cohésif ($frvas < frvas_{cr}$):

L'épaisseur de la couche de sédiment dépend des quantités (masse) de sable et de vase considérées.



$dzs = m_v / c_{v,rel} + m_s / \rho_s$

$c_{v,rel}$: concentration relative (par rapport au volume non occupé par les grains de sable) de vase dans la couche de sédiment

$cs(s) = m_s / dzs$

$cs(v) = m_v / dzs$

5.2.2.5 Gestion des mélanges dans la couche superficielle de sédiment lors des dépôts

A chaque pas de temps de transport, une certaine quantité de sable et de vase sont déposées. Ce qui se dépose peut être plutôt sableux (i.e. mélange de type non-cohésif) ou plutôt vaseux (i.e. mélange de type cohésif) suivant la valeur de la fraction massique de vase. De même, le mélange constituant la couche superficielle avant dépôt peut être plutôt sableux ou plutôt vaseux. On distingue donc 4 cas de dépôt possibles :

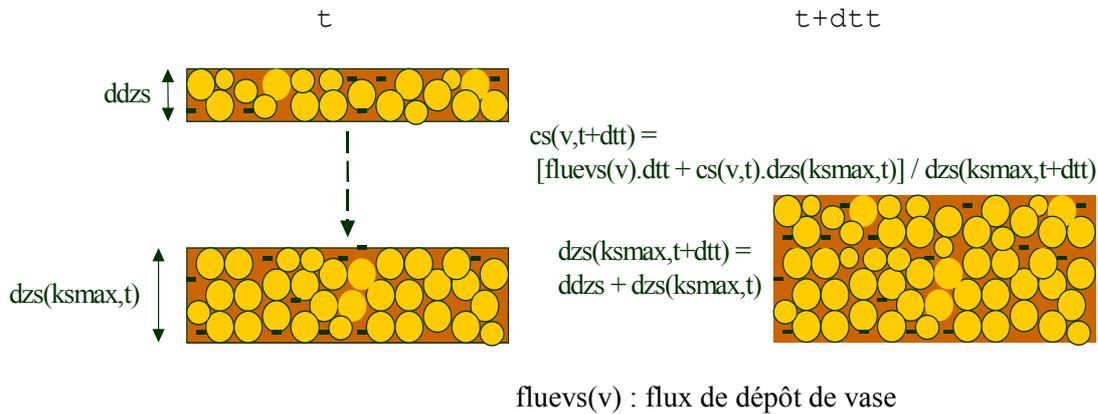
1) Dépôt sableux sur sédiment sableux

L'épaisseur ($ddzs$) du mélange qui se dépose pendant dt ne dépend que de la quantité de sable déposée et de la fraction volumique de sable ε_s qu'on se donne :

$$ddzs = dt \cdot \frac{fluevs(s)}{\rho_s \cdot \varepsilon_s} \quad \text{qui est équivalent à la relation (*, ci-dessus), } fluevs(s) \text{ étant}$$

le flux (instantané) de dépôt de sable et donc le produit $dt \cdot fluevs(s)$ est homogène à une masse.

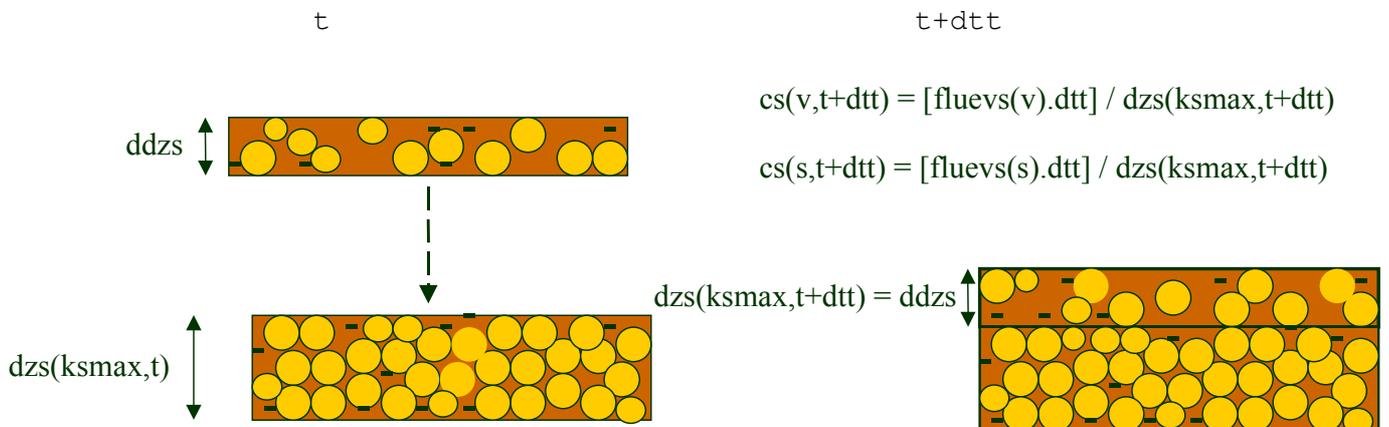
L'épaisseur de la couche superficielle de sédiment $dzs(ksmax)$ ($ksmax$ est l'indice de la couche superficielle de sédiment) est simplement augmentée de $ddzs$. La concentration en vase de la couche ainsi formée est alors recalculée. L'épaisseur de la couche superficielle n'est pas limitée par une épaisseur max. tant qu'il s'agit de dépôt sableux sur sédiment sableux. On pourra donc avoir des couches de sédiment d'épaisseur relativement importante.



2) Dépôt vaseux sur sédiment sableux

Dans ce cas de figure, le dépôt n'est pas mélangé avec la couche superficielle de sédiment. Ainsi, une description verticale fine de la composition de la colonne sédimentaire est possible. Toutefois, il faut noter que cela peut engendrer un nombre de couches important et donc une augmentation du temps de calcul. L'épaisseur ($ddzs$) du mélange qui se dépose est calculée en imposant la « concentration » ($csupi$) du dépôt frais de vase. Cette « concentration » ne se rapporte pas au volume de la couche $ddzs$ mais au volume occupé uniquement par la vase.

$$ddzs = dt \left(\frac{fluevs(v)}{c\ sup\ i} + \frac{fluevs(s)}{\rho_s} \right)$$



3) Dépôt sableux sur sédiment vaseux

Pour une vase fraîchement déposée ou en cours de consolidation les grains de sable ont tendance à traverser le sédiment vaseux (Torfs, 1996). Pour tenir compte implicitement de ce processus de sédimentation différentielle, on laisse le mélange s'effectuer entre les grains de sable qui se déposent et un matériau superficiel vaseux dont la concentration relative de vase est inférieure à une valeur, désignée cs_{maxmel} , qui représente la concentration en-deçà de laquelle on accepte un mélange avec un dépôt frais.

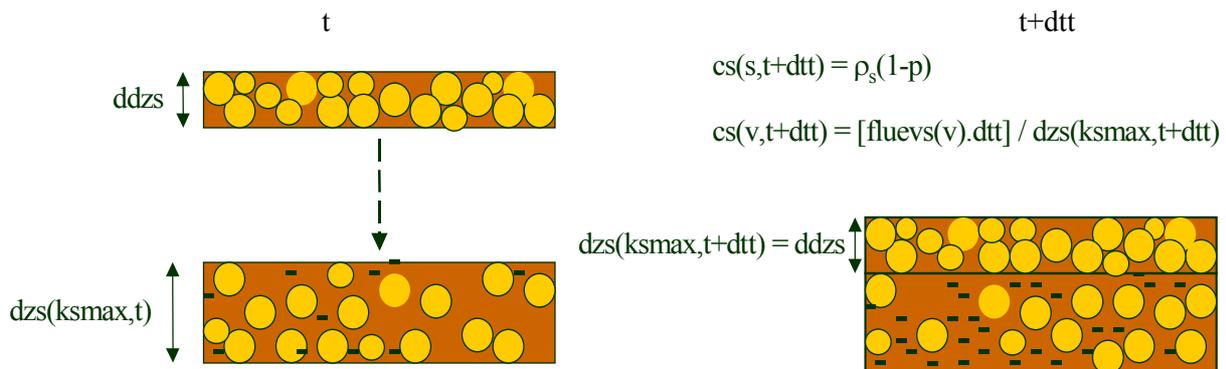
Calcul de la concentration relative de vase de la couche superficielle :

$$c_{vas\ sup} = \frac{cs(v, ks\ max, t)}{1 - cs(s, ks\ max, t) / \rho_s}$$

où $cs(s, ks\ max, t) / \rho_s$ est le volume occupé par le sable dans la couche superficielle.

Deux cas de figure sont distingués suivant la concentration relative de vase dans la couche superficielle :

- $c_{vas\ sup} > cs_{maxmel}$: on crée une nouvelle couche sableuse avec les dépôts frais
épaisseur de la couche max. : $dzs(ks\ max, t + dt) = ddzs = dt \cdot \frac{fluevs(s)}{\rho_s(1-p)}$



- $c_{vas\ sup} < cs_{maxmel}$: on complète la couche superficielle jusqu'à une épaisseur maximale dzs_{max} (qui est imposée et de l'ordre du mm). La couche ainsi formée peut être sableuse ou vaseuse. Si la couche formée est d'épaisseur supérieure à dzs_{max} on crée une couche supplémentaire sableuse.

Le mélange est sableux (frac. vase (dépôt + ancienne couche superf.) < frac. vase critique) :

Soit $dt1$ la fraction du pas de temps dt qui correspond au remplissage de la couche superficielle jusqu'à dzs_{max} ($dt1$ est calculé en supposant une structure sableuse de ce qui se dépose).

L'épaisseur de la couche superficielle à $t+dt$ est calculée directement à partir de la quantité de sable totale $sabqte$:

$$dzs(ks \max, t + dtt) = \frac{sabqte}{\rho_s \cdot \mathcal{E}_s} = \frac{fluevs(s) * dt1 + cs(s, ks \max, t) * dzs(ks \max, t)}{\rho_s \cdot \mathcal{E}_s}$$

$$cs(s, ks \max, t) = \rho_s \cdot \mathcal{E}_s$$

$$cs(v, ks \max, t + dtt) = \frac{cs(v, ks \max, t) * dzs(ks \max, t) + fluevs(v) * dt1}{dzs(ks \max, t + dtt)}$$

Si $dt1 < dtt$ on crée une couche supplémentaire sableuse d'épaisseur :

$$dzs(ks \max, t + dtt) = \frac{fluevs(s) * dt2}{\rho_s \cdot \mathcal{E}_s} \quad \text{avec } dt2 = dtt - dt1$$

$$cs(s, ks \max, t) = \rho_s \cdot \mathcal{E}_s \quad \text{et} \quad cs(v, ks \max, t + dtt) = \frac{fluevs(v) * dt2}{dzs(ks \max, t + dtt)}$$

Le mélange est vaseux :

Epaisseur de la couche superficielle :

$$dzs(ks \max, t + dtt) = dzs(ks \max, t) + dt1 * \left(\frac{fluevs(s)}{\rho_s} + \frac{fluevs(v)}{c \sup i} \right)$$

$$cs(v, ks \max, t + dtt) = \frac{cs(v, ks \max, t) * dzs(ks \max, t) + fluevs(v) * dt1}{dzs(ks \max, t + dtt)}$$

la concentration relative (la consistance) de la vase de cette nouvelle couche superficielle est intermédiaire entre la concentration de la couche en cours de consolidation à l'instant t et c_{supi} (consistance arbitraire des dépôts frais de vase, à priori de l'ordre de C_{gel})

$$cs(s, ks \max, t + dtt) = \frac{cs(s, ks \max, t) * dzs(ks \max, t) + fluevs(s) * dt1}{dzs(ks \max, t + dtt)}$$

Si $dt1 < dtt$ on crée une couche supplémentaire sableuse (les calculs sont les mêmes que pour le cas précédent (mélange sableux)).

4) Dépôt vaseux sur sédiment vaseux

On considère alors 2 possibilités suivant la « concentration » en vase $cvassup$ de la couche superficielle sur laquelle a lieu le dépôt. Comme précédemment il s'agit d'une concentration rapportée au volume occupé par la vase. On se donne une « concentration » c_{maxmel} au-dessus de laquelle il n'y a pas de mélange avec ce qui se dépose.

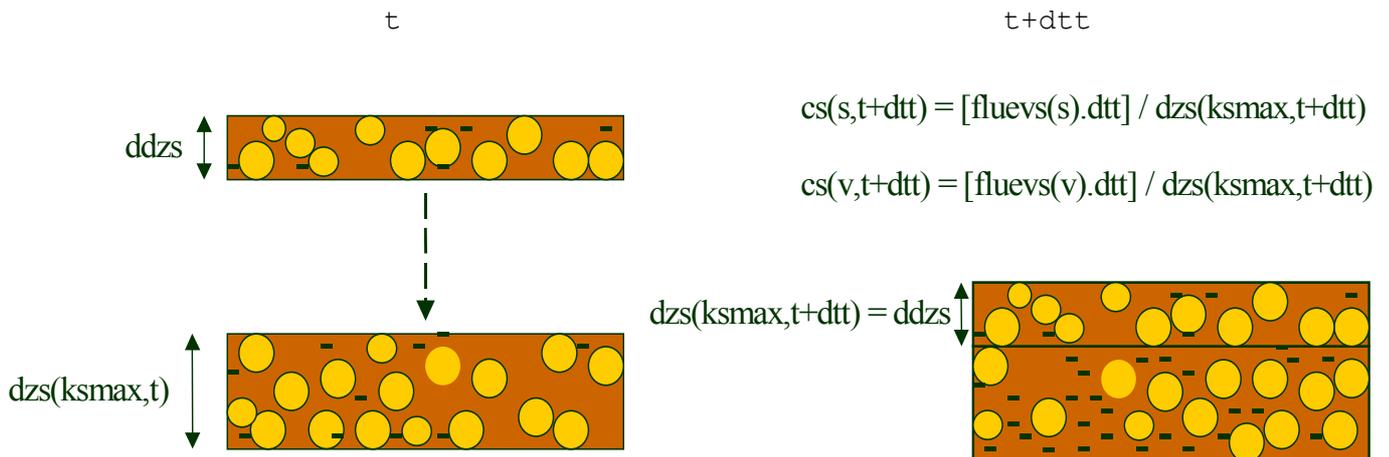
$$cvas \sup = \frac{cs(v, ks \max, t)}{1 - cs(s, ks \max, t) / \rho_s}$$

avec $cs(s, ks \max, t) / \rho_s$ qui correspond au volume occupé par le sable dans la couche superficielle.

Deux cas de figure sont distingués suivant la concentration relative de vase dans la couche superficielle :

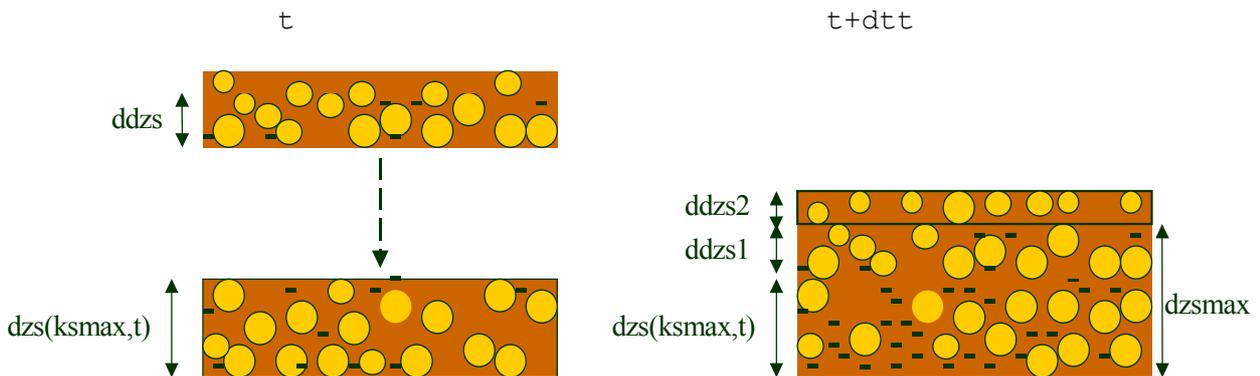
- $cvassup > cmaxmel$: on crée une nouvelle couche avec les dépôts frais pour éviter de diluer la vase de la couche superficielle qui est déjà tassée.

$$ddzs = dt\left(\frac{fluevs(v)}{c\ sup\ i} + \frac{fluevs(s)}{\rho_s}\right)$$



- $cvassup < cmaxmel$: on complète la couche superficielle jusqu'à une épaisseur maximale $dzsmax$. Soient $ddzs1$ la partie du dépôt destinée à compléter la couche superficielle et $ddzs2$ le dépôt restant éventuel qui constituera une nouvelle couche.

$$ddzs1 = \min(dzs\ max - dzs(ks\ max), ddzs) \quad ddzs2 = ddzs - ddzs1$$



- cas où la couche superficielle est complétée jusqu'à $dzsmax$:

La couche d'épaisseur $dzsmax$ est la couche (ksmax-1) au temps $t + dt$. Les quantités de sable et de vase qui ont servi à compléter cette couche valent respectivement :

$$fluevs(s).dt \cdot \frac{ddzs1}{ddzs} \quad \text{et} \quad fluevs(v).dt \cdot \frac{ddzs1}{ddzs}$$

Les concentrations en sable et en vase de la couche (ksmax-1) au temps t + dtt sont donc respectivement:

$$cs(s, ks\ max-1, t + dtt) = \frac{fluevs(s).dtt.\frac{ddzs1}{ddzs} + cs(s, ks\ max, t).dzs(ks\ max, t)}{dzs\ max}$$

$$cs(v, ks\ max-1, t + dtt) = \frac{fluevs(v).dtt.\frac{ddzs1}{ddzs} + cs(v, ks\ max, t).dzs(ks\ max, t)}{dzs\ max}$$

Les quantités de sable et de vase qui créent la couche ksmax (d'épaisseur ddzs2) au temps t + dtt sont :

$$fluevs(s).dtt.(1 - \frac{ddzs1}{ddzs}) \quad \text{et} \quad fluevs(v).dtt.(1 - \frac{ddzs1}{ddzs})$$

Les concentrations en sable et en vase de la couche ksmax-1 au temps t + dtt sont donc :

$$cs(s, ks\ max, t + dtt) = \frac{fluevs(s).dtt.(1 - \frac{ddzs1}{ddzs})}{dzs(ks\ max, t + dtt)} \quad \text{et}$$

$$cs(v, ks\ max, t + dtt) = \frac{fluevs(v).dtt.(1 - \frac{ddzs1}{ddzs})}{dzs(ks\ max, t + dtt)}$$

- cas où la couche superficielle n'est pas complétée jusqu'à dzsmax :

Dans ce cas, l'épaisseur de la couche superficielle (ksmax) à t + dtt vaut :

$$dzs(ksmax, t) + ddzs$$

et les concentrations de sable et de vase dans cette couche valent :

$$cs(s, ks\ max, t + dtt) = \frac{fluevs(s).dtt + cs(s, ks\ max, t).dzs(ks\ max, t)}{dzs(ks\ max, t + dtt)}$$

$$cs(v, ks\ max, t + dtt) = \frac{fluevs(v).dtt + cs(v, ks\ max, t).dzs(ks\ max, t)}{dzs(ks\ max, t + dtt)}$$

5.3 Modèle de consolidation sable/vase par couches

Les vases qui viennent de se déposer à la surface ou qui résident dans la colonne de sédiment à différentes profondeurs sont soumises à des processus de consolidation. Ces processus ont pour effet d'augmenter la concentration des couches vaseuses et donc d'augmenter leur contrainte critique d'érosion. Suivant la profondeur à laquelle une vase a pu se trouver et son temps de résidence dans la colonne de sédiment, une vase superficielle est plus ou moins difficilement érodable. Il est donc primordial de pouvoir reproduire ces processus de tassement.

5.3.1 Approches généralement utilisées pour modéliser les processus de tassement de la vase

Les processus de tassement et de consolidation qui s'opèrent dans la colonne de sédiment, et qui sont susceptibles de faire varier les concentrations des différentes couches, présentent une variabilité importante suivant la nature du matériau. Les vitesses de tassement et de consolidation d'un sédiment sont fortement dépendantes de sa perméabilité, c'est à dire des possibilités d'évacuation de l'eau du sol (Migniot, 1989). Alors que les sables, dont la perméabilité est élevée (le coefficient de perméabilité k est supérieur à $10^{-5} m.s^{-1}$), ne tassent plus après un temps compris entre quelques secondes et quelques minutes, la consolidation sous poids propre des vases peut durer d'une année à plusieurs années.

Les approches théoriques décrivant les processus de tassement pour des sédiments fins sont principalement de 2 types (Le Hir et al., 2005): la sédimentation telle que formulée par Kynch (1952) et la consolidation développée par Gibson (1967).

La première s'applique au déplacement des particules, ou plus précisément des floccs, dans le sédiment en formation. Une équation de continuité décrit le déplacement des grains vers le bas :

$$\frac{\partial C}{\partial t} + \frac{\partial C.W_s}{\partial z} = 0 \quad (5.3.1)$$

où C est la concentration, et W_s la vitesse de déplacement des particules.

Si l'on fait l'hypothèse que la vitesse des particules ne dépend que de la concentration locale, et que son expression en fonction de C est connue, alors l'équation (5.3.1) peut se résoudre numériquement avec une formulation explicite de la vitesse de sédimentation. Cette formulation doit reproduire la diminution de la vitesse de sédimentation des floccs en fonction de la concentration, du fait de processus qui peuvent être assimilés à de l'entravement pour des fortes concentrations. Les formulations de ce type sont empiriques et leur utilisation requiert donc une calibration minutieuse. Concernant les sédiments mixtes sable-vase, de telles relations paraissent difficiles à établir, d'autant plus que les vitesses de déplacement des floccs de vase et des grains de sable peuvent être différentes. En effet, lorsque les concentrations de vases sont faibles, ce qui est le cas pour des dépôts frais, les grains de sable ont tendance à sédimenter à travers la vase (Torfs et al., 1996, Migniot, 1989). D'autre part, dans le cas d'une épaisseur de sable au sein d'un sédiment vaseux, le gradient vertical de vitesses de sédimentation pourrait s'inverser ; le modèle serait alors incohérent puisque l'épaisseur de sable se dilaterait (gonflerait), en accord avec une diminution de sa concentration, ce qui n'est pas physique. Cette approche en sédimentation est actuellement dans le modèle SiAM-3D *Seine Aval* « vase seule » (Le Hir et al., 2005).

La théorie de Gibson est basée sur la description du mouvement de l'eau interstitielle, qui se déplace vers le haut lorsque le sol est en cours de tassement. L'équation de continuité pour l'eau (conservation de la masse) s'écrit, dans le système de coordonnées matérielles (ξ, t) (on suppose l'eau incompressible) :

$$\frac{\partial}{\partial \xi}(\rho_w p w_m) + \frac{\partial}{\partial t}(\rho_w p) = 0 \quad (5.3.2)$$

La coordonnée matérielle ξ est telle que : $d\xi = \frac{dz}{1+e}$ e étant l'indice des vides

e est l'indice des vides

p est la porosité du sol et

w_m est la vitesse verticale moyenne du fluide à travers une section à la cote ξ

La conservation de la masse de sédiment est également prise en compte et s'écrit :

$$\frac{\partial}{\partial \xi}(\rho_s(1-p)w_s) + \frac{\partial}{\partial t}(\rho_s(1-p)) = 0 \quad (5.3.3)$$

Cette équation est équivalente à l'équation (5.3.1) de la précédente théorie. Les vitesses verticales w_s et w_m sont liées par une relation qui découle de la loi de Darcy, exprimant le fait que l'intensité de l'écoulement interstitiel est fonction du gradient vertical de l'excès de pression interstitielle v (cette équation caractérise la conservation de la quantité de mouvement de l'eau) :

$$k \frac{\partial v}{\partial \xi} = -p(w_m - w_s)\rho_w g \quad (5.3.4)$$

k représente la perméabilité du sol. Le gradient vertical d'excès de pression interstitielle constitue le forçage du système et s'exprime comme la différence entre la contrainte totale déjaugée (le poids de sédiment dans l'eau) et la contrainte effective σ' , qui représente la part des contraintes transmises de grain à grain par contact.

La combinaison des équations (5.3.2), (5.3.3) et (5.3.4) aboutit à l'équation de consolidation de Gibson (e.g. Mehta et Li, 1997):

$$\frac{\partial e}{\partial t} + \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} \frac{d}{de} \left(\frac{k}{1+e} \right) \frac{\partial e}{\partial \xi} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial z} \left[\frac{k}{1+e} \frac{d\sigma'}{de} \frac{\partial e}{\partial \xi} \right] = 0 \quad (5.3.5)$$

e étant l'indice des vides ($e = \frac{P}{1-p}$).

La résolution de l'équation de Gibson requiert la détermination de 2 relations constitutives du sédiment : une relation entre la contrainte effective σ' et l'indice des vides e , et une relation entre la perméabilité du sédiment k et e .

Ces relations $\sigma'(e)$ et $k(e)$ sont mal connues (Le Hir et al., 2005) ; il existe une dispersion importante entre les formulations qu'on peut trouver dans la littérature (Alexis, 1992 in Le Hir et al., 2005). Parmi ces relations, on peut mentionner les relations linéaires proposées par Been

et Sills (1981, in Mehta et Li, 1997) : $\sigma' = A - \frac{e}{a_v}$, A étant une constante et a_v , la compressibilité du matériau, étant supposée constante ; $k = \rho_w k_0 (1 + e)$ où k_0 , la perméabilité initiale, est une constante.

Cette méconnaissance des relations constitutives rend l'approche de Gibson délicate à mettre en œuvre. C'est à fortiori le cas pour des sédiments mixtes sable/vase pour lesquels il n'existe pratiquement pas de données.

Etant données les incertitudes et/ou incompatibilités liées à l'application des approches théoriques de Kynch ou de Gibson pour modéliser le tassement de sédiments mixtes sable/vase, on propose une stratégie de modélisation plus empirique dont les résultats sont comparés à des résultats expérimentaux pour un sédiment cohésif.

5.3.2 Stratégie pour simuler le tassement de couches de sédiments mixtes sable/vase dans les codes SiAM

La stratégie proposée pour simuler les processus de tassement au sein du sédiment est une stratégie empirique. Le modèle d'évolution dans le temps de la concentration du sédiment est résolue séparément pour chaque couche (schéma 5.3.1). Cette approche ne fonctionne que si le sédiment au dessus d'une couche donnée est plus perméable, laissant facilement s'écouler l'eau interstitielle.

On suppose que les couches sableuses ne tassent pas, ce qui revient à dire que la fraction volumique de sable pour les couches sableuses est fixée lors du dépôt et correspond à un arrangement des grains moyens. Cette hypothèse simplificatrice résulte des faibles variations de porosité liées au réarrangement des grains. De plus, contrairement à un sédiment de type cohésif, l'érodabilité d'un sédiment sableux dépend faiblement de sa concentration en matière sèche.

On suppose qu'il n'y a pas d'échanges horizontaux d'eau ou de particules au sein du sédiment, on considère donc les processus de tassement indépendamment pour chaque maille.

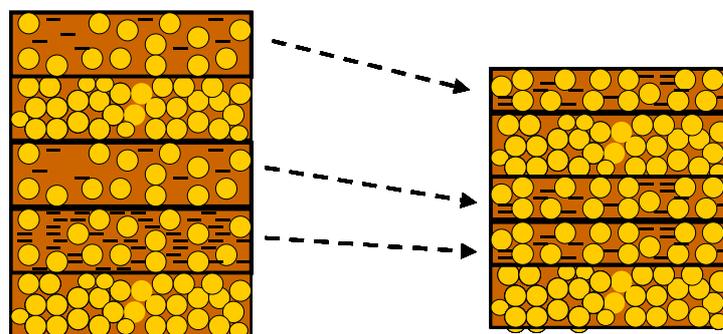


Schéma 5.3.1 : configuration en couches du modèle de tassement

Des résultats expérimentaux de Migniot (1989 a, cf. §1.5.3.2) tendent à montrer que la vitesse de consolidation d'une couche de sédiment mixte plutôt vaseuse dépend peu de la fraction sableuse qui la compose. Le modèle empirique de tassement (inspiré du modèle de Le Hir (1989) applicable aux sédiments purement vaseux) est basé sur une loi différentielle pour la concentration relative de vase $C_{vas,rel}$, appliquée à chaque couche de la colonne de sédiment d'une maille donnée. $C_{vas,rel}$, qui est la concentration de vase dans le volume de sédiment (vase + sable + eau interstitielle) non occupé par les grains de sable peut s'exprimer ainsi (pour une couche donnée) :

$$C_{vas,rel} = \frac{m_v}{v_{tot} - v_s} = \frac{cs(v)}{1 - \frac{cs(s)}{\rho_s}}$$

L'équation différentielle qui constitue le modèle de consolidation pour les couches de sédiment mixte de type cohésif s'écrit :

$$\boxed{\frac{\partial C_{v,rel}}{\partial t} = \alpha_1 \cdot e^{-\alpha_2 C_{v,rel}} \left[C_{v,rel,max,surf} \left(1 + \alpha_3 \int_z^{surf} \rho' dz \right) - C_{v,rel} \right]} \quad (5.3.6)$$

$$\frac{\partial C_{v,rel}}{\partial t} = 0 \quad \text{si} \quad C_{v,rel} > C_{v,rel,max,surf} \left(1 + \alpha_3 \int_z^{surf} \rho' dz \right)$$

$\rho' = (\rho_s - \rho_w)(1 - p) = \rho - \rho_w$ est la masse volumique déjaugée du sol, ρ_s la masse volumique des grains, ρ la masse volumique du sol (grains (sable et matériel fin) + eau) et ρ_w la masse volumique de l'eau.
 α_1 , α_2 et α_3 sont des constantes positives.

Le terme $\int_z^{surf} \rho' dz$ (multiplié par g , qui est compris dans la constante α_3) est la contrainte (normale) apparente, en excès par rapport à la pression hydrostatique, exercée par la colonne de sédiment au dessus de la couche de sédiment considérée. C'est à dire que la consolidation d'une couche vaseuse donnée est implicitement liée au taux d'expulsion d'eau interstitielle (qui est lié à la contrainte apparente). Pour un sédiment consolidé ($\frac{\partial C_{v,rel}}{\partial t} = 0$ pour toute les couches), la variation linéaire de la concentration relative de vase (en fonction du poids déjaugé de sédiment au dessus) constitue une hypothèse du modèle.

On peut souligner que dans le cas d'un sédiment mixte, c'est le poids total déjaugé (i.e. le poids de la vase et du sable) qui intervient dans le terme $\int_z^{surf} \rho' dz$, tandis que l'on exprime une variation de la seule concentration (relative) de vase pour la couche (vaseuse) considérée.

$C_{v,rel,max,surf}$ (qui constitue un paramètre du modèle) est la concentration maximale que peut atteindre la concentration relative de vase d'une couche (fine, de l'ordre du mm) de sédiment qui reste en surface, sans jamais être recouverte de sédiment. Une couche qui se retrouve en surface après érosion de couches situées au-dessus peut avoir une concentration supérieure à $C_{v,rel,max,surf}$; la couche est alors surconsolidée et n'évolue plus par consolidation tant qu'elle n'est pas recouverte par une épaisseur de dépôt suffisante.

Le terme $C_{v,rel,max,surf} (1 + \alpha_3 \int_z^{surf} \rho' dz)$ représente la valeur maximale que peut atteindre la concentration relative de vase dans une couche de sédiment située à une profondeur z sous l'interface eau/sédiment. Cette concentration maximale augmente avec la profondeur, les couches les plus profondes étant soumises à des contraintes, dues au poids du sédiment au-dessus, plus élevées.

L'équation différentielle 5.3.6 exprime un rappel vers un état consolidé et traduit bien le fait que la consolidation d'une couche de sédiment est d'autant plus rapide que sa concentration est faible.

- D'une part le taux de variation de la concentration d'une couche de sédiment est fonction de l'écart à une valeur maximale vers laquelle elle peut tendre (Dans un modèle exprimé en terme de sédimentation des particules, cette tendance est exprimée directement en paramétrant la diminution de la vitesse de sédimentation lorsque la concentration augmente, traduisant les processus d'entravement).
- D'autre part, fonction inverse de la concentration au cours de la consolidation, le terme $\alpha_1 \cdot e^{-\alpha_2 C_{v,rel}}$ diminue rapidement au cours de la consolidation et exprime le fait que la vitesse de consolidation d'une couche de vase dépend de son état de consolidation, c'est à dire de sa concentration. On peut penser que ce terme et le terme entre crochets sont redondants, puisqu'ils décrivent tous les deux une consolidation plus rapide des couches les moins concentrées. En réalité, le terme $\alpha_1 \cdot e^{-\alpha_2 C_{v,rel}}$ affecte de manière identique la consolidation des couches à différentes profondeurs et peut donc traduire la vitesse de consolidation caractéristique des différents états de consolidation du sédiment, tandis que le terme entre crochets tient également compte de la contrainte de poids qui s'exerce sur la couche considérée.

Pour illustrer la variation de vitesse de consolidation d'une couche de vase en fonction de son état de consolidation, on peut citer les expériences de Migniot (1989). Ces expériences décrivent une diminution rapide de la vitesse de tassement en fonction de la concentration du sédiment et quatre phases de tassement peuvent être distinguées, dont une première phase plutôt liée aux suspensions (les masses volumiques citées sont des ordres de grandeur) :

- $C_{vase} < 100 \text{ kg.m}^{-3}$: chute entravée des floccs
- $100 \text{ kg.m}^{-3} < C_{vase} < 200 \text{ kg.m}^{-3}$: les floccs sont progressivement écrasés, éliminant (une partie) de l'eau interstitielle.
- $200 \text{ kg.m}^{-3} < C_{vase} < 300 \text{ kg.m}^{-3}$: évacuation des eaux par porosité et puits de drainage.
- $C_{vase} > 300 \text{ kg.m}^{-3}$: élimination des eaux par compression.

5.3.3 Paramétrage du modèle de tassement

Les paramètres α_1 , α_2 et α_3 ainsi que la concentration $C_{v,rel,max,surf}$ sont ajustés de telle sorte que les courbes de consolidation simulées soient comparables aux courbes de consolidation observées dans des colonnes de sédimentation pour lesquelles les conditions d'expérience sont connues.

Les courbes de données de culot de tassement de vases de Seine disponibles résultent d'expériences réalisées sur des vases du Havre (Octeville) par le LCHF (Migniot, 1989) et d'expériences sur des vases de Honfleur par la Sogreah (rapport interne, 1990). Des études en cours sont réalisées dans le cadre du programme Seine-Aval III par S. Lesourd ; les résultats pourront être utilisés ultérieurement pour évaluer la variabilité des vitesses de tassement au sein de l'estuaire et pour valider et étendre le paramétrage du modèle empirique.

Les expériences sur les vases de Honfleur ont été réalisées pour une gamme importante de concentrations (fig. 5.3.4). Les résultats du modèle empirique peuvent donc être évalués pour des conditions variées, faisant intervenir divers aspects des processus de tassement.

L'ajustement des paramètres a conduit aux valeurs suivantes :

$$\alpha_1 = 2.10^{-4}, \quad \alpha_2 = 3.10^{-2}, \quad \alpha_3 = 3.10^{-2} \quad (5.3.7)$$

$$C_{v,rel,max,surf} = 300 \text{ kg.m}^{-3}$$

Le modèle empirique de tassement proposé reproduit bien les variations de hauteur de sédiment du culot de tassement (fig. 5.3.3); cela pour une large gamme de valeurs de la concentration initiale (uniforme sur la verticale) de sédiment, de 19 kg.m^{-3} à 275 kg.m^{-3} .

Une concentration initiale de 275 kg.m^{-3} correspond à une vase dont l'état de consolidation est avancé. L'échelle de temps associée au tassement perceptible d'une vase d'une telle concentration est au minimum de l'ordre du jour. On peut noter également que le culot de tassement est encore en cours d'évolution après 100 jours. La consolidation de la vase initiale à 183 kg.m^{-3} est effective après moins de 1 jour ; la pente de la courbe de tassement est comparable à celle correspondant à la vase initiale la plus concentrée et le processus de consolidation n'est pas terminé après 100 jours d'expérience. Pour des concentrations initiales plus faibles (respectivement 93, 45 et 19 kg.m^{-3}) le tassement est effectif dès le début de l'expérience, traduisant le fait que l'ensemble du sédiment constituant le culot initial est peu concentré et est donc soumis à des processus de consolidation dont les temps caractéristiques associés sont relativement courts. En particulier pour l'échantillon de concentration initiale 19 kg.m^{-3} , le tassement commence par un processus de chute entravée des floes. L'échelle de temps associée à ce processus est très courte et la colonne de sédiment s'est tassée de 80 % (0.8 m) en quelques heures. Le tassement de l'échantillon à 93 kg.m^{-3} est encore effectif après 100 jours, tandis que pour les échantillons à 45 et 19 kg.m^{-3} l'épaisseur du culot n'évolue presque plus après 10 jours. Cette observation peut paraître surprenante ; en effet on pourrait penser que les échantillons de concentration initiale relativement faible sont plus éloignés de la concentration finale (après consolidation). En réalité, il faut souligner que ces courbes concernent la consolidation de l'ensemble de la colonne. C'est à dire qu'on ne distingue pas la consolidation située en haut du sédiment de celle située plus bas. Or, sous l'action des contraintes normales le sédiment situé vers le bas se tassera d'autant plus que la hauteur de sédiment le surplombant est importante. Pour les échantillons de concentration initiale faible, la hauteur de sédiment devient rapidement trop faible pour que les couches inférieures en cours de consolidation continuent à consolider.

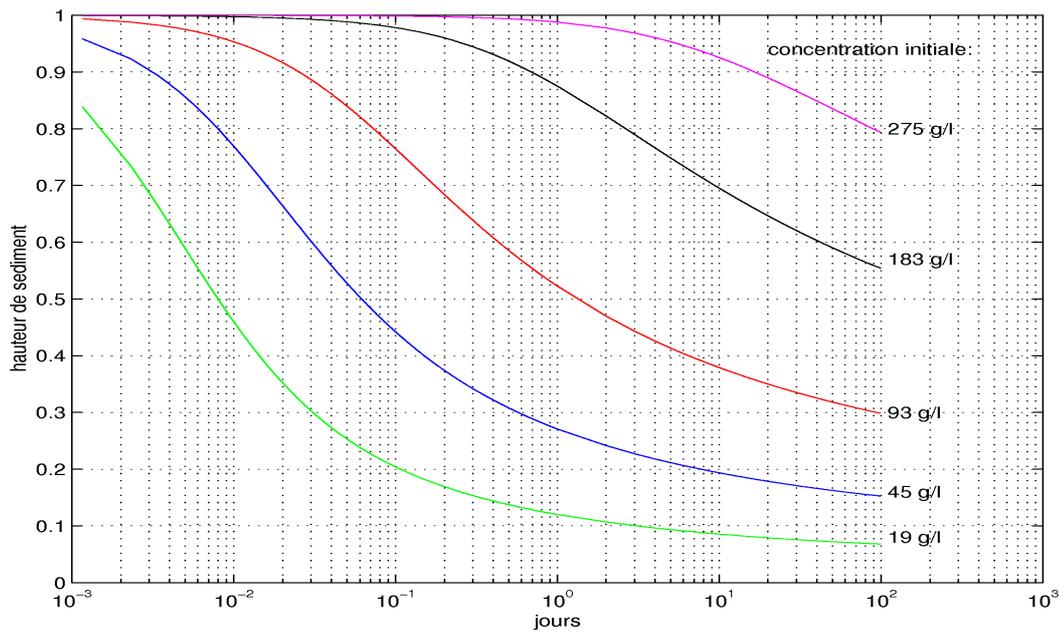


Figure 5.3.3 Simulation des culots de tassement de la vase de Honfleur (fig. 5.3.4) à l'aide d'un modèle empirique de tassement basé sur une loi différentielle d'évolution de la concentration par couche de sédiment

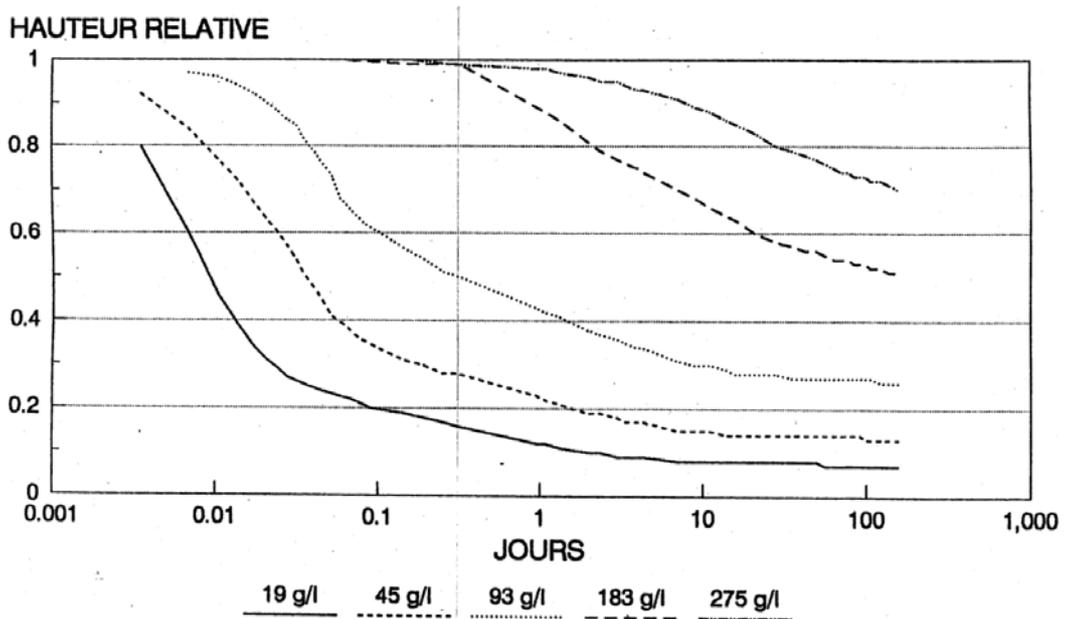


Figure 5.3.4 Essais de tassement de mélanges homogènes de hauteur initiale 1m pour différentes concentrations initiales (Sogreah, 1990).

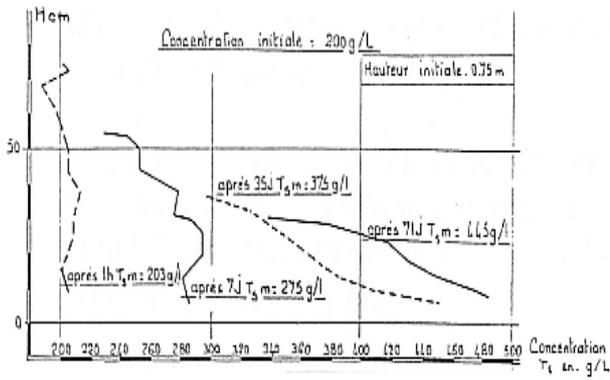
5.3.4 Evolution du gradient vertical de concentration

Le comportement du modèle doit également être confronté aux variations dans le temps du gradient vertical de concentration dans le sédiment. Ne disposant pas de cette information (mesure) pour les vases de Seine (d'une manière générale, les mesures de concentration au sein du sédiment sont difficiles à réaliser en cours d'expérimentation en raison de leur caractère destructif), les résultats du modèle (paramétré pour reproduire le tassement des vases de Honfleur) sont comparés aux mesures disponibles réalisées sur des vases dont les variations de la concentration moyenne des dépôts se rapprochent de celles de la Seine.

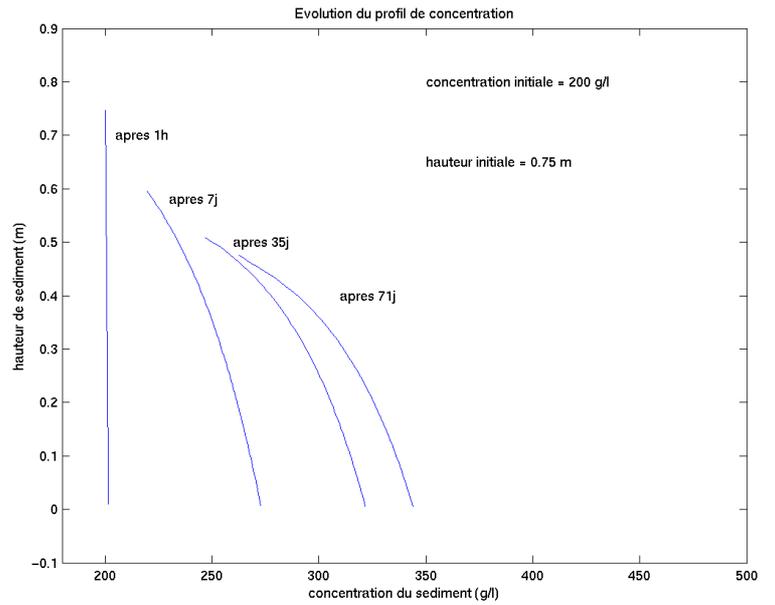
Comme on peut le voir sur la figure 5.3.7, l'évolution de la hauteur de sédiment dans le culot de tassement pour une vase de Seine est proche de cette même évolution pour une vase de Gironde. L'analyse granulométrique des échantillons montrent des caractéristiques proches pour les vases de la Gironde et de Honfleur : le diamètre médian est faible (respectivement 2.5 et 1 μm) et les teneurs en argile granulométrique sont quasi identiques (50 et 53 %).

Des culots de tassement ont été réalisés pour une concentration initiale de 200 kg.m^{-3} de vase de Gironde, l'un pour une hauteur initiale de 75 cm et l'autre pour une hauteur initiale de 95 cm (Migniot, 1989) (fig. 5.3.5 a) et b)). Ces expériences ont été simulées par le modèle empirique (fig. 5.3.5 c) et d)). Les concentrations finales simulées sont plus faibles que les concentrations finales mesurées, traduisant le fait que les simulations reproduisent le tassement des vases de Honfleur qui est moins important, après 50 ou 71 jours, que celui des vases de Gironde (fig. 5.3.7). Quoi qu'il en soit, le modèle reproduit qualitativement l'évolution des profils de concentrations. En particulier, les profils s'accroissent de manière importante entre 7j et 35j (fig. 5.3.5 a) et c)), ainsi qu'entre 7j et 26j (fig. 5.3.5 b) et d)).

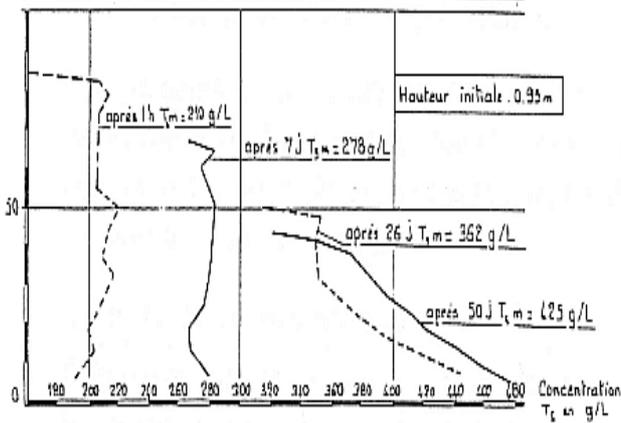
Le résultat d'une simulation réalisée pour une hauteur initiale de vase de 1m et une concentration initiale de 100 kg.m^{-3} a été comparé aux résultats d'expériences réalisées pour des conditions similaires, sur des vases de diverses origines (Migniot, 1989). Du point de vue des mesures, il apparaît que le gradient de concentration dans les dépôts augmente en fonction du diamètre moyen dans les suspensions (Migniot, 1989) ; les diamètres donnés par Migniot étant par exemple de 30 μm pour les limons de Fos, 5 μm pour les boues de Marennes Oléron et 0.3 μm pour les vases de Douala. Le résultat simulé, qui résulte du paramétrage du modèle pour reproduire le tassement des vases de Honfleur, respecte cette tendance puisque le diamètre moyen des dépôts mesurés à Honfleur est de 1 μm (Migniot, 1989).



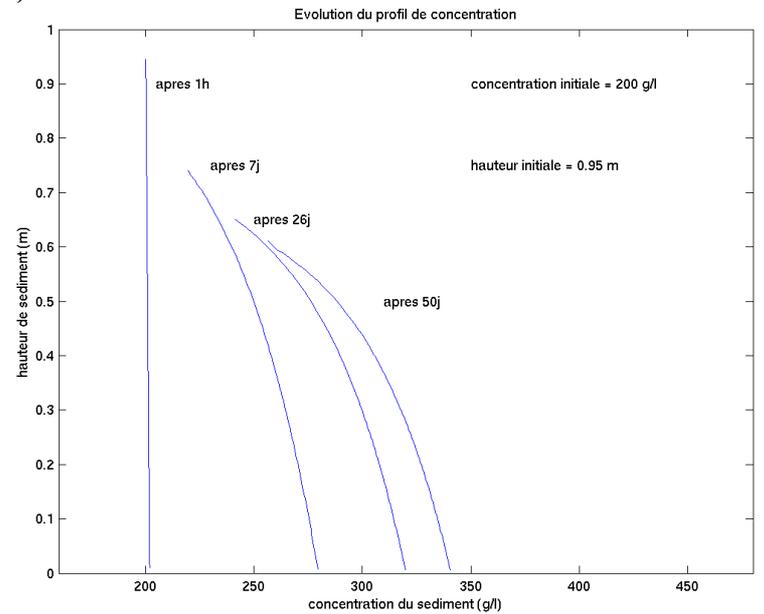
a)



c)



b)



d)

Figure 5.3.5 Evolution du profil de concentration au cours de la consolidation d'une colonne de sédiment de concentration initiale uniforme 200 kg.m^{-3} . a) et b) : profils mesurés (vase de Gironde; Migniot, 1989) ; c) et d) : profils simulés. a) et c) : hauteur initiale = 0.75 m ; b) et d) : hauteur initiale = 0.95 m

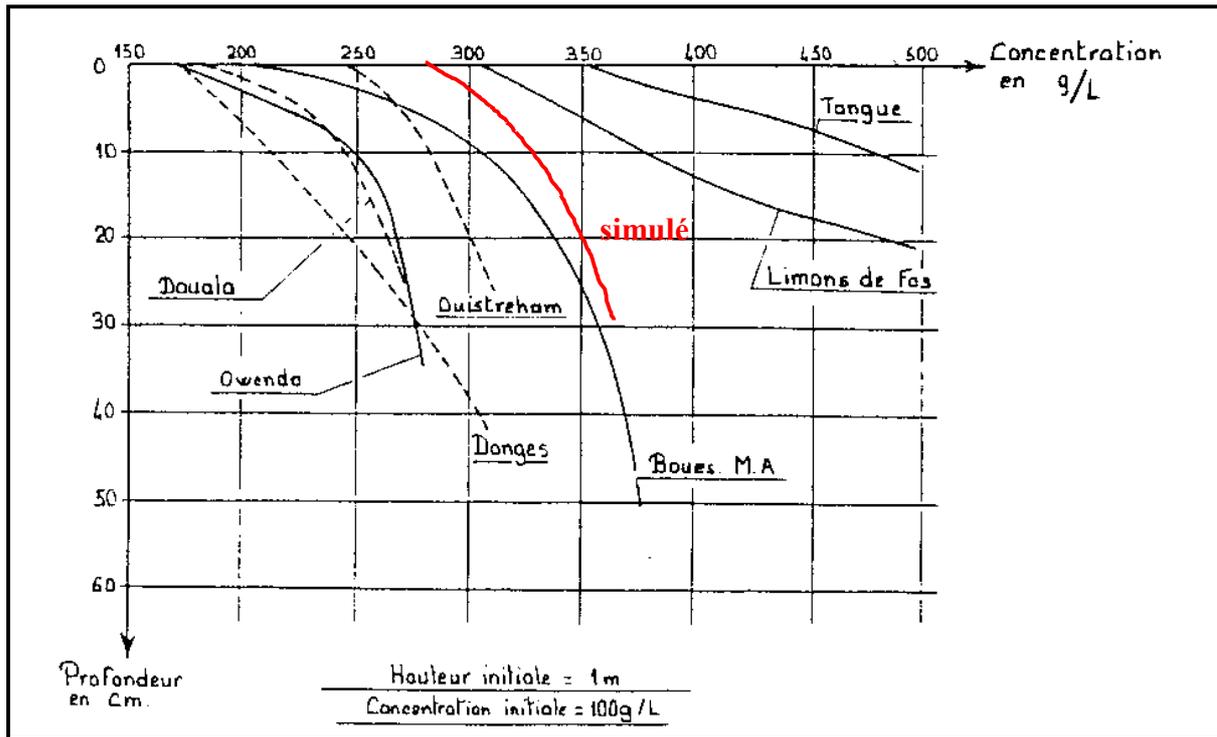


Figure 5.3.6 Profils mesurés de vases de différentes origines (la donnée équivalente à Honfleur n'est pas disponible) après 200 jours de consolidation pour une hauteur initiale de 1 m et une concentration initiale de 100 kg.m^{-3} . En rouge : profil simulé après 200 jours de consolidation pour des conditions initiales identiques ; le paramétrage étant (5.3.7)

5.3.5 Variabilité de la composition des sédiments cohésifs et de leur tassement dans l'estuaire de la Seine

Le modèle empirique est paramétré pour reproduire les processus de tassement d'une vase donnée, en l'occurrence celle de Honfleur. Or, il faut souligner que les échantillons provenant du port de Honfleur peuvent être de composition différentes des vases que l'on rencontre plus en amont (par exemple, vases prélevées à Tancarville), en domaine plus marin (vases prélevées au Havre - Octeville), ou même dans l'embouchure. Pour les échantillons prélevés par Migniot (1989), la vase de Tancarville se démarque nettement des 2 autres si on considère le diamètre médian des échantillons. Alors que les échantillons du Havre-Octeville et de Honfleur ont des diamètres médians faibles (respectivement $1.8 \mu\text{m}$ et $1 \mu\text{m}$), le diamètre médian pour Tancarville est de $17 \mu\text{m}$, traduisant une teneur en silts ($4 \mu\text{m} < d < 63 \mu\text{m}$) élevée caractéristique des vases fluviales (Migniot, 1989). Ces vases plus silteuses ont tendance à se tasser nettement plus. L'échantillon de vase (limons) de Tancarville a atteint sa hauteur finale (30 cm) après quelques jours de tassement seulement, alors que l'échelle de temps est de quelques dizaines de jours pour l'échantillon du Havre et que la vase de Honfleur est toujours en cours de consolidation après 100 jours. On peut noter également sur la fig. 5.3.7 que si l'état de tassement après 100 jours est voisin pour les échantillons du Havre et de Honfleur, la sédimentation de la vase du Havre est d'abord beaucoup plus rapide.

Etant donnée la variabilité observée du tassement des vases dans l'estuaire de la Seine, l'ajustement des paramètres (éq. 5.3.7) du modèle de tassement, réalisé pour des vases

d'Honfleur, n'est pas définitif. Très prochainement cet ajustement sera repris avec les tests de consolidation réalisés par Lesourd (Université du littoral, Wimereux) et IFREMER dans le cadre du programme *Seine-Aval*. Ces tests permettront de préciser la variabilité du processus de consolidation au sein de l'estuaire. En particulier, le biais engendré par un ajustement sur des vases de Honfleur (qui sont des dépôts intra portuaires probablement plus argileux que les vases de l'embouchure (Lesourd, 2000)) pourra être évalué. Le modèle pourrait alors être amélioré en étant capable de reproduire la variabilité des processus de tassement le long de l'estuaire, ce qui peut s'avérer délicat car cela implique entre autres de simuler la répartition des fractions silteuses et argileuses.

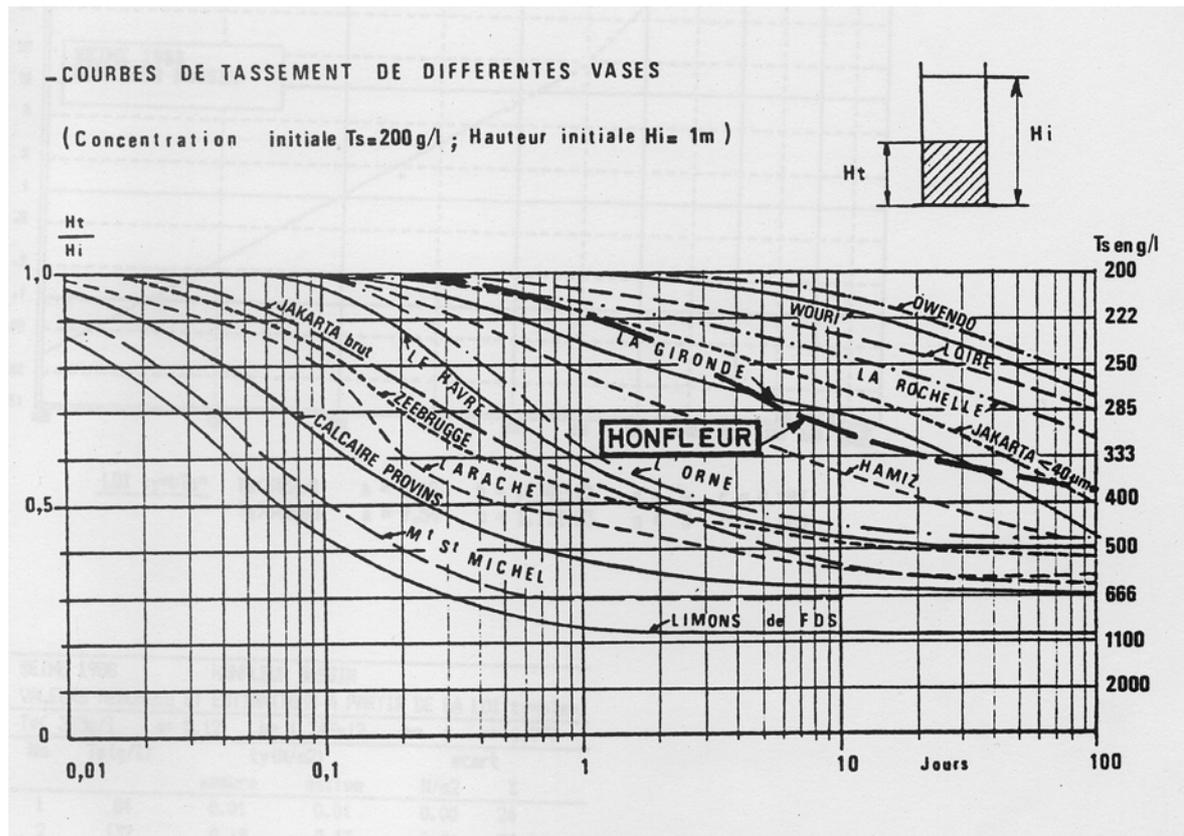


Figure 5.3.7 Courbes de tassement de différentes vases (d'après Migniot, 1989, in Sogreah, 1990)

5.3.6 Effet de la présence de sable sur la simulation de la consolidation des couches de vase

La consolidation d'une colonne de sédiment de 0.95 m constituée initialement de vase à 200 g/l et de 5 cm de sable au sommet, avec un arrangement des grains supposé tel que la concentration du sédiment est de 1640 kg.m⁻³ (porosité de 0.35 pour des grains de quartz, étant considérée comme minimale), a été simulée (fig. 5.3.8). L'hypothèse qui est faite pour ce type de simulation est que la concentration initiale de la vase est suffisamment élevée pour que les grains de sable ne sédimentent pas au travers de la vase sous l'effet de la gravité. Un résultat important est que sous l'effet de contraintes plus fortes, dues au poids plus important de la couche sableuse, la vase se tasse plus rapidement et atteint des concentrations plus fortes. On précise bien que ce résultat résulte d'une simulation (numérique) et montre simplement un exemple de sensibilité du modèle de consolidation de couches vaseuses à la présence de couches sableuses. Dans la nature, ce type de configuration peut tout à fait avoir lieu (e.g. Lesourd et al., 2003) et on conçoit bien que la présence de couches sableuses induit une consolidation plus rapide des couches de vase situées en dessous. Cependant, il serait intéressant de reproduire ce type de processus en culot de tassement de manière systématique pour évaluer la capacité du modèle empirique pour de telles configurations.

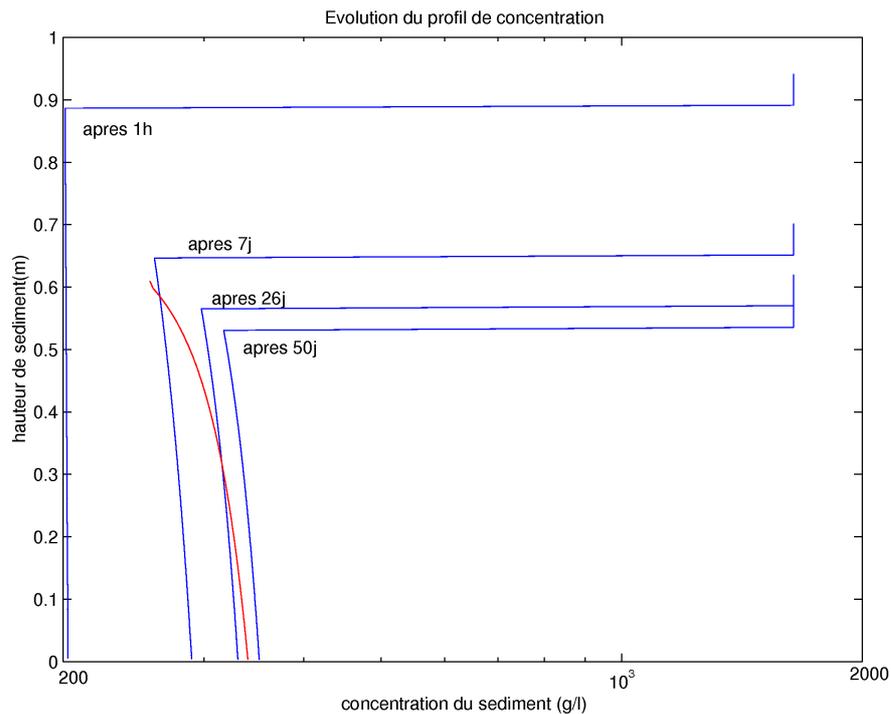


Figure 5.3.8 Evolution du profil de concentration d'une colonne de sédiment de hauteur initiale 0.95m, dont 5 cm de sable au sommet. En rouge: profil de concentration après 50 jours de tassement d'un sédiment de hauteur initiale 0.95 m uniquement vaseux

Le tassement plus rapide des couches vaseuses traversées par des grains de sable créant des puits drainants, tel que décrit par Torfs et al. (1996) ou Migniot (1989), peut difficilement être décrit par un modèle empirique tel que celui développé dans la présente étude. C'est pourquoi,

dans le modèle, la concentration imposée pour les dépôts frais de vase doit être suffisamment élevée pour que les grains de sable qui se déposent en même temps soient supposés piégés. Ce type de processus lié à la sédimentation différentielle peut être pris en compte de manière plus directe dans un modèle en sédimentation, mais cela requiert une confrontation à des expériences de sédimentation pour une large gamme de concentrations. Une approche plus complexe de type Gibson peut aussi décrire ce type de processus : Merckelbach et Kranenburg (2005) proposent des relations pour la perméabilité et les contraintes effectives d'un sédiment mixte sable/vase qui tiennent compte des effets dus à la ségrégation partielle. De même, au sein du sédiment, le tassement accéléré des vases limitrophes d'une couche sableuse tel que décrit par Migniot (1989 a) (cf. 5.1.3.2) paraît difficilement reproductible par un modèle empirique qui ne décrit pas explicitement le mouvement ascendant de l'eau interstitielle. Quoiqu'il en soit ce type de phénomène est mal connu et même une approche plus élaborée de type Gibson, via la relation constitutive $k(e)$ difficile à établir dans une telle configuration, ne peut le décrire de manière précise.

PARTIE II

Applications du modèle morphodynamique SiAM-3D à l'embouchure de la Seine

Chapitre 1 : Caractéristiques hydrodynamiques, sédimentaires et morphologiques de l'estuaire de la Seine

1.1 Hydrodynamique de la baie et de l'estuaire de la Seine

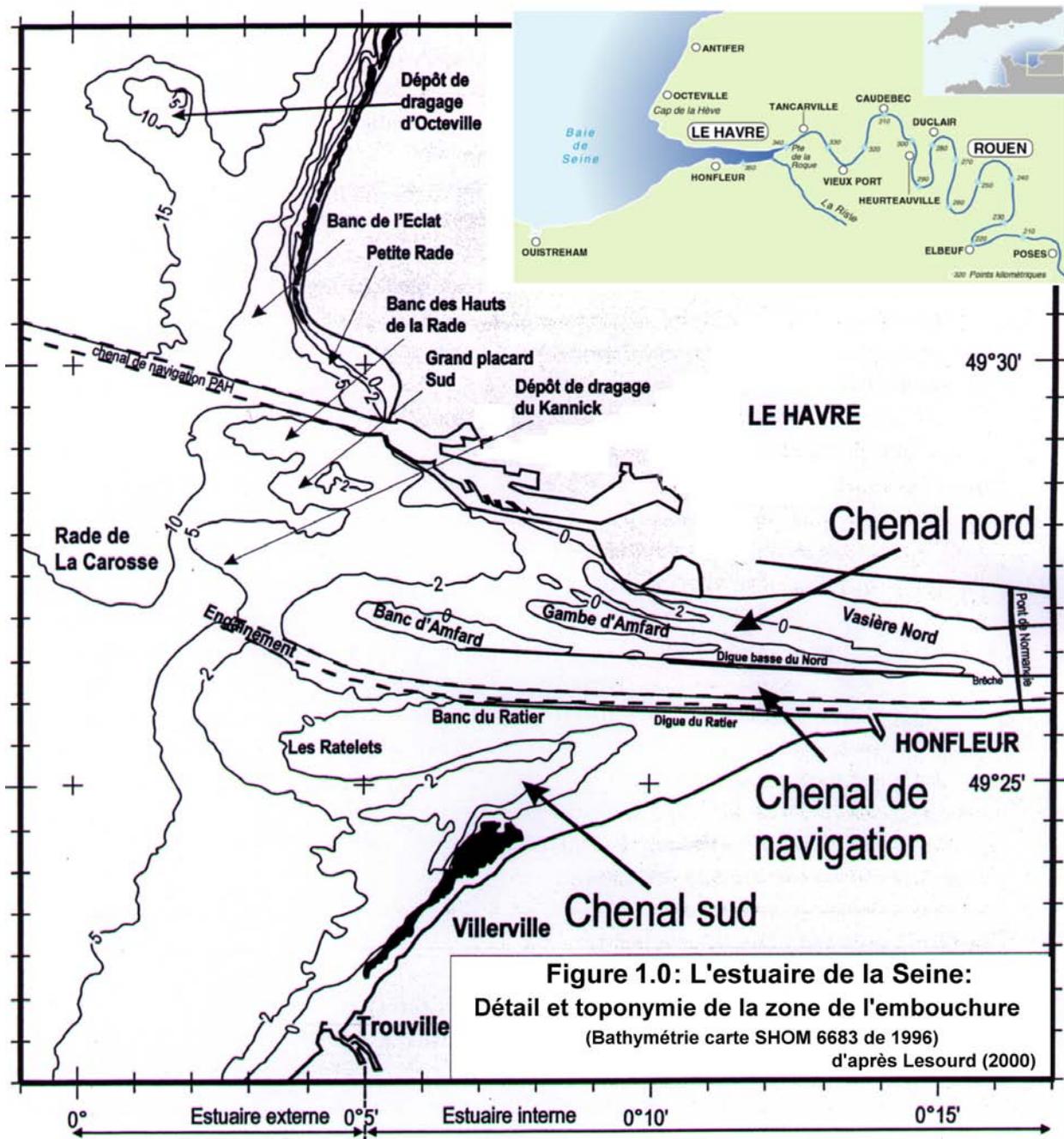
1.1.1 Forçage de marée

L'embouchure de la Seine et de manière plus globale la zone regroupant l'estuaire de la Seine et la baie de Seine est une zone côtière macrotidale ; le marnage y dépasse 7 m en période de vives-eaux. Le forçage principal de marée est un forçage semi-diurne associé à l'onde de marée océanique M_2 . Une caractéristique majeure des élévations de la surface libre liées au forçage de marée à l'embouchure de la Seine concerne la durée de la tenue du plein (*i.e* l'étale de pleine mer) qui peut atteindre plus de 2 heures. Cette spécificité résulte conjointement d'un processus classique de déformation de la marée dans une baie (la baie de Seine) et d'une interaction entre les ondes lunaires et solaire sous forme d'une oscillation transversale entre l'estuaire de la Seine et les côtes anglaises de Portland à Southampton (Le Provost et al., 1986 in Le Hir et al., 2001 c).

La propagation du signal de marée dans l'estuaire et dans le fleuve est associée à une déformation et à une augmentation d'une asymétrie telle que la durée du jusant est plus longue que celle du flot. D'autre part, le marnage diminue depuis l'aval vers l'amont du fait de l'augmentation des frottements sur le fond et les berges. Au niveau de l'écluse de Poses, 150 km en amont de l'estuaire, le marnage n'est plus que de l'ordre de 1m.

Les courants associés aux variations de l'élévation de surface libre dues au forçage de marée sont principalement caractérisés par (Avoine, 1981 ; Le Hir et al., 2001 b) :

- des vitesses maximales atteintes en flot en raison de l'asymétrie de l'onde de marée (durée du jusant supérieure à celle du flot).
- des vitesses élevées (en flot et en jusant) entre les digues submersibles, et en particulier dans le chenal de navigation où les hauteurs d'eau importantes réduisent l'effet du frottement sur le fond.
- des champs de courant très distincts en flot et en jusant (fig. 1.1.1); en jusant les vitesses les plus élevées ont lieu entre les digues submersibles (supérieures à 2 m.s^{-1}) tandis que les vitesses au Nord et au sud des digues sont nettement plus faibles (inférieures à 2 m.s^{-1}) ; en flot les vitesses entre les digues sont également les plus élevées (supérieures à 2 m.s^{-1}) mais on trouve aussi des vitesses fortes (supérieures à 1.5 m.s^{-1}) dans les chenaux situés au Nord et au Sud des digues submersibles, appelés justement fosses de flot.



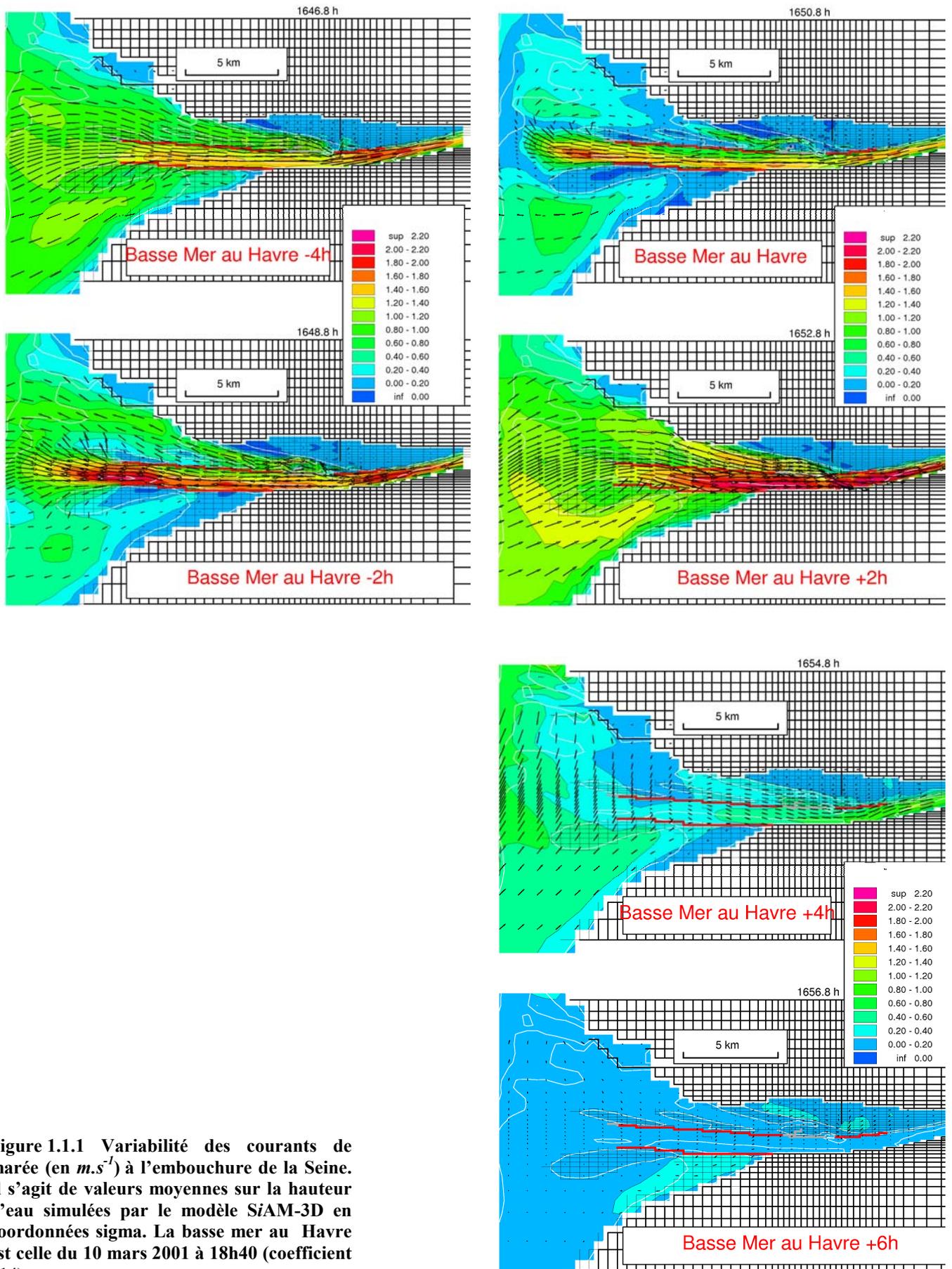


Figure 1.1.1 Variabilité des courants de marée (en $m.s^{-1}$) à l'embouchure de la Seine. Il s'agit de valeurs moyennes sur la hauteur d'eau simulées par le modèle SiAM-3D en coordonnées sigma. La basse mer au Havre est celle du 10 mars 2001 à 18h40 (coefficient 114).

1.1.2 Variabilité du débit de la de la Seine et circulation générée

Le débit moyen de la Seine est de $450 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ (moyenne annuelle calculée sur une quarantaine d'années) et peut varier (débits journaliers) entre $100 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ en conditions d'étiage (généralement pendant la période estivale) et $2000 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ pour des fortes crues généralement observées en fin d'hiver.

Les apports d'eau douce par le fleuve génèrent, en raison des gradients de pression dus à la rencontre avec les eaux marines salées plus lourdes, une circulation caractéristique d'un estuaire (*e. g.* Allen et al., 1980 ; Dyer et Evans, 1989). La différence de densité entre les eaux marines et fluviales est associée à un gradient de pression dirigé vers l'amont et dont l'intensité augmente vers le fond (forçage de pression barocline). Un écoulement barocline est donc forcé vers l'amont. Cet apport d'eau fait monter le niveau d'eau en amont, ce qui conduit à une pente de la surface libre vers l'aval qui force (de manière barotrope) un courant dirigé vers la mer. La circulation qui résulte de ces forçages de pression est telle que l'écoulement en surface est dirigé vers l'aval et l'écoulement au fond vers l'amont. Les eaux qui circulent en surface sont des eaux plutôt douces, moins denses que les eaux marines qui circulent au fond. Cette stratification va dans le sens d'une certaine stabilité de l'écoulement.

L'intensité de la circulation estuarienne dépend des conditions de débit mais aussi des conditions de marée. La turbulence générée par les courants de marée, en particulier en période de vives-eaux, a pour effet de mélanger les masses d'eau sur la verticale et donc de déstabiliser la circulation estuarienne (Le Hir et al., 2001 b).

1.1.3 Courants induits par le vent

Les courants de marée à l'embouchure de la Seine peuvent être notablement modifiés pour des conditions de vent fort. Les masses d'eau sont poussées dans la direction du vent surtout lorsque les hauteurs d'eau sont faibles. C'est le cas en particulier sur la vasière Nord du Havre où il a été montré à l'aide du modèle hydrodynamique SiAM-3D qu'un vent d'Ouest de $30 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$ génère un accroissement d'environ 30 % du pic de flot et une surcote qui varie entre 25 cm à pleine mer et 60 cm à basse mer (Le Hir et al., 2001 b). Ces surélévations du niveau d'eau sur la vasière et de manière générale pour la partie amont de l'estuaire induisent un forçage associé à un mouvement des masses d'eau vers le large. Ce mouvement est sensible dans les zones profondes ; le modèle SiAM-3D montre une diminution de 10% du pic de flot dans les couches de fond du chenal central pour les conditions de vent d'Ouest précitées.

1.1.4 Conditions de vagues

Les vagues à l'embouchure de la Seine sont la plupart du temps générées localement, principalement dans la Baie de Seine. Les houles du large sont rares et très atténuées en raison des fortes réfractions pour atteindre l'embouchure (Silva Jacinto, 2001). La direction et la hauteur des vagues de vent locales sont fortement corrélées à la direction et à la longueur du fetch. Pour des vents de direction (de provenance) entre Sud-Est et Nord, le fetch est trop court pour générer des vagues significatives dans l'estuaire et notamment à l'embouchure. Les vagues les plus importantes sont générées par des vents d'Ouest de tempête et peuvent atteindre plus de 4 m de hauteur. Les occurrences de vagues aussi hautes sont faibles mais peuvent

induire des érosions fortes. Les vagues les plus fortes à l'embouchure de la Seine ont une période caractéristique courte (de l'ordre de 6 s), en accord avec une génération locale dans la Baie de Seine (Silva Jacinto, 2001).

Les statistiques de vagues à l'embouchure de la Seine peuvent être schématisées par la rose des agitations pour différents états de mer (fig. 1.1.2), ces états de mer correspondant à la classification du tableau de la figure 1.1.3. On peut voir notamment que les houles de Sud-Ouest (associées à un vent de Sud-Ouest) sont relativement fréquentes et énergétiques ; leur impact est a priori majeur concernant les processus d'érosion à l'embouchure.

Les forçages de vent (qui génèrent localement des vagues ou entraînent les masses d'eau) et de débit de la rivière de Seine sont des variables météorologiques et sont étroitement liés. Une analyse par modèle paramétrique des chronologies de vent à la Hève et de débit à Poses met en évidence une co-occurrence des événements extrêmes de tempête (associés à des vagues importantes à l'embouchure) et de crue, avec un retard moyen de celle-ci de quelques jours (Silva Jacinto, 2001).

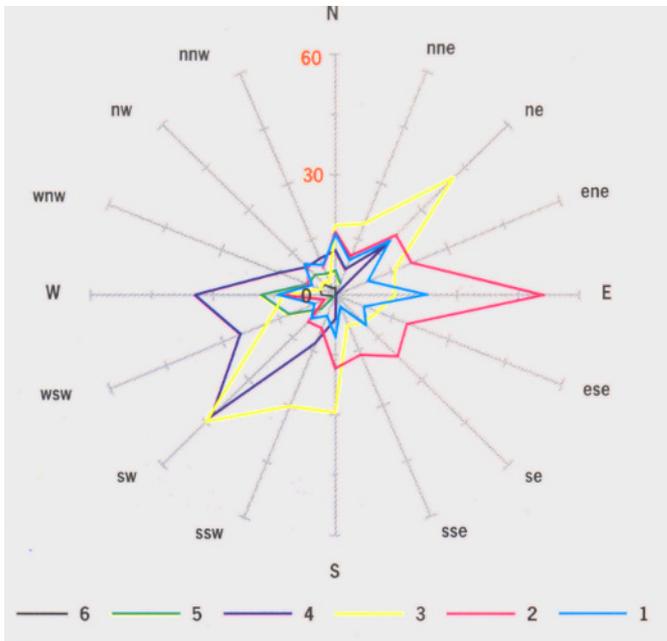


Figure 1.1.2 Rose des agitations pour les différents états de mer de la classification du tableau de la figure 1.1.3 (site de référence : la Hève). Les directions (en degrés) sont les directions de provenance de la houle. Les probabilités sont indiquées en pour mille. Les périodes de calme correspondent à 17% des observations. D'après Le Hir et al. (2001 b)

N° du code	Terme descriptif	Hauteur des vagues (m)
0	Calme	0
1	Calme (ridée)	0,0 - 0,1
2	Belle	0,1 - 0,5
3	Peu agitée	0,5 - 1,25
4	Agitée	1,25 - 2,5
5	Forte	2,5 - 4
6	Très forte	4 - 6
7	Grosse	6 - 9
8	Très grosse	9 - 14
9	Énorme	dépassant 14

Figure 1.1.3 classification des différents états de mer.

1.1.5 Contraintes de cisaillement sur le fond liées aux courants de marée et aux vagues

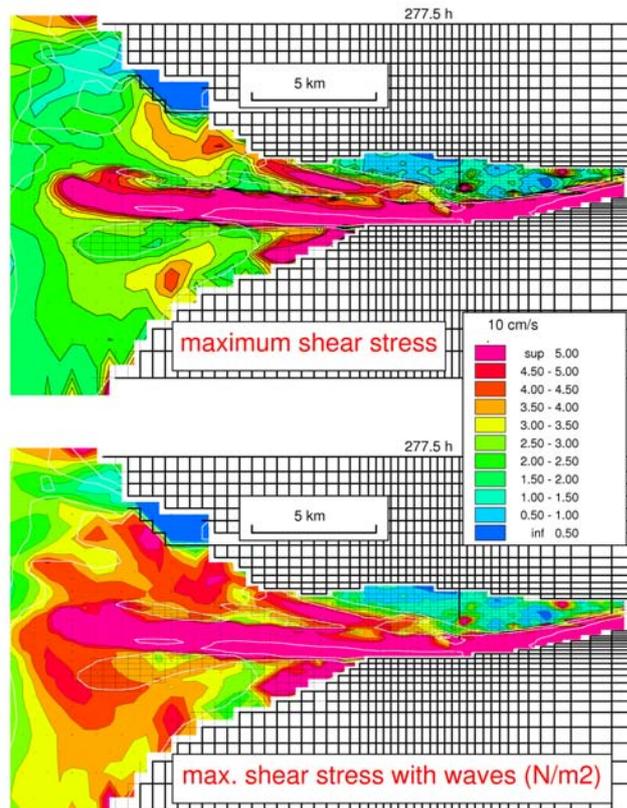
La répartition des contraintes sur le fond à l'embouchure fournit une indication pertinente concernant les tendances à l'érosion. C'est moins le cas concernant les tendances au dépôt (ou au non-dépôt), puisque les flux de dépôt sont fonction des concentrations locales de M.E.S. qui dépendent des conditions hydrodynamiques globales de l'embouchure de la Seine.

La figure 1.1.4 représente les contraintes maximales de cisaillement sur le fond, simulées par le modèle hydrodynamique SiAM-3D, sur une période de marée pour des conditions de vives-eaux. Les contraintes maximales liées aux courants de marée (fonction quadratique du courant...) ont lieu principalement dans le chenal de navigation, et dans une moindre mesure dans les chenaux situés au Nord et au Sud des digues submersibles. Les contraintes fortes dans ces chenaux secondaires sont associées aux courants de flot tandis que pour le chenal principal entre les digues submersibles, les contraintes maximales résultent des courants de flot comme des courants de jusant.

Les vagues peuvent augmenter considérablement les contraintes de cisaillement sur le fond à l'embouchure de l'estuaire comme le montre la figure 1.1.4 b. La simulation qui correspond à cette distribution des contraintes sur le fond a été réalisée pour des conditions typiques de forte tempête : les vagues sont générées par un vent de Sud-Ouest soufflant à 20 m.s^{-1} . L'augmentation due aux vagues des contraintes maximales est particulièrement élevée sur les bancs situés au Sud et au Nord de l'engainement du chenal de navigation. Les hauteurs d'eau peuvent y être faibles et l'énergie des vagues est fortement dissipée par frottement sur le fond.

Figure 1.1.4. Distribution des contraintes maximales (sur une période de marée) de cisaillement sur le fond pour des conditions de vives-eaux (coefficient 103).

- a) marée seule
- b) marée + vent et vagues (le vent est constant pendant la période de marée et souffle du Sud-Ouest à une vitesse de 20 m.s^{-1} ; les vagues sont calculées à l'aide du modèle Hiswa selon la procédure présentée en § 1.2.3, voir aussi Silva Jacinto (2001)



1.2 Caractéristiques sédimentaires : répartition et apports des différentes fractions ; évolution récente

1.2.1 Apports de particules fines et de sables au système

Les particules de vase présentes au sein de l'estuaire de la Seine proviennent essentiellement de la rivière de Seine. Les apports de particules fines par la rivière sont en moyenne de 6.10^5 tonnes/an et varient entre $1.3 \cdot 10^5$ tonnes/an à $1.7 \cdot 10^6$ tonnes/an (Lesourd, 2000). Les apports de vase en Aval de Poses, via les affluents de la Seine ou dus à l'érosion des vases locales existent mais sont d'importance secondaire (Lesueur et Lesourd, 1999). De même les quantités de particules fines d'origine marine qui intègrent le stock de M.E.S estuariennes existent, mais sont négligeables devant les quantités qui transitent au barrage de Poses.

Les sables qui composent l'estuaire de la Seine, et en particulier à l'embouchure, sont des sables fins dont le diamètre moyen est de $200 \mu m$. Ce diamètre est tout à fait représentatif puisque la granulométrie des sables de l'estuaire est peu étendue. Les sables proviennent des zones peu profondes de la partie Est de la Baie de Seine, sous l'action combinée des vagues et des courants de flot (Auffret et d'Ozouville 1986, in Lesourd et al., 2003). Il n'y a pas d'apport de sable par la rivière de Seine (Avoine 1987, in Lesourd et al., 2003) en raison en particulier du barrage de Poses (PK 202).

1.2.2 Caractéristiques des suspensions de sable et de vase

Les suspensions de particules de type vase au sein de l'estuaire de la Seine sont caractérisées par la formation d'un bouchon vaseux, c'est à dire d'un maximum de turbidité. La formation du bouchon vaseux résulte principalement du pompage tidal qui est lié à l'asymétrie flot/jusant de la marée caractérisée par des courants de flot plus intense que les courants de jusant et une étale de pleine mer longue qui favorise la décantation des particules (Le Hir et al., 2001). Le pompage tidal qui assure un transit des particules vers l'amont, conjointement à l'apport de particules depuis la rivière amont, est donc un processus générateur du maximum de turbidité. La circulation hydrodynamique, décrite précédemment (cf. II 1.1.2), qui résulte du forçage barocline de pression et telle qu'un courant résiduel au fond de la colonne d'eau (où les concentrations sont élevées) est dirigé vers l'amont et assure un transport des particules fines dans ce sens, est également un processus générateur. Mais il a été montré, à l'aide du code SiAM-3D (Brenon et Le Hir, 1999 ; le Hir et al., 2001), que ce processus intervient au second ordre dans l'estuaire de la Seine. Le point de convergence des particules fines en suspension, appelé point nodal de concentration, est situé à l'endroit où le flux résiduel d'eau douce (vers l'aval) n'est plus effectif sur toute la colonne d'eau.

L'intensité des vitesses de chute des particules de vase en suspension est estimée à 0.5 mm/s en moyenne (Dupont et al., 2001), une telle valeur permettant de simuler convenablement la dynamique du bouchon vaseux (Le Hir et al., 2001). La variabilité de ces vitesses de chute est attribuée d'une part à la nature des particules fines qui sont apportées par la rivière : les particules d'origine minérale (silts), dont la taille peut atteindre quelques dizaines de microns, ont des vitesses de chute de l'ordre de 1 mm.s^{-1} tandis que les particules organiques dont les diamètres sont compris entre quelques microns et quelques dizaines de microns ont des vitesses de chute nettement plus faibles de l'ordre de 10^{-4} à $10^{-6} \text{ mm.s}^{-1}$ (Dupont et al., 2001). Les vitesses de chute des particules de vase dépendent également de la taille des agrégats de vase qui peuvent se former en fonction des paramètres suivants : la concentration de matière en

suspension, la salinité et l'intensité des mouvements turbulents. Des tests de floculation, effectués en laboratoire par Mikes et al. (2004) sur des sédiments fins de l'estuaire de la Seine ont permis de hiérarchiser ces processus. La taille des floccs est une fonction croissante de la concentration de matière en suspension, tandis que la turbulence maximalise cette taille ; la dépendance à ces processus est du même ordre pour les différents types de particules (organiques ou minérales). Au contraire, l'accroissement des floccs en fonction de la salinité dépend de la nature des particules : le seuil à partir duquel la taille des floccs croit avec la salinité dépend du type de particules qui constituent les floccs. Quoiqu'il en soit la dépendance de la floculation en fonction de la salinité participe à la génération du bouchon vaseux puisque la chute des particules est favorisée lorsque celles-ci atteignent des zones suffisamment salées ; plus de particules peuvent se retrouver près du fond où le transport résiduel est dirigé vers l'amont. Lorsque les concentrations sont élevées, les vitesses de chute des floccs de vase peuvent diminuer en raison des processus d'entravement (Mehta, 1989 ; Le Hir et al. 2001 b), et ainsi minimiser les flux de dépôt.

La comparaison entre la position du bouchon simulée et celle mesurée montre que la dynamique du bouchon vaseux est correctement reproduite par le modèle SiAM-3D (de transport de sédiment fin) (fig. 1.2.1). On peut noter la variabilité importante de la position du maximum de turbidité aussi bien en fonction de la phase de la marée que des conditions de débit.

Les concentrations de sable en suspension dans l'estuaire de la Seine n'ont pas été mesurées de manière systématique. Cependant, on peut supposer qu'en raison de vitesses de chutes élevées ($\sim 2\text{-}2.5 \text{ cm.s}^{-1}$ pour un diamètre caractéristique D_{50} de $200 \mu\text{m}$) les grains de sable, quand ils sont transportés dans la colonne d'eau, se trouvent essentiellement près du fond de la colonne d'eau et sont remis en suspension localement.

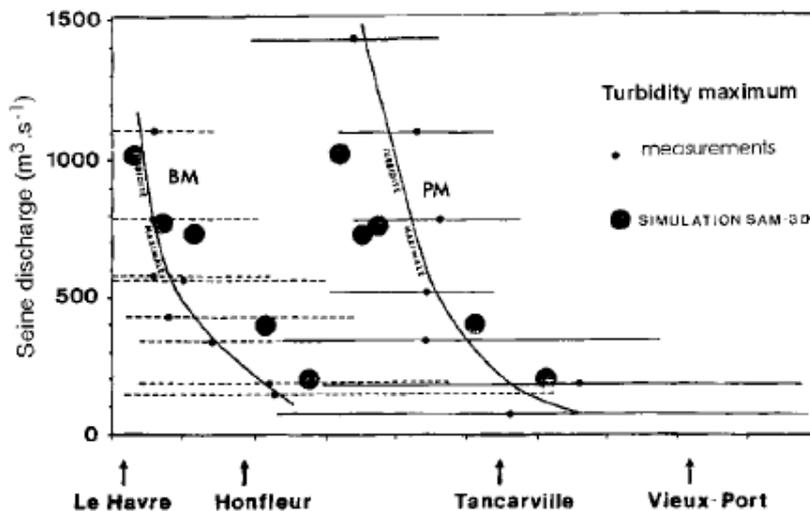


Figure 1.2.1 schéma synthétique de la position du bouchon vaseux en fonction des conditions de débit à basse mer (BM) et à pleine mer (PM). Les lignes horizontales représentent l'extension du bouchon vaseux pour des turbidités mesurées $> 0.5 \text{ kg.m}^{-3}$, en tiretés à BM, en trait plein à PM (d'après Avoine 1981) tandis que les gros points figurent le centre du bouchon simulé par le modèle hydrosédimentaire SiAM3D (Le Hir et al., 2001).

1.2.3 Evolution récente et variabilité saisonnière de la couverture sédimentaire

D'une manière générale, l'évolution de la sédimentation à l'embouchure de la Seine pendant la fin du 20^{ème} siècle est caractérisée par une part de plus en plus importante des sédiments fins (vaseux). En 1981, la couverture sédimentaire était majoritairement sableuse (Avoine, 1981 ; Lesourd et al., 2001) (fig. 1.2.2 A, d'après Delsinne 2003). Les bancs à l'embouchure sont constitués de sables envasés et sont ancrés par endroits sur des fonds de galet.

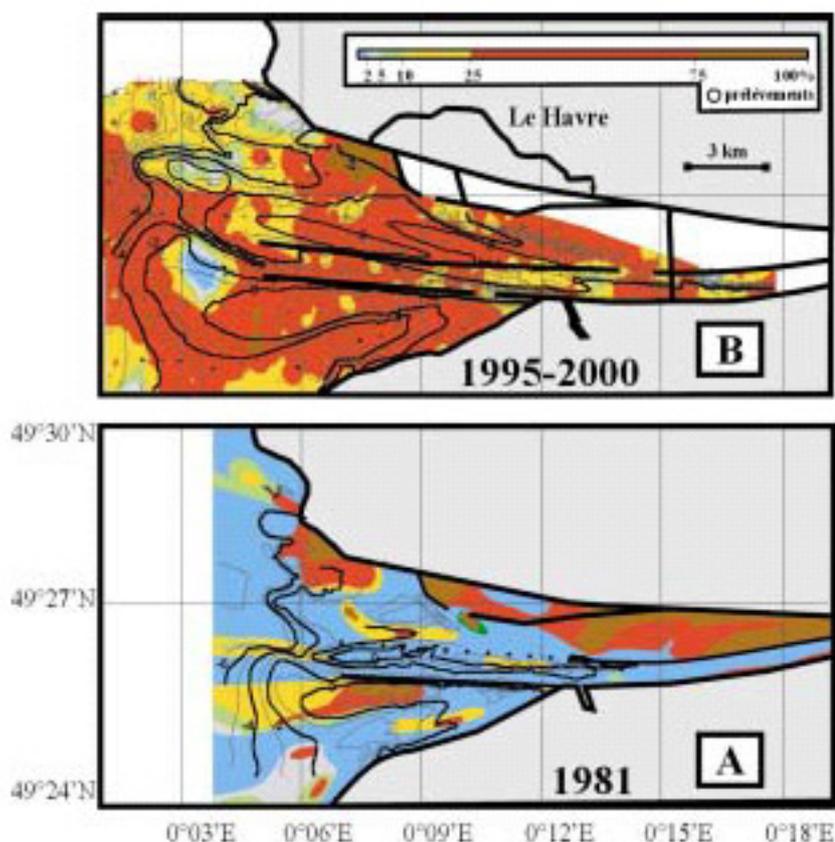


Figure 1.2.2 Distribution de la fraction fine d'après des données collectées par (A) Avoine (1981) (B) d'après des données collectées par Lesueur et coll. depuis 1995. (Delsinne, 2002)

Les cartes de couverture sédimentaire établies à partir de données prélevées entre 1995 et 2000 montrent que la couverture sédimentaire s'est considérablement affinée (fig. 1.2.2 B, Delsinne, 2003 ; Lesourd et al., 2003 ; Lesueur et al., 1999); en particulier l'aire de distribution des vases a augmenté d'au moins 50 % au niveau des barres d'embouchure.

Cette augmentation de la sédimentation fine à l'embouchure est attribuée aux travaux d'endiguement importants pendant les dernières décennies (fig. 1.2.5 et commentaires p. 157). Les travaux ont réduit l'espace disponible au sein de l'estuaire, contribué au colmatage des zones marginales, ce qui a eu pour effet de modifier l'hydrodynamique globale de l'estuaire et de déplacer vers l'aval le dépotcentre des vases, apportées notamment par les crues (Lesourd et al., 2003). Il faut noter que la position actuelle des dépôts vaseux a lieu en zone marine, souvent peu profonde, où les vagues et des courants de marée importants rendent la préservation de ces dépôts plutôt précaire.

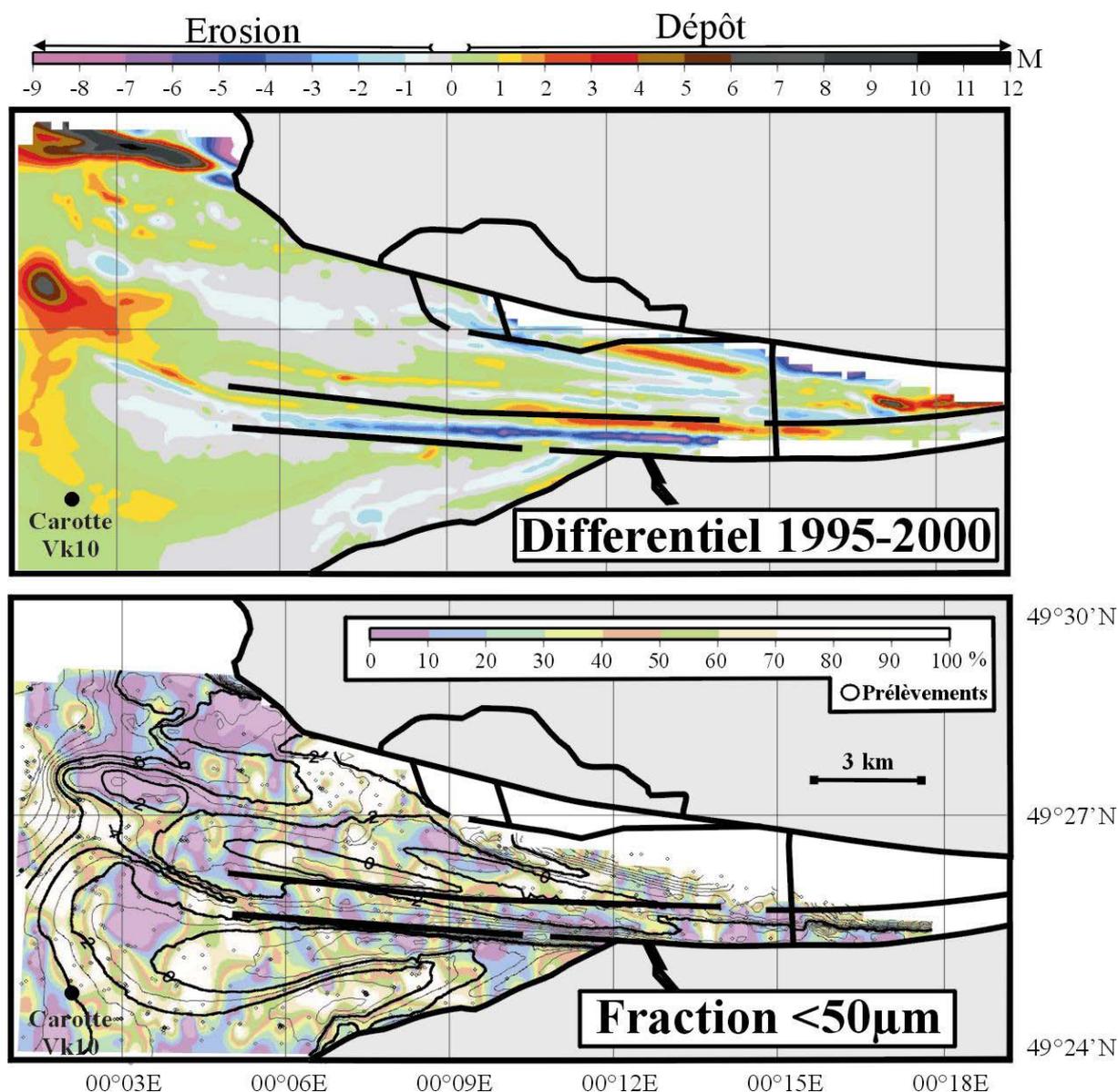


Figure 1.2.3 Comparaison entre la distribution de la fraction du sédiment $< 50 \mu\text{m}$ (d'après les données de Lesueur et coll. Depuis 1995) et la carte de différentiel entre 2000 et 1995. (Delsinne, 2002)

La surface de l'embouchure actuelle couverte par les sédiments fins est maximale en fin d'hiver, du fait des apports importants en conditions de crue, et est d'environ 40 % de l'aire totale (Lesourd et al., 2003) (fig. 1.2.4). En période estivale, en conditions d'étiage, la surface ensasée diminue et serait de l'ordre de 20 %. La fig. 1.2.4 est une synthèse cartographique réalisée à partir d'un millier d'échantillons (Lesueur et Lesourd, 1999) et ne traduit pas les variabilités pour une saison donnée. En particulier en hiver, l'importante variabilité des conditions de vagues (dont les hauteurs caractéristiques varient entre quelques dizaines de centimètres et des hauteurs supérieures à 2 m, suivant la succession des coups de vent) peut être associée à une variabilité importante de la couverture en sédiments fins. De même, de fortes variations ponctuelles des conditions de crue induisent des variations importantes de la couverture en sédiment fin, comme c'est généralement le cas en zone estuarienne (Cooper 2002, in Lesourd et al., 2003). En période de crue, les dépôts de vase sont localisés dans les

zones subtidales peu profondes de l'embouchure (*e.g.* ceinture des bancs d'embouchure) avec des épaisseurs de dépôt frais pouvant atteindre 10 cm (Lesourd et al., 2003) tandis qu'en période d'étiage, les dépôts sont localisés plus à l'amont, c'est à dire dans la partie interne de l'estuaire.

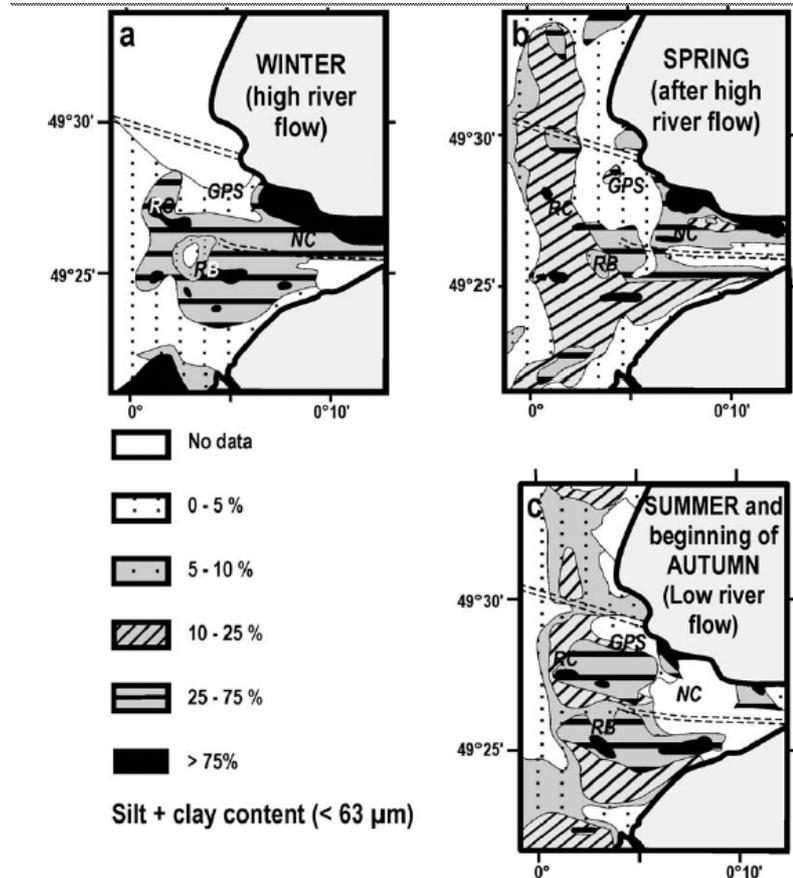


Figure 1.2.4 Répartition de la fraction vaseuse (silts et argiles, < 63 μm) dans la partie aval de l'estuaire de la Seine, pour trois périodes de l'année. La variabilité saisonnière de la sédimentation fine peut être schématisée ainsi: (a) des dépôts importants en hiver, localisés près de l'embouchure, et associés à des débits forts, suivis par (b,c) une dispersion de ce matériel sur l'ensemble de la zone. Notations : NC, Northern channel; GPS, Grand Placard Sud; RC, Rade de la Carosse; RB, Ratelets Bank. (Lesourd et al., 2003)

Des prélèvements de sédiments superficiels ont été réalisés en plusieurs points de l'embouchure, au cours de l'année 2002, par Desroy et al. (2002, in Lafite et al., 2004). Des apports importants de vase sont observés sur le flanc Nord du banc d'Amfard d'embouchure, en crue et/ou juste après la crue. Les dépôts qui en résultent sont de l'ordre de 5 cm ; après érosion et consolidation, les dépôts relictés sont de l'ordre de 1 à 3 cm d'épaisseur à la fin de l'étiage. Des mesures dans la rade de la Carosse montrent qu'il s'agit également d'une zone privilégiée pour le dépôt des sédiments fins. Les observations plus au Sud, au niveau des Ratelets (partie Ouest du Banc du Ratier) et dans le chenal Sud, montrent une dynamique complexe : les dépôts peuvent être sableux ou vaseux. Pour les Ratelets, les dépôts sont extrêmement mobiles en raison notamment des fortes contraintes possibles par les houles. Les variations de la couverture sédimentaire pour le chenal Sud sont fortement contraintes par la présence de fonds anciens formés de vases très compactes affleurantes du fait de la divagation du chenal, sur lesquels les dépôts récents de sable ou de vase sont déposés puis érodés.

1.2.4 Caractéristiques morphologiques principales de l'embouchure

Les caractéristiques hydrodynamiques dans l'estuaire, *i.e.* un marnage et des courants associés importants font de l'estuaire de la Seine un estuaire dit « bien mélangé ». La morphologie générale de l'estuaire de la Seine est caractéristique de celle d'un système dominé par la marée, d'après la classification de Dalrymple et al. (1992, in Lesourd 2000) qui combine l'importance relative de la rivière, des vagues et de la marée. D'autres classifications plus ou moins complexes existent (Lesourd, 2000). Cependant, il faut noter que les classifications morphologiques sont établies à partir d'observations de variables morphosédimentaires et hydrodynamiques pour des estuaires naturels (sans aménagement) et à l'équilibre. La diminution exponentielle vers l'amont de la section transverse de l'estuaire lui donne une forme d'entonnoir (funnel-shaped) caractéristique des estuaires dominés par la marée ; la présence de barres tidales d'embouchure à dominante sableuse et de forme allongée est également caractéristique de ce type d'estuaire. Le lien entre la forme en entonnoir de l'estuaire et le forçage dominé par la marée est à nuancer en raison du caractère contraignant des digues submersibles vis à vis des évolutions morphologiques possibles à l'embouchure (la position et la largeur du chenal principal peuvent difficilement évoluer et donc l'écoulement au sein de l'estuaire et la morphologie associée sont largement contraints). De plus, une particularité de l'embouchure de la Seine est que les fonctionnements hydrodynamiques des chenaux Nord et Sud sont plus ou moins indépendants pour les niveaux d'eau situés entre les niveaux de basse mer et moyen (+5 m CMH). Le suivi bathymétrique d'une section transverse entre le pied de la digue en crochet et la digue submersible Nord entre 1974 et 2002 montre que sa morphologie tend vers un équilibre (Sogreah, 2003). Cette morphologie étant telle qu'un chenal s'est approfondi contre la digue en crochet. Pour ce profil, la section sous le niveau moyen a peu évolué depuis 1974, ce qui laisse penser qu'un équilibre dynamique était déjà atteint conformément à une relation d'équilibre possible entre la surface de la section à mi-marée et le prisme tidal (Sogreah, 2003 ; voir aussi Spearman, 2000 ; cf. §1.1.2 de la partie I) qui doit être dans ce cas considéré uniquement pour la fosse Nord. Pour la zone située au Sud de la digue submersible Sud, un tel équilibre ne semble pas possible en raison des contraintes géologiques fortes. C'est à dire que le comblement de la partie Sud du prisme sédimentaire est ancien et on trouve des sédiments très difficilement érodables en surface ou pour des couches proches de la surface (Tessier et Delsinne, 2005). En particulier au niveau de Villerville le toit du substratum géologique se situe à moins de 2 m sous la surface (Tessier et Delsinne, 2005).

Bien que l'énergie due aux vagues soit faible en comparaison de l'énergie générée par la marée, ce forçage doit être pris en compte pour comprendre les caractéristiques morphologiques de l'embouchure. C'est le cas en particulier pour les bancs d'embouchure et la vasière Nord où les hauteurs d'eau sont suffisamment faibles pour que l'action érosive des vagues soit significative. Il est probable que l'action des vagues au sein de l'estuaire soit nécessaire pour garantir un équilibre morphodynamique qui ne serait pas possible dans le cas d'un forçage hydrodynamique uniquement dû à la marée (Silva Jacinto, 2001).

1.2.5 Evolution morphologique récente de l'embouchure (depuis 1960)

L'évolution morphodynamique de l'embouchure est étroitement liée à l'évolution récente de la nature des sédiments superficiels, puisque celle-ci détermine la résistance à l'érosion et le mode de dépôt pour les différentes zones de l'embouchure. Une analyse des données morphosédimentaires de la zone d'étude a permis de mettre en évidence pour la période d'évolution récente 1995-2000 une certaine corrélation entre la distribution des sédiments fins et les domaines en accrétion (Delsinne, 2002 ; fig. 1.2.3) . C'est le cas en particulier pour les zones en ceinture des bancs où les dépôts de vase sont importants.

L'évolution morphologique est également dépendante des travaux d'endiguement et de poldérisation qui ont eu lieu au sein de l'estuaire. L'ampleur des travaux depuis 1980 est relativement faible mais les travaux d'endiguement réalisés précédemment ont un effet notable sur l'évolution morphologique de l'estuaire jusqu'en 1998.

Les aménagements récents les plus conséquents à l'embouchure de la Seine sont les suivants (fig. 1.2.5; Lesourd et al., 2001):

- Le chenal de navigation est devenu réellement fonctionnel à partir de 1960 et a été rallongé de manière significative jusqu'en 1980.
- La construction de la digue en crochet au Nord de l'embouchure date de 1974 et la zone à l'intérieur de cette digue a fini d'être poldérisée en 1980.

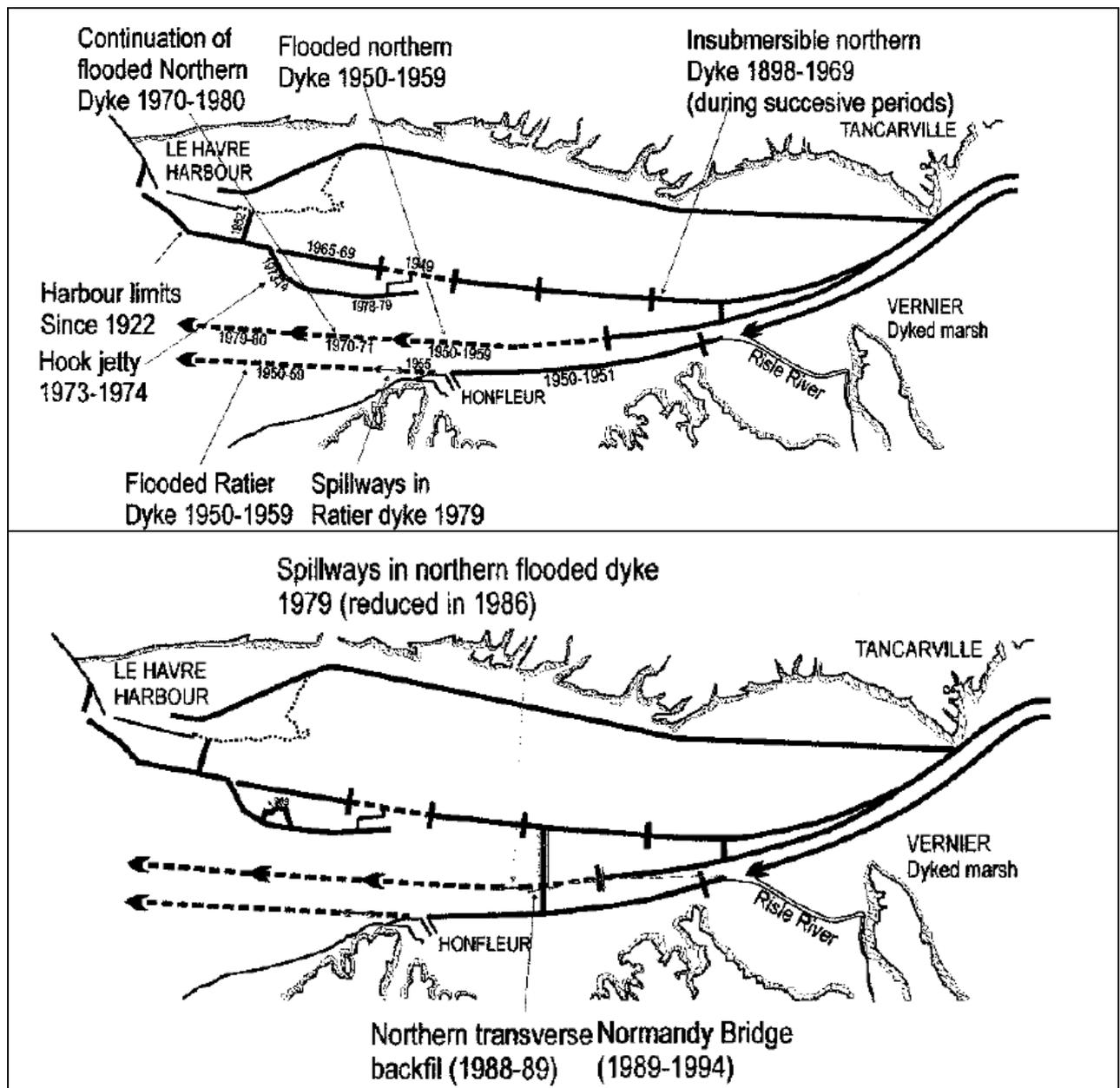


Figure 1.2.5 Synthèse des aménagements portuaires, ainsi que des travaux d'endiguement et de poldérisation, dans l'estuaire de la Seine : a) période 1913-1980 ; b) période 1980-1999. Lesourd et al. (2001).

L'analyse des bilans sédimentaires pour l'ensemble de l'estuaire (figure 1.2.6 A) depuis 1960 montre clairement que le système s'est engraisé en réponse aux travaux d'aménagement, (Delsinne, 2003) ; c'est le cas aussi bien pendant qu'après la période des travaux. Le taux d'accrétion décroît progressivement pour être quasiment nul pour la période 1995-2000. Les bilans de sédimentation entre 1995 et 2000 montrent une certaine stabilité du système, du moins pour ce qui concerne les volumes compris entre 0 et -4 m CMH (les volumes sédimentaires des parties intertidales des bancs d'embouchure ont en réalité légèrement augmenté ; d'autre part l'analyse des bilans sédimentaires ne permet pas d'appréhender d'éventuels déplacements internes des bancs/chenaux).

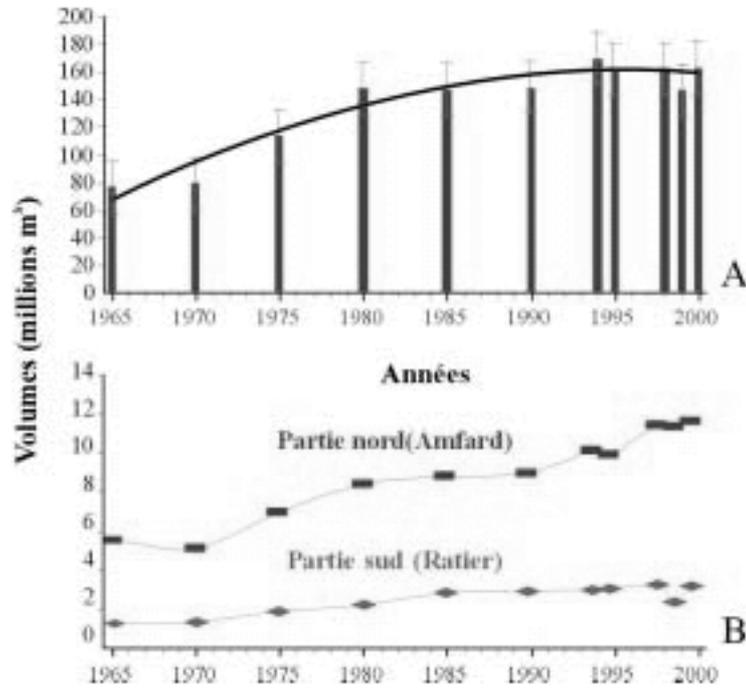


Figure 1.2.6 Evolution relative (par rapport au volume de 1960) des volumes de sédiment entre 0 et -4m pour l'ensemble de l'estuaire (A) et pour les parties Sud et Nord du prisme d'embouchure (B) (Delsinne, 2002).

L'évolution morphologique pour la période récente entre 1970 et 1998 qui fait suite aux aménagements sus-cités et correspond à un envasement important de l'embouchure, est principalement caractérisée par les tendances suivantes (Lesourd et al., 2001) :

- d'une manière générale les isobathes sont translattées vers le large (en particulier progression des barres et des chenaux Nord et Sud vers le large) ;
- les chenaux Nord et Sud se sont comblés dans leur partie amont tandis qu'ils ont eu tendance à pivoter de telle sorte que les parties aval se sont écartées des digues submersibles. Cette rotation s'est produite conjointement à une érosion des parties amont des bancs d'embouchure ;
- la vasière Nord est globalement en accrétion durant cette période, la surface du schorre s'étant développée au profit de celle de la slikke. Avoine et al. (1996) ont estimé qu'entre 1978 et 1985 la slikke a été réduite de 58 ha/an tandis que le schorre augmentait à un taux compris entre 50 et 150 ha/an. Cette tendance s'est accentuée pendant les années 1990 et est « actuellement » (avant les travaux importants de Port 2000) en phase d'atténuation (Lafite et al., 2004).

La période plus récente, avant le début des travaux d'endiguement et de poldérisation pour le projet Port 2000, est également une période pour laquelle l'embouchure prograde (Delsinne, 2003). L'externalisation du système (*i.e.* translation des isobathes vers le large) se poursuit, le banc du Ratier et le banc d'Amfard Sud migrant vers l'Ouest à une vitesse d'environ 50-70 m/an sur la période 1994-2002 (Sogreah, 2003).

Globalement l'externalisation du système est à mettre en relation avec un déplacement des zones de dépôt, de sédiments surtout vaseux, vers l'aval. Ce déplacement peut s'expliquer par le fait que les aménagements au sein de l'estuaire ont eu pour effet de réduire l'espace disponible pour les dépôts. L'écoulement induit par les digues submersibles est également à mettre en cause puisqu'il est tel que les courants les plus forts ont lieu en jusant ce qui favorise le transfert des sédiments, qu'ils soient sableux ou vaseux, vers l'aval. La progradation du système barres-chenaux induit une configuration hydrosédimentaire de delta de jusant. Une caractéristique majeure d'une telle configuration est que les barres d'embouchure subissent une action importante des houles qui s'y réfractent.

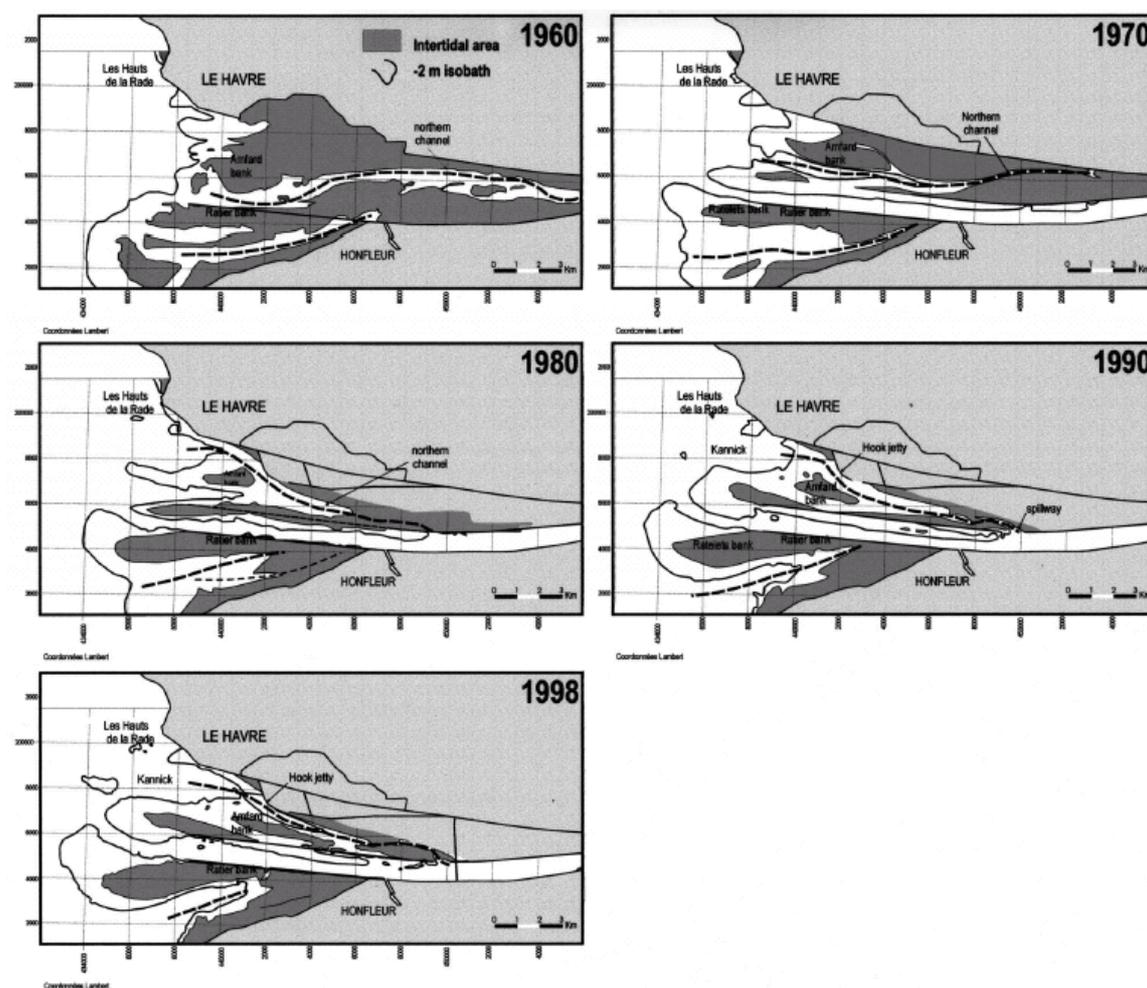


Figure 1.2.7 Evolution morphologique de l'estuaire de la Seine entre 1960 et 1998 (Lesourd et al., 2001).

1.2.6 Cas du chenal principal et de la zone de clapage du Kannik

Le cas de l'évolution morphologique du chenal est particulier puisque c'est une zone soumise à des dragages fréquents afin de maintenir une certaine profondeur (comprise entre -5 et -6 m CMH) pour permettre l'accès au port de Rouen. Les sites de dragage, les quantités, ainsi que la qualité des sédiments dragués (*i.e.* plutôt sableux ou vaseux) sont toutefois connus et renseignent sur les tendances naturelles au dépôt. Sur la figure 1.2.8 les quantités draguées pendant la période 1980-1994 sont indiquées suivant les sections concernées (les rectangles rouges correspondent aux volumes réels dragués, tandis que les rectangles bleus correspondent aux volumes dragués dans le modèle physique Sogreah (1997), ces volumes étant extrapolés à l'échelle de l'estuaire réel). On peut noter que les dragages les plus conséquents concernent l'engainement du chenal de navigation (espace compris entre les extrémités Ouest des deux bancs sableux principaux à l'embouchure) et la section de part et d'autre du pont de Normandie). La proportion de sable dans les matériaux dragués dans le chenal de navigation est d'environ 70 % (Sergent et Zhang, 2001).

De même, les évolutions bathymétriques pour la zone du Kannik (cf. fig. 1.2.3 a)), qui est le site principal de rejet des matériaux dragués, sont fortement contraintes. Le site du Kannik est en accretion constante en raison des quantités importantes de sédiment essentiellement sableux qui y sont clapées (plus de 3 millions m^3 par an). L'influence de ces dépôts sur les zones voisines est probable, aussi bien en terme de modifications hydrodynamiques que de disponibilité en sédiment sableux ; c'est le cas notamment pour ce qui concerne le banc Sud d'Amfard dont le flanc Ouest a tendance à rejoindre les dépôts du Kannik.

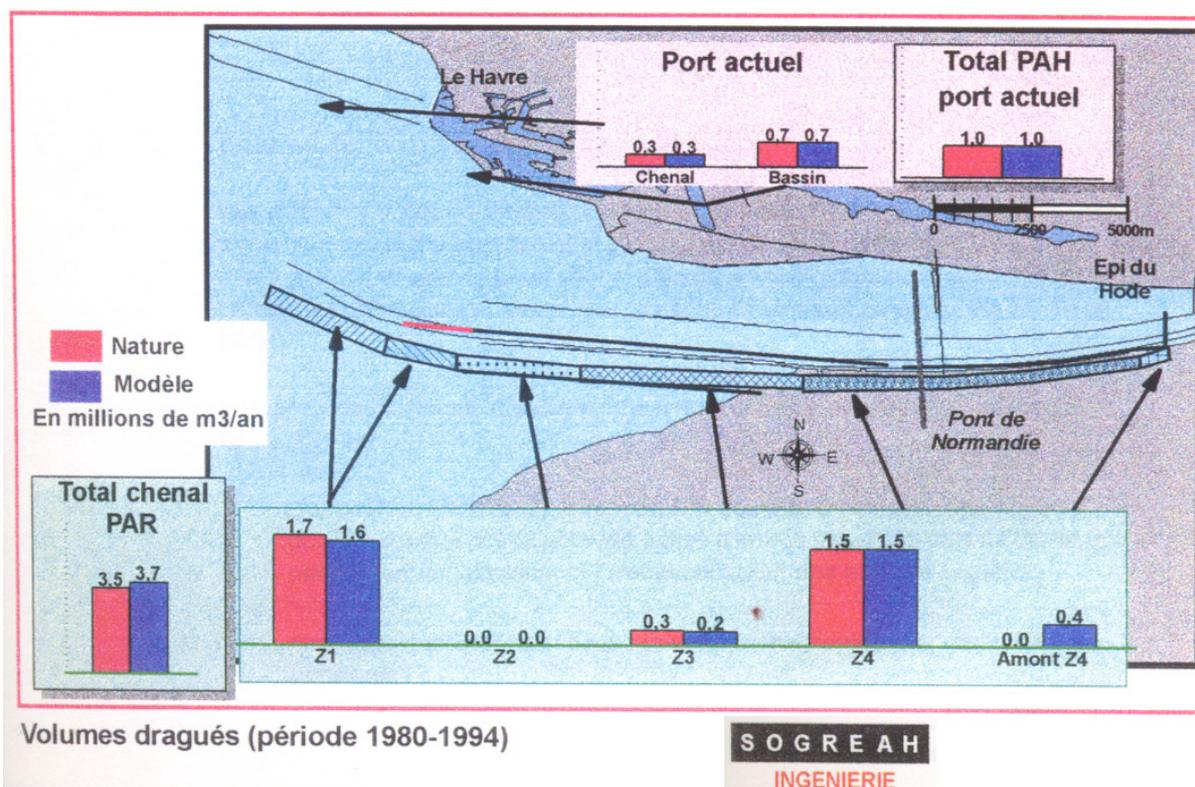


Figure 1.2.8 Répartition des volumes dragués à l'embouchure de la Seine pour la période 1980-1994. En rouge : volumes réels ; en bleu : volumes équivalents dragués dans le modèle physique (Sogreah, 2003)

Chapitre 2 : capacité du modèle à reproduire les répartitions observées des fractions sableuses et vaseuses

2.0 Emprise et maillage du modèle morphodynamique *Seine-Aval SiAM-3D*

2.0.1 Emprise du modèle

La limite marine Ouest du modèle se situe dans la partie Est de la baie de Seine, immédiatement à l'Ouest de Ouistreham (longitude $0^{\circ} 16' W$, cf. figure 2.0.1). La limite marine Nord se situe à la latitude du Cap de la Hève (latitude $49^{\circ} 41' N$). La limite amont du modèle, limite de l'estuaire au sens de la marée dynamique, se situe au barrage de Poses (*pk* 203). La zone estuarienne située entre Poses et un point immédiatement en amont de Tancarville est schématisée de manière unidimensionnelle : la discrétisation du chenal unique consiste en une ligne de mailles de longueur et de largeur progressivement variable.



Figure 2.0.1 Emprise géographique du modèle *Seine-Aval SiAM-3D*. Les limites marines (dans la Baie de Seine) au Nord et à l'ouest sont respectivement $49^{\circ} 41' N$ et $0^{\circ} 16' W$. La limite amont se situe au barrage de Poses (*pk* 302).

2.0.2 Maillage du domaine d'étude

- Discrétisation verticale de la colonne d'eau : la colonne d'eau est discrétisée en coordonnées sigma (la discrétisation, initialement en z (e.g. Cugier et Le Hir, 2002) a été passée en sigma pour les simulations morphodynamiques). Cette discrétisation est précisée en annexe A et la transformation des équations du modèle 3D qui en résulte y est détaillée.
- Le maillage horizontal est un maillage orthogonal irrégulier avec 144 indices dans la direction x (Ouest-Est) et 63 indices dans la direction y (Sud-Nord). Dans la direction x la longueur des mailles est de 4000 m au niveau de la limite aval, elle diminue progressivement jusqu'à environ 300m au niveau de l'embouchure pour ensuite augmenter vers l'amont pour atteindre 1000 m à la limite amont. Dans la direction y la longueur des mailles atteint environ 4000 m près des limites Nord et Sud ; le maillage est beaucoup plus fin pour les mailles à l'embouchure avec une largeur de maille minimale de 100 m.

La figure 2.0.2 est un zoom (entre les indices 5 et 55 dans la direction y , et entre les indices 10 et 66 dans la direction x) du domaine simulé. Plus en amont, à partir de la maille 75, le fleuve est considéré comme unidimensionnel et la discrétisation consiste en une ligne de mailles choisie arbitrairement dans la direction x . La largeur de maille est variable pour représenter les variations de section moyenne, en respectant les cotes du fond pour bien restituer la propagation de la marée. La largeur de maille et la profondeur pour chaque maille sont définies de telle sorte que la profondeur d'eau soit cohérente avec celle mesurée dans le chenal et que la propagation du signal de marée soit satisfaisante. Les profondeurs et largeurs ainsi définies sont appelées respectivement profondeurs et largeurs équivalentes (e.g. Thouvenin et al., 2002).

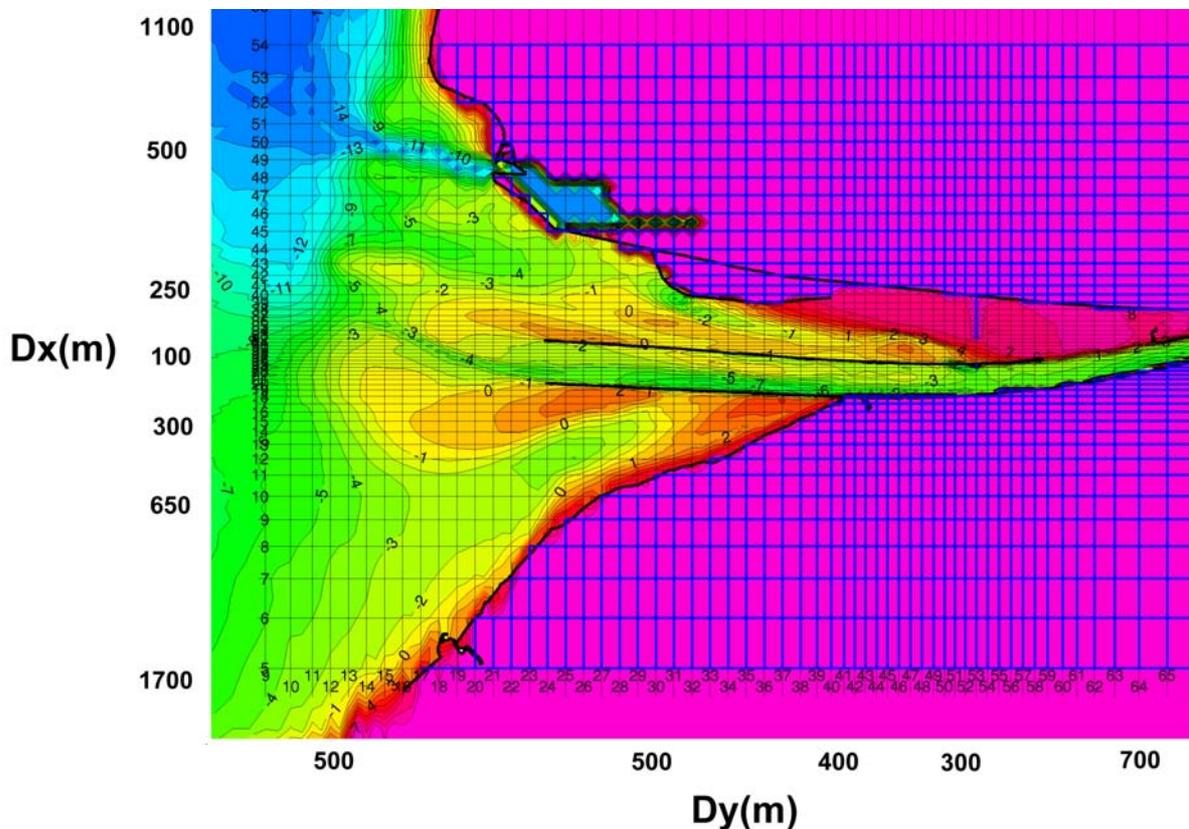


Figure 2.0.2 Maillage détaillé et bathymétrie pour un zoom (entre les indices 5 et 55 dans la direction y , et entre les indices 10 et 66 dans la direction x) du domaine (bathymétrie 1999).

2.0.3 Forçage hydrodynamique

Le forçage hydrodynamique qui est appliqué pour l'ensemble des premiers tests de sensibilité du modèle numérique, est le forçage (marée, débit de la Seine, vent et vagues) de l'année 2002 (fig. 2.0.3) qui est un forçage représentatif notamment pour la variabilité saisonnière des conditions de débit de la Seine caractérisées par une crue de début d'année plus importante (en intensité et en durée) que celle de fin d'année (Guézennec, 1999). On peut également noter que les occurrences de vagues significatives (supérieures à 1 m) sont nettement plus importantes en hiver, comme c'est généralement le cas (e.g. Silva Jacinto, 2001). Les résultats présentés dans ce chapitre concernent la variabilité (simulée) de la nature du sédiment superficiel ainsi que des structures turbides en fonction notamment des conditions météorologiques. C'est pourquoi le forçage de l'année simulée doit être représentatif. Cela étant, la sensibilité (au forçage) des évolutions morphodynamiques annuelles simulées sera évaluée (cf. chapitre suivant §II.3) en considérant d'autres conditions de forçage.

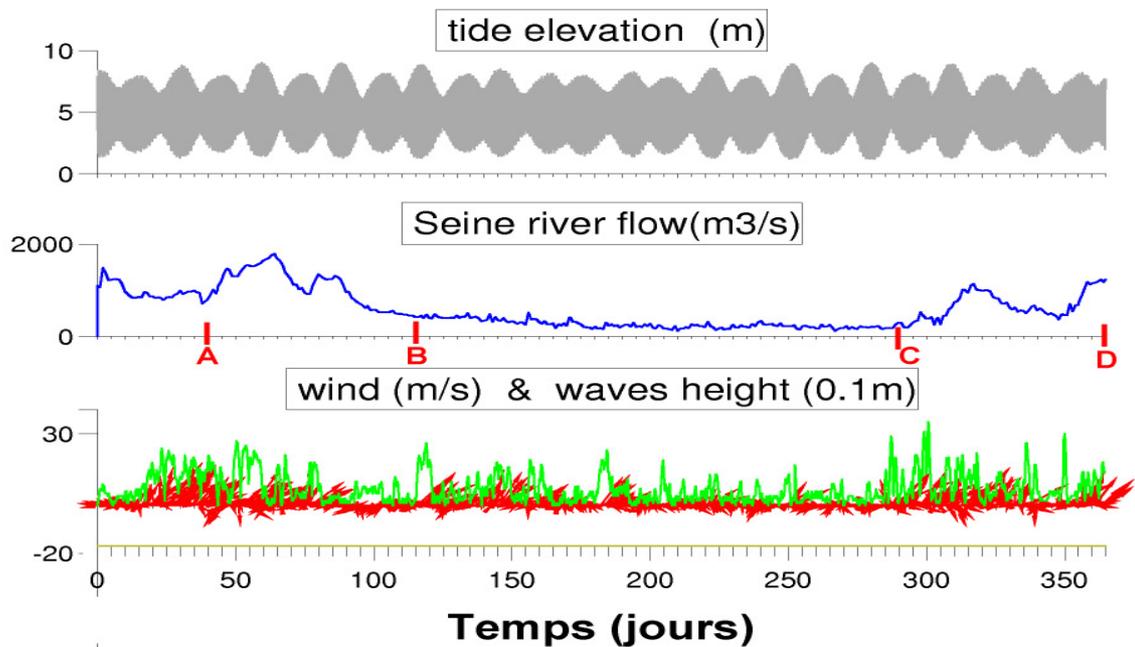


Figure 2.0.3 Forçage hydrodynamique réel (année 2002)

2.1 Répartition des sables et vases dans le sédiment superficiel

Dans le but de tester la capacité du modèle à reproduire la répartition observée des sables et vases dans le sédiment superficiel, une première simulation a été réalisée avec une initialisation arbitraire du fond sédimentaire : le fond est constitué d'une épaisseur de sable de 2 m pour tout le domaine d'étude, à l'exception d'une partie de l'estuaire amont (plus précisément une dizaine de mailles en amont immédiat de Tancarville) où un stock de vase facilement érodable est également placé. En partant du 1^{er} janvier 2002 (débit de la Seine > 1200 m³/s ; marées de vives-eaux en phase décroissante) le modèle reproduit, après quelques marées (figure 2.1.1 a (5h), b (29h), c (53 h), d (77h), e (101h), f (125 h), g (149h), h (173)), les principaux ensembles sédimentaires observés au niveau du sédiment superficiel dans l'estuaire de la Seine. La vasière Nord commence à se constituer et des dépôts de vase s'accumulent dans le port du Havre. Des dépôts de vase sont également simulés au Nord de la partie aval de la digue submersible Nord, c'est à dire au niveau des bancs d'Amfard. Cette localisation correspond à la position du bouchon vaseux à basse mer pour des forts débits (fig. 2.3.1). Des observations récentes montrent bien des dépôts relictés de vase pour cette zone (Desroy et al., 2002, in Lafite et al., 2004).

Après plusieurs mois de simulation de l'année 2002, les résultats en terme de couverture superficielle sont moins dépendants de l'initialisation sédimentaire (qui est telle qu'une quantité importante de vase est disponible dans le système) qu'ils ne l'étaient pour les premiers jours simulés de l'année 2002 (fig. 2.1.1) . En particulier, la couverture sédimentaire au niveau des bancs d'Amfard n'est plus systématiquement vaseuse (fig. 2.1.2). L'évolution de la couverture sédimentaire montre une sensibilité aux conditions de débit. Pour des conditions de débit de crue, l'apport en particules fines par la rivière augmente (Brenon et Le Hir (1999), Guézennec et al. (1999)) et une large part de l'estuaire est couverte de vase comme le montre la figure 2.1.2 c). La couverture superficielle varie de manière significative pendant une période de marée ; les dépôts de vase sont favorisés durant les étales de pleine mer et de basse mer, c'est-à-dire lorsque les courants sont suffisamment faibles pour que les dépôts soient possibles et les érosions réduites. Lorsque les courants de marée sont forts, *i.e.* aux environs des heures de mi-flot et de mi-jusant, les dépôts de vases superficielles sont re-érodées à l'exception des zones abritées, comme le port du Havre et la vasière Nord, comme cela est illustré par les valeurs minimum (pendant une période de marée) de la teneur en vase dans le sédiment superficiel (fig. b et d). Le cas de la vasière Nord est cependant difficilement généralisable puisque certains points sont immergés uniquement pour des heures de marée proches de la pleine mer, c'est à dire lorsque les courants sont faibles. Ce point est repris plus loin lorsque les évolutions bathymétriques simulées sont précisées pour différents points de la vasière. On peut noter que toute la vase superficielle au niveau des bancs d'Amfard n'est pas érodée en période de crue.

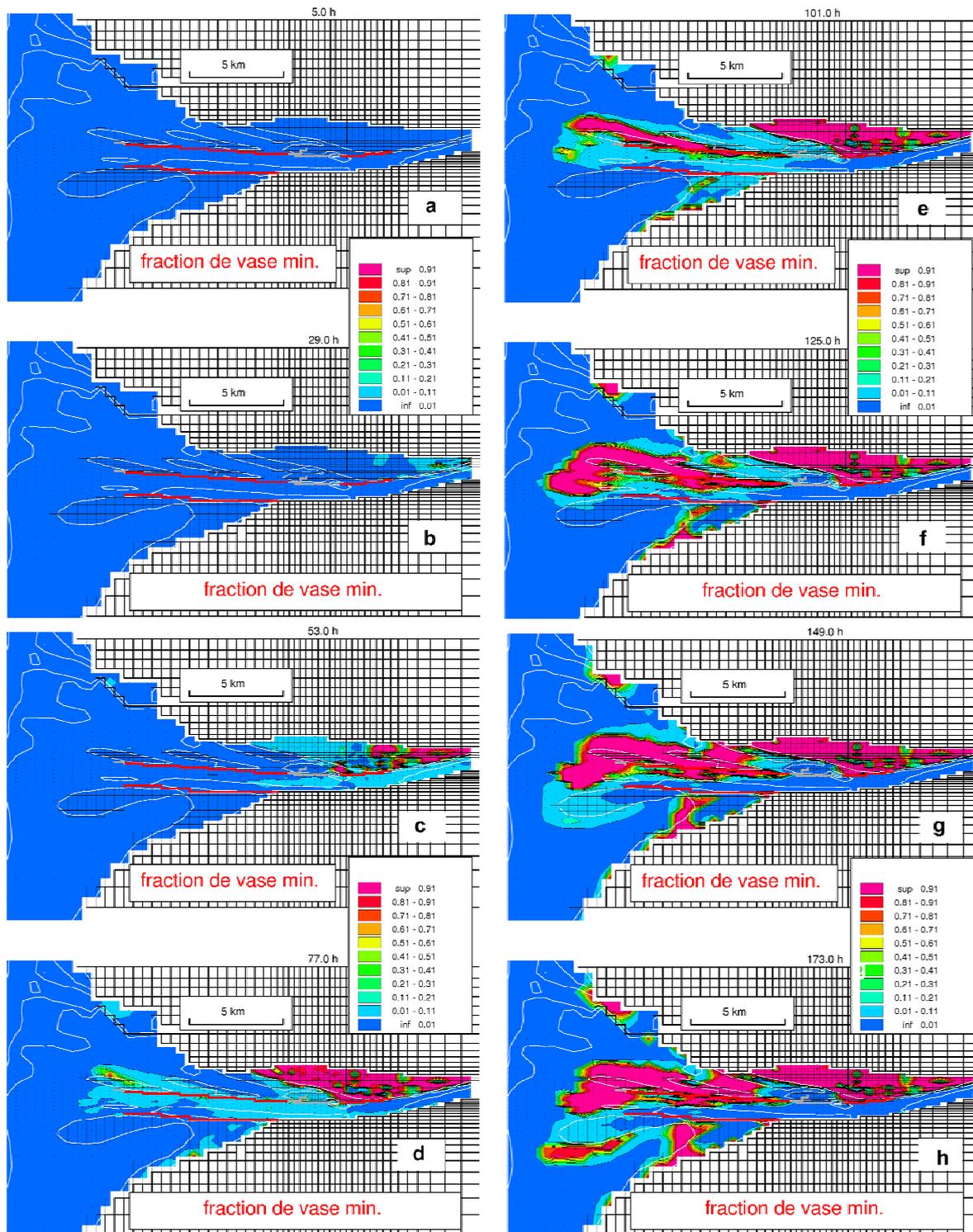


Figure 2.1.1 établissement de la couverture superficielle de sédiment. Le fond est initialisé en sable (a) à l'exception d'un stock de vase placé initialement en amont de Tancarville. La variable représentée est la valeur minimum de la fraction massique de vase pendant une période de marée dans les 2 mm de sédiment superficiel. b) après 24h ; c) après 48h ; d) après 72 h ; e) après 96h ; f) après 120h ; g) après 144h ; h) après 168h.

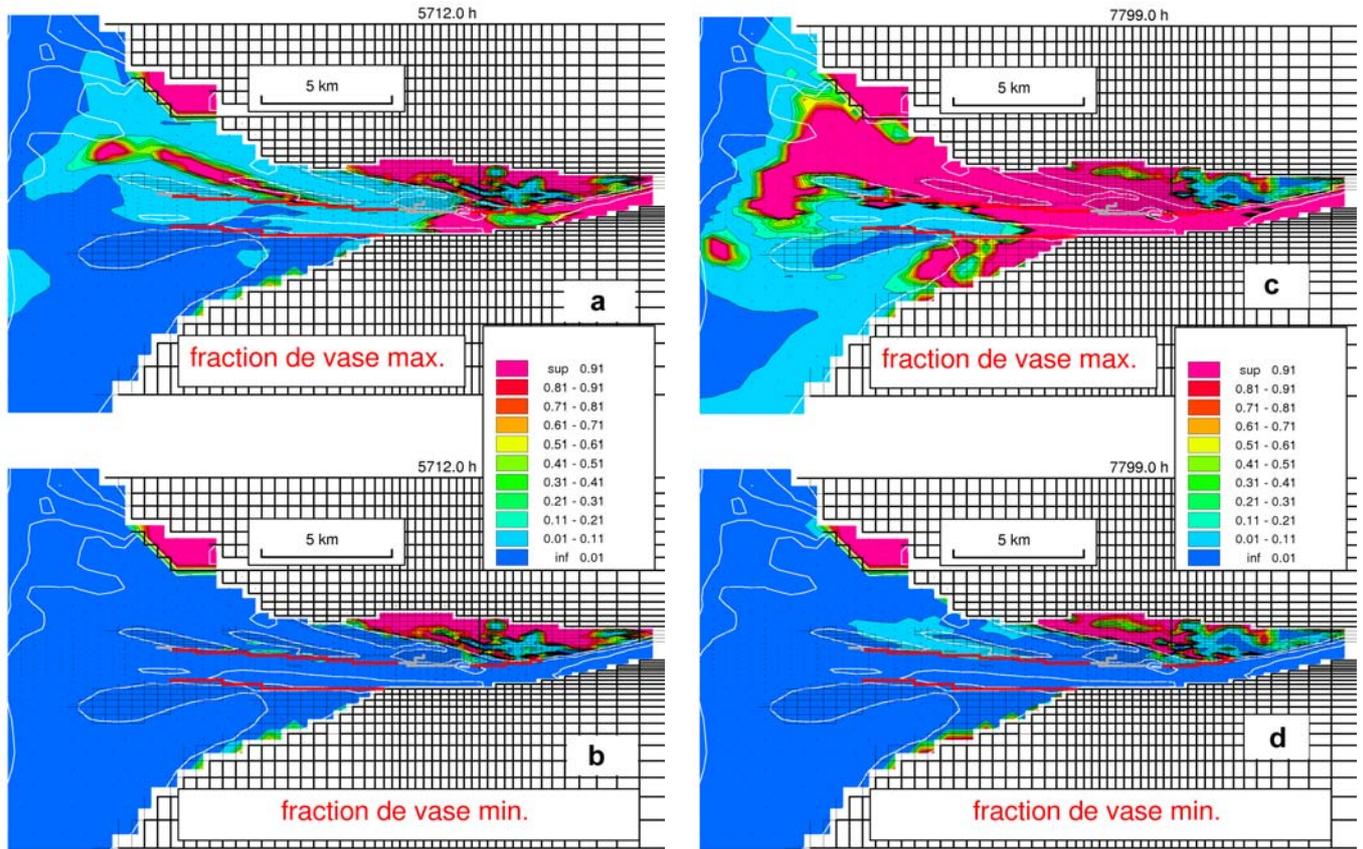


Figure 2.1.2 Valeurs max. et min., pendant une période de marée, de la fraction massique de vase dans les 2 mm de sédiment superficiel pour des conditions de marée de vive eau (~ coef. 100). a) et b) : en période d'étiage (jour 238, *i.e.* après 7 mois de l'année 2002 simulés) ; c) et d) en période de crue (jour 325, *i.e.* après 11 mois de l'année 2002 simulés).

2.2 Evolution des Stocks de vase dans le sédiment

L'analyse des bilans des stocks de vase simulés pour l'ensemble de la zone montre que les vases s'accumulent surtout en période de crue (fig. 2.2.1). On peut noter également qu'une quantité importante du stock de vase initialisé (en amont de Tancarville) intègre le sédiment au début de la simulation. La figure 2.2.2 représente la localisation des stockages de vase pour différentes périodes significatives: la période entre le début de l'année 2002 et A (jour 40) est corrélée à l'initialisation sédimentaire (avant l'intensification de la crue), B (jour 115) représente la fin de la période de crue, C (jour 290) est la date de fin d'étiage et D (jour 365) caractérise la crue de fin d'année 2002.

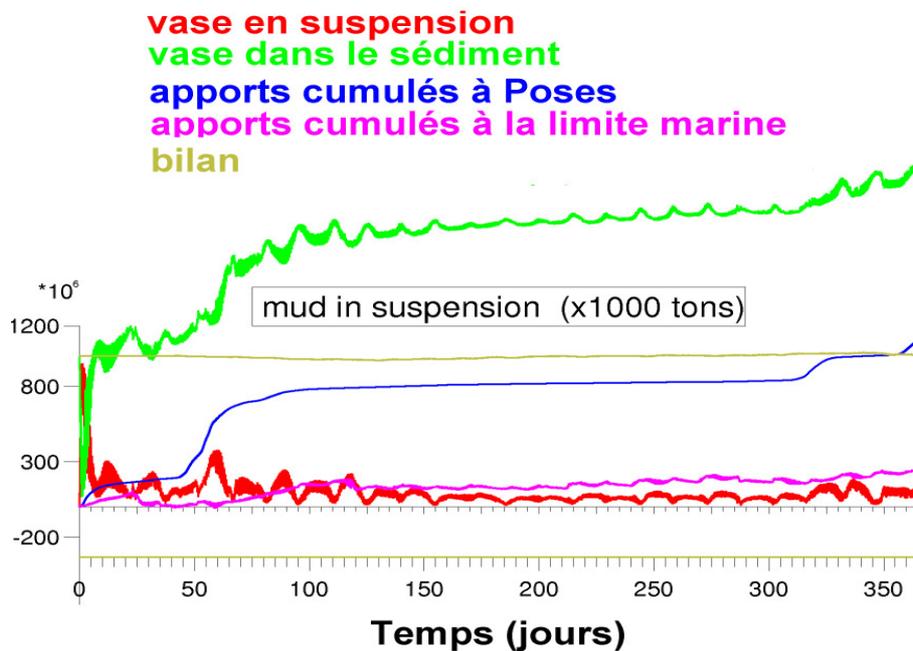


Figure 2.2.1 Evolution pendant l'année 2002 simulée des stocks de vase en suspension et dans le sédiment, ainsi que des apports à Poses et à la limite marine. Le bilan total montre que le modèle de transport de sédiment fin est conservatif.

Les figures B et D montrent que la vasière Nord dans son ensemble est une zone d'accumulation de sédiment fin en période de crue. Au cours de la longue période d'étiage (figure C), seul le haut de la vasière accumule de la vase, tandis les vases qui ont été déposées en bas d'estran sont érodées. L'évolution des stocks de vase simulés dans la zone des bancs d'Amfard est fortement corrélée aux conditions de débit. Des quantités de vase non négligeables intègrent la colonne sédimentaire en période de crue alors qu'en étiage le bilan est globalement négatif, une partie de la vase qui s'est accumulée en crue étant érodée.

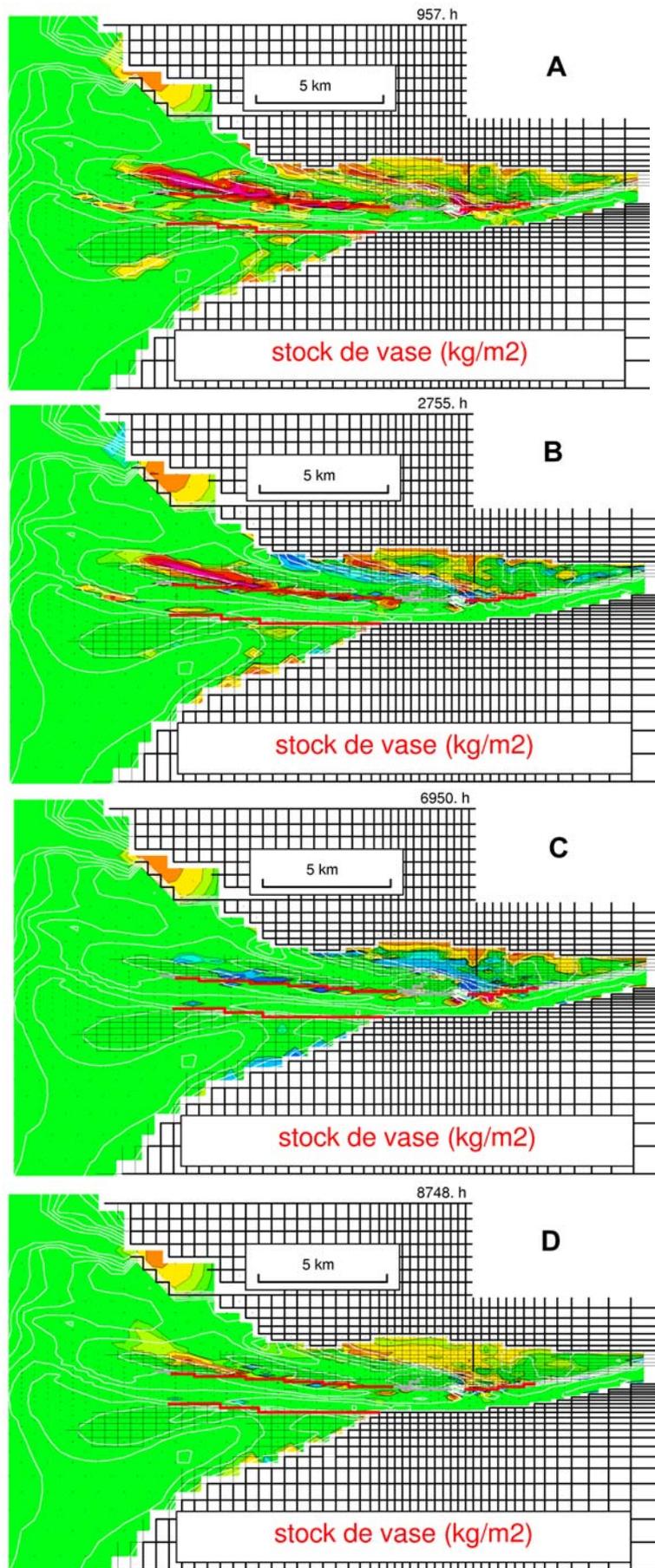
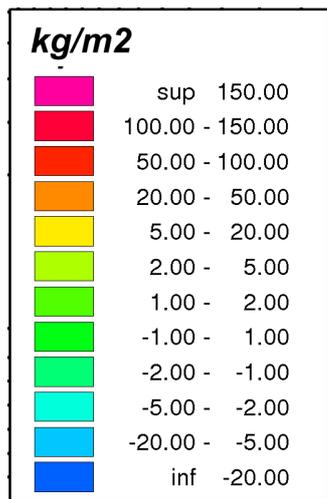


Fig. 2.2.2 Evolution relative des stocks de vase dans le sédiment :

A : stock de vase (jour 40)

B : différentiel entre *J* 115 et *J* 40
(stock de vase (jour 115) – stock de vase (jour 40))

C : différentiel entre *J* 290 et *J* 115

D : différentiel entre *J* 365 et *J* 290

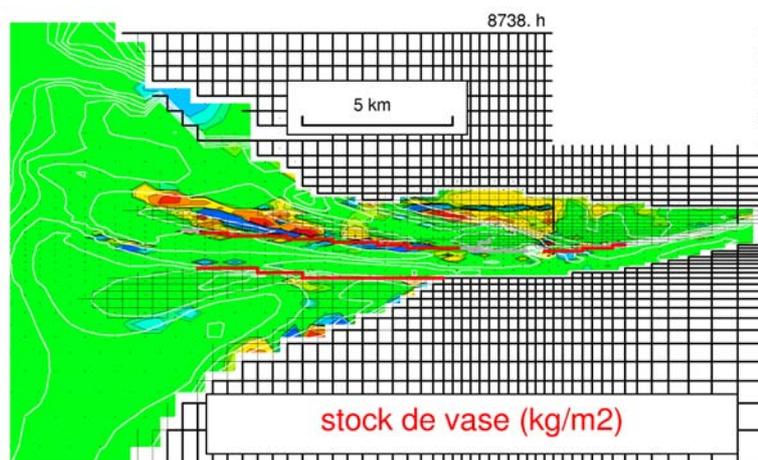
Une simulation a été réalisée sans prise en compte du vent et des vagues générées dans le forçage hydrodynamique. Le résultat d'une telle simulation montre une sensibilité significative de la préservation des vases dans le sédiment au forçage des vagues (fig. 2.2.3). C'est le cas surtout pour les vases déposées au niveau des bancs d'Amfard et pour les vases déposées sur la vasière Nord. Pour la zone d'Amfard, l'effet des vagues est tel que la préservation des vases est réduite sur les bancs, c'est à dire où les hauteurs d'eau peuvent être suffisamment faibles pendant la marée pour que l'action érosive des vagues (et/ou le non dépôt du aux vagues) soit significative. Les mailles de plus grande profondeur entre les deux bancs sont par contre le lieu de dépôts plus importants de vase. Au total, l'effet des vagues au niveau des bancs d'Amfard consiste en une redistribution des dépôts relictés (résiduels) de vase, au détriment des faibles profondeurs. Pour l'ensemble de la vasière Nord, où les hauteurs d'eau sont faibles, l'effet des vagues est de limiter la préservation des vases dans le sédiment. D'un autre côté, l'accumulation de sédiment fin dans le port du Havre augmente lorsque les vagues sont simulées sur l'ensemble du domaine. L'érosion des vases par les vagues sur la vasière Nord et à l'embouchure contribue à l'alimentation du bouchon vaseux ; les quantités de particules de vase qui pénètrent en flot et qui s'accumulent dans le Port du Havre, abrité des houles, sont donc plus importantes.

L'analyse des structures verticales montrera comment se succèdent les dépôts de sable et de vase : de telles « carottes numériques » (*i.e.* simulation des dépôts en une maille) pourront être comparées aux « carottes physiques » (*i.e.* échantillonnages réels) et ainsi permettre une validation éventuelle du modèle.

Figure 2.2.3 différentiel (cas2 – cas1) des stocks de vases déposés pendant une année 2002 simulée

cas2 : simulation sans vent ni vagues

cas1 : simulation avec vent et vagues



2.3 Localisation des sables et des particules fines en suspension

Les figures 2.3.1 et 2.3.2 montrent les concentrations simulées de sable et de vase en suspension (en surface et au fond): il s'agit de concentrations moyennes pendant une période de marée de vive eau (coefficient ~ 100) pour des conditions de débit d'étiage (a) et de crue (b). Les concentrations significatives de sable et de vase n'ont pas lieu aux mêmes endroits. Les fortes concentrations de sable dans la colonne d'eau sont observées là où les courants de marée sont maximum, comme c'est le cas entre les deux digues submersibles et particulièrement au niveau de l'engainement (cf. fig. 1.1.1 et fig. 1.1.4). Ces concentrations sont indépendantes des conditions de débit du fleuve de Seine. Ce qui n'est pas le cas des concentrations de vase en suspension : le maximum de turbidité est plus élevé et déplacé vers l'aval pour des conditions de débit de crue (Brenon et Le Hir, 1999). En raison de vitesses de chute élevées, les grains de sable sont mis en suspension localement et donc les concentrations de sable en suspension dépendent essentiellement des contraintes de cisaillement locales et de la nature sédimentaire superficielle locale. Les zones de fortes concentrations de sable en suspension sont presque exclusivement caractérisées par une couverture superficielle sableuse. Le chenal de navigation et la partie sud de l'embouchure (pour l'initialisation arbitraire du sédiment, correspondant aux simulations décrites) sont principalement recouverts de sable (fig. 2.1.2) et sont le lieu d'importantes concentrations de sable en suspension. D'un autre côté, les particules de vase en suspension peuvent s'accumuler loin de la zone où elles ont été érodées ; par exemple, le maximum de turbidité pour des conditions de débit d'étiage est localisé dans le chenal de navigation où le fond sédimentaire est presque exclusivement sableux.

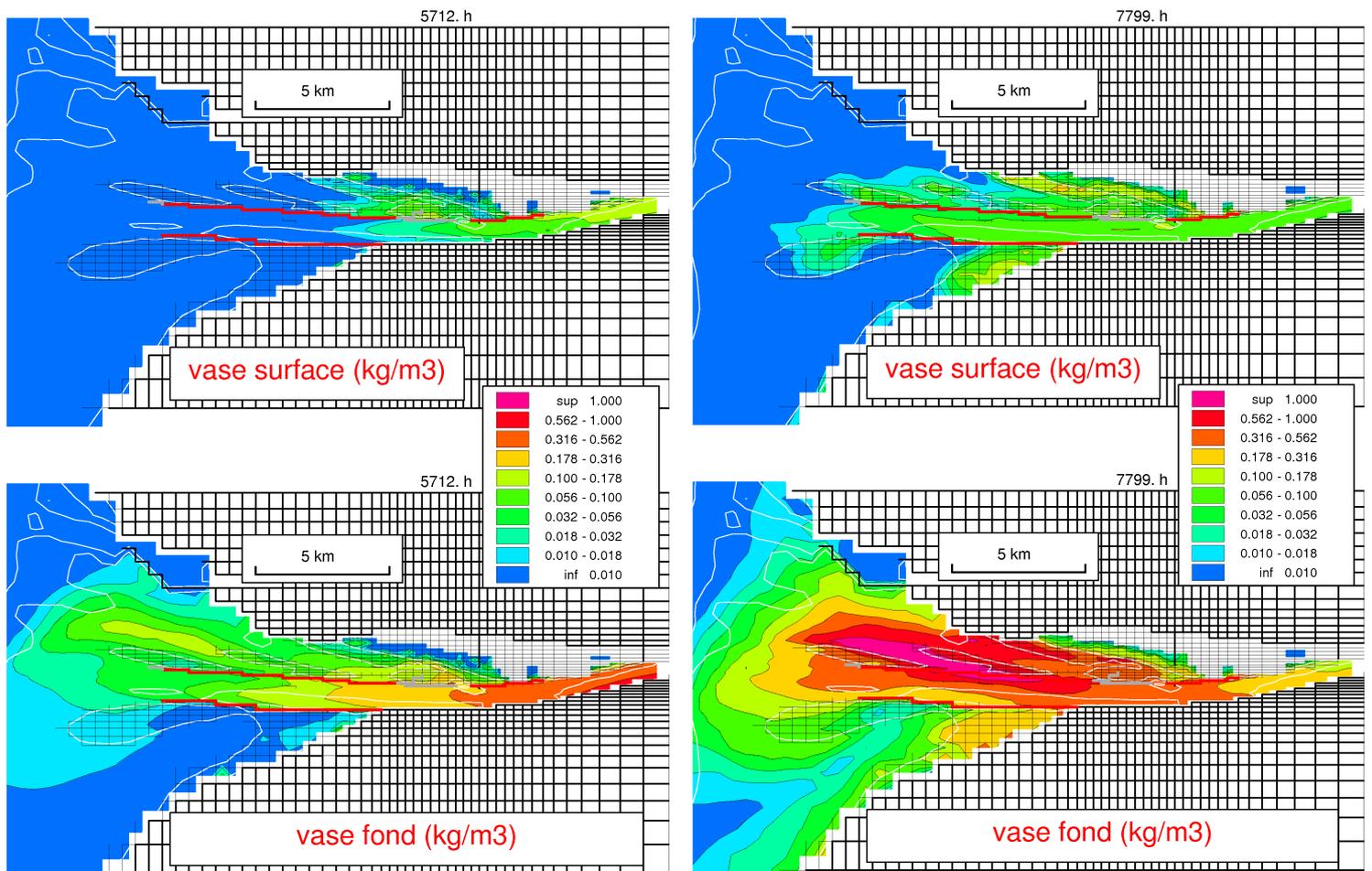


Figure 2.3.1 concentrations moyenne (sur une période de marée) de vase en suspension en surface et au fond pour des conditions de vive eau (~ coef. 100) : a) en étiage (jour 238 de l'année 2002), b) en crue (jour 325 de l'année 2002).

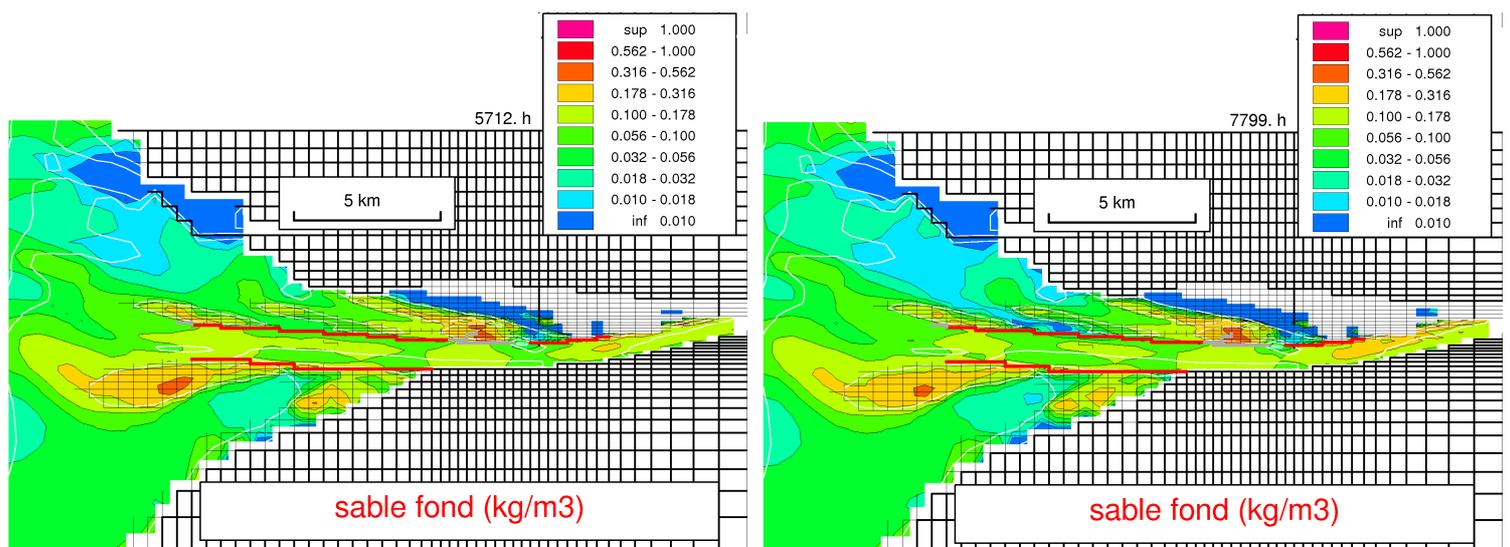


Figure 2.3.2 concentrations moyennes (sur une période de marée) de sable en suspension dans la couche de fond, pour des conditions de vive eau (~ coef. 100) : a) en étiage (jour 238), b) en crue (jour 325).

Chapitre 3 : capacité du modèle à reproduire les évolutions morphologiques récentes observées dans l'estuaire de Seine

Les évolutions morphologiques au sein de l'estuaire sont liées d'une part à la dynamique du transport des sédiments en suspension qui détermine la disponibilité de ces sédiments susceptibles de se déposer lorsque les conditions hydrodynamiques le permettent. Pour les sables, la dynamique des suspensions est locale en raison des vitesses de chute relativement élevées des grains tandis que les suspensions du matériel fin sont caractérisés par une dynamique de maximum de turbidité qui est plus globale. Les évolutions morphodynamiques sont également à mettre en relation avec l'évolution de la couverture sédimentaire, puisque celle-ci détermine l'érodabilité et le mode d'érosion du sédiment superficiel.

3.1 Choix du forçage annuel pour les tests de sensibilité

Dans le but d'évaluer la sensibilité des évolutions morphodynamiques aux différents processus hydrodynamiques et sédimentaires, un certain nombre de simulations doivent être réalisées sur une année réelle (avec les forçages associés : marée, débit de la Seine, vent et vagues) en modulant les conditions de forçage ou d'apports de matière en suspension. Dans un premier temps, des évolutions morphodynamiques ont été simulées pour deux forçages annuels réels : le forçage de l'année 2001 et le forçage de l'année 2002. On peut noter une disparité importante des conditions de débit de la Seine entre les deux années (fig. 2.0.3 et 3.1.2). La crue du début de l'année 2001 est particulièrement intense et longue ; de ce point de vue l'année 2001 est tout à fait atypique et il est alors intéressant de comparer les évolutions simulées avec celles qui résultent d'un forçage 2002, plus représentatif. Les apports de particules fines en suspension sont les apports mesurés en amont à Poses. Pour les simulations 2001 ou 2002, le fond sédimentaire initial, arbitrairement déterminé, est entièrement sableux à l'exception d'un stock de vase facilement érodable initialisé en amont de Tancarville.

La figure 3.1.1 montre le différentiel bathymétrique simulé pour l'année 2002 dans les conditions de référence (à partir desquelles les différents tests de sensibilité seront effectués). Les tendances principales (les plus marquées, notables) de l'évolution sont les suivantes :

- 1 : des érosions significatives au Nord du chenal d'accès au Port du havre
- 2 : des dépôts dans le Port du Havre (vers l'entrée du port).
- 3 et 4 : des dépôts importants sur les flancs externes (par rapport à la position du chenal central) des bancs d'embouchure tels que ces bancs subissent une rotation (les extrémités ouest s'écartent du chenal central).
- 5 : Des érosions significatives entre les extrémités Ouest des digues submersibles, plus en amont aussi.
- 6 : des zones de dépôt dans le chenal de navigation, en particulier en amont du pont de Normandie (6c), ainsi qu'à l'engainement (6a).

- 7 : zone en érosion entre la brèche (immédiatement en aval du pont de Normandie) de la digue submersible Nord et quelques centaines de mètres en allant vers le Nord-Ouest.
- 8 : dans le chenal Nord, deux zones de dépôt : une contre la digue submersible Nord et une plus au Nord Ouest
- 9 : des dépôts significatifs sur le haut de la vasière Nord, étendus sur toute la largeur de la vasière

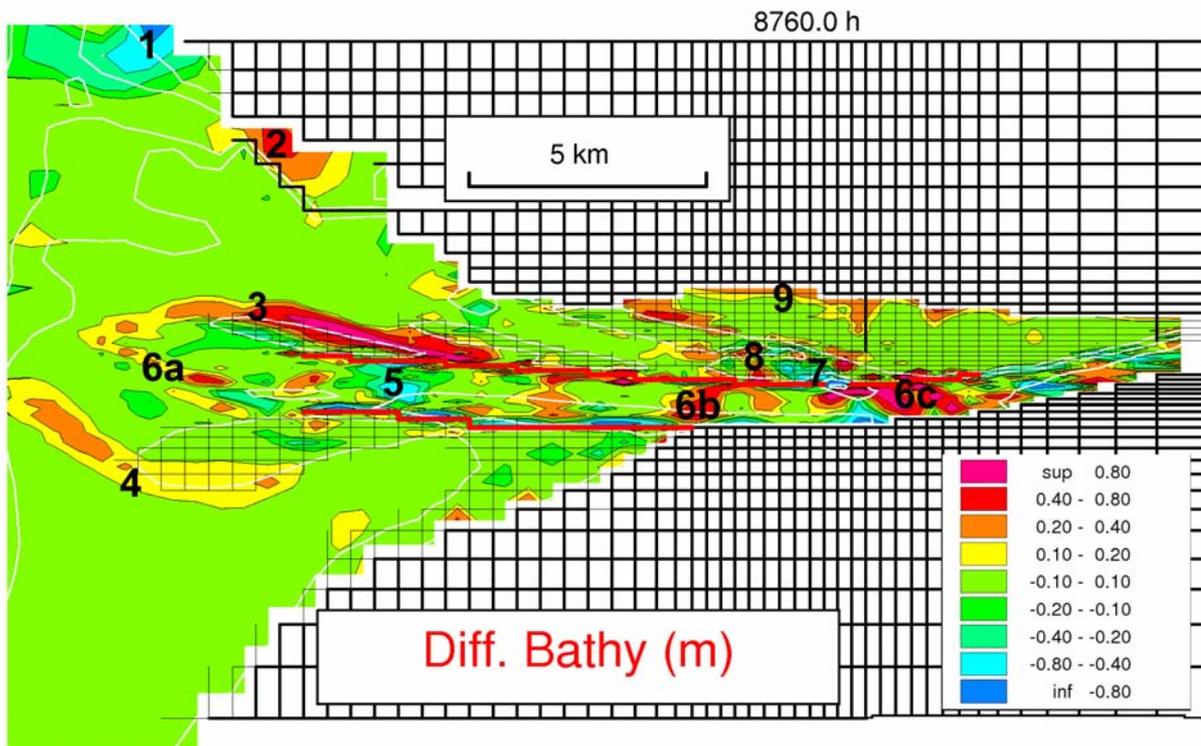


Figure 3.1.1 Evolution morphodynamique de référence : pour un forçage 2002 et une initialisation du fond sédimentaire en sable.

La comparaison des évolutions bathymétriques simulées avec les observations est présentée à la fin du présent chapitre (i.e. § 3.8). Auparavant, différents tests de sensibilité sont réalisés pour préciser les processus qui régissent les principales tendances morphodynamiques précitées.

La figure 3.1.4 (bas) est le résultat d'une simulation réalisée pour ce même forçage 2002 mais avec une initialisation du fond sédimentaire qui correspond à l'état du sédiment à la fin du premier calcul (figure 3.1.4 a, qui est équivalente à la figure 3.1.1). Les évolutions pour la « deuxième » année 2002 des bilans des stocks de vase en suspension ainsi que des apports aux limites sont présentés en fig. 3.1.5 (qui correspond à une suite de la fig. 2.2.1). La première année 2002 (a) simulée est sensible à l'initialisation sédimentaire surtout pour ce qui concerne le stock de vase initialisé en amont de Tancarville. Une partie importante de ce stock intègre le sédiment au niveau des bancs d'Amfard (cf. fig. 2.2.2 A). Pour les différents tests de sensibilité qui seront réalisés, en raison de cette sensibilité à l'initialisation en vase du système, il est préférable d'analyser les évolutions simulées sur au moins deux années successives 2002.

Pour les simulations 2001 ou 2002, on peut noter une réduction des dépôts vaseux au niveau des bancs d'Amfard entre la « première » et la « deuxième » année simulées. Les dépôts sur la vasière Nord sont également modifiés entre les deux années simulées : tandis que les dépôts sont simulés surtout en haut d'estran la première année (2001 ou 2002), les dépôts sont mieux répartis sur la vasière pour la deuxième année (2001 ou 2002).

Les évolutions bathymétriques associées au forçage de l'année 2001 (3.1.3) sont proches de celles calculées pour l'année 2002. Des dépôts plus importants sont simulés entre le banc d'Amfard et la Gambe d'Amfard et sont à mettre en relation avec des apports de particules fines en suspension plus importants pour l'année 2001 (du fait de débits plus importants de la Seine), sachant que les dépôts vaseux participent à l'accrétion de cette zone comme cela est montré dans la section 3.2 qui suit. Les tendances au dépôt diffèrent sur la vasière Nord entre un forçage 2001 et un forçage 2002. La variabilité de ces dépôts est cependant plus importante entre une « première » année 2001 et une « deuxième » année 2001 (ou entre une « première » année 2002 et une « deuxième » année 2002) simulées qu'entre une « première » année 2001 et une « première » année 2002 (ou une « deuxième » année 2001 et une « deuxième » année 2002) simulées. Les processus à mettre en cause pour une telle variabilité entre une « première » et une « deuxième » année sont d'une part la sensibilité à l'initialisation sédimentaire, et d'autre part des effets morphodynamiques. La sensibilité des évolutions à de tels processus reste à déterminer (ce point est considéré en § 3.5). Quoiqu'il en soit, au vu des évolutions morphodynamiques proches pour les années 2001 et 2002, on peut supposer que les conclusions des différents tests de sensibilité (qui sont réalisés sur l'année 2002) sont peu dépendants du choix de l'année simulée.

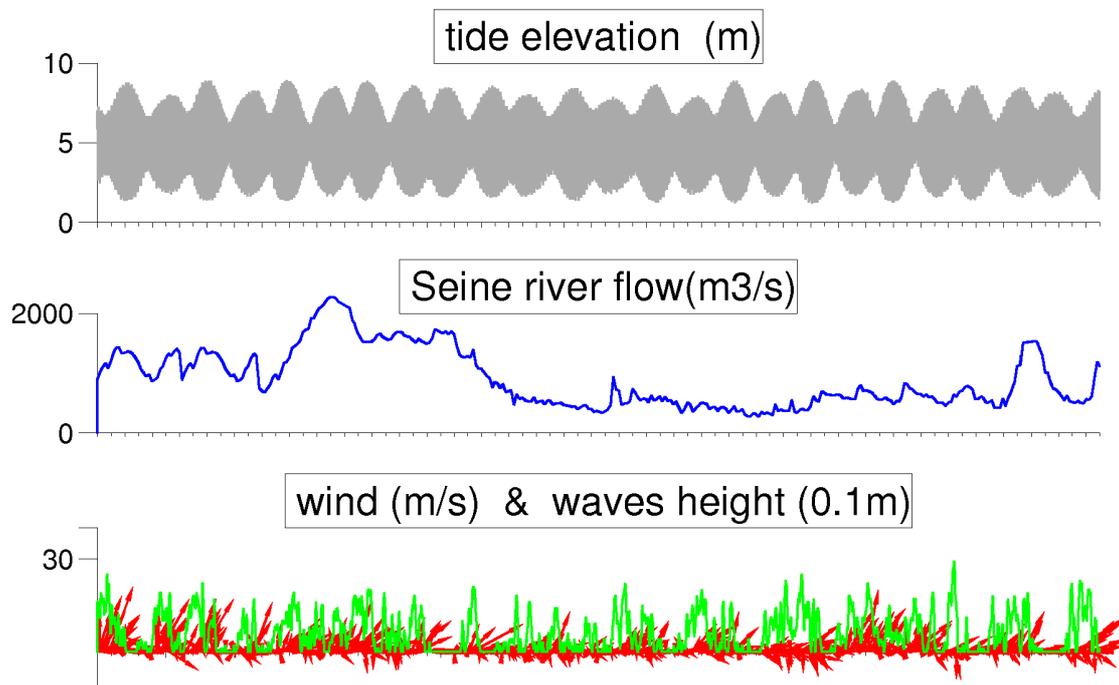


Figure 3.1.2 Forçage hydrodynamique réel (année 2001)

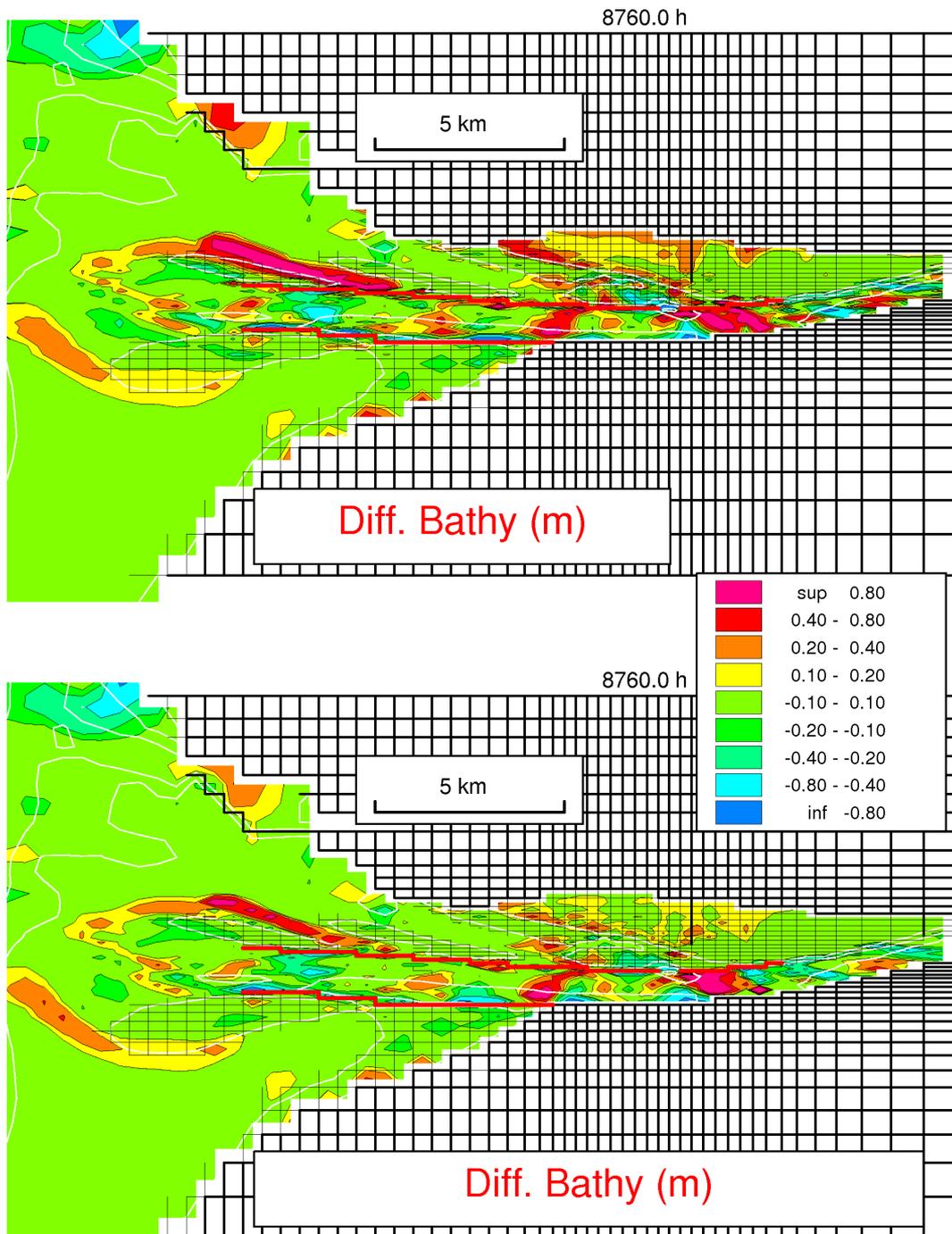


Figure 3.1.3 évolution morphodynamique pour un forçage 2001

- a) première année
- b) deuxième année

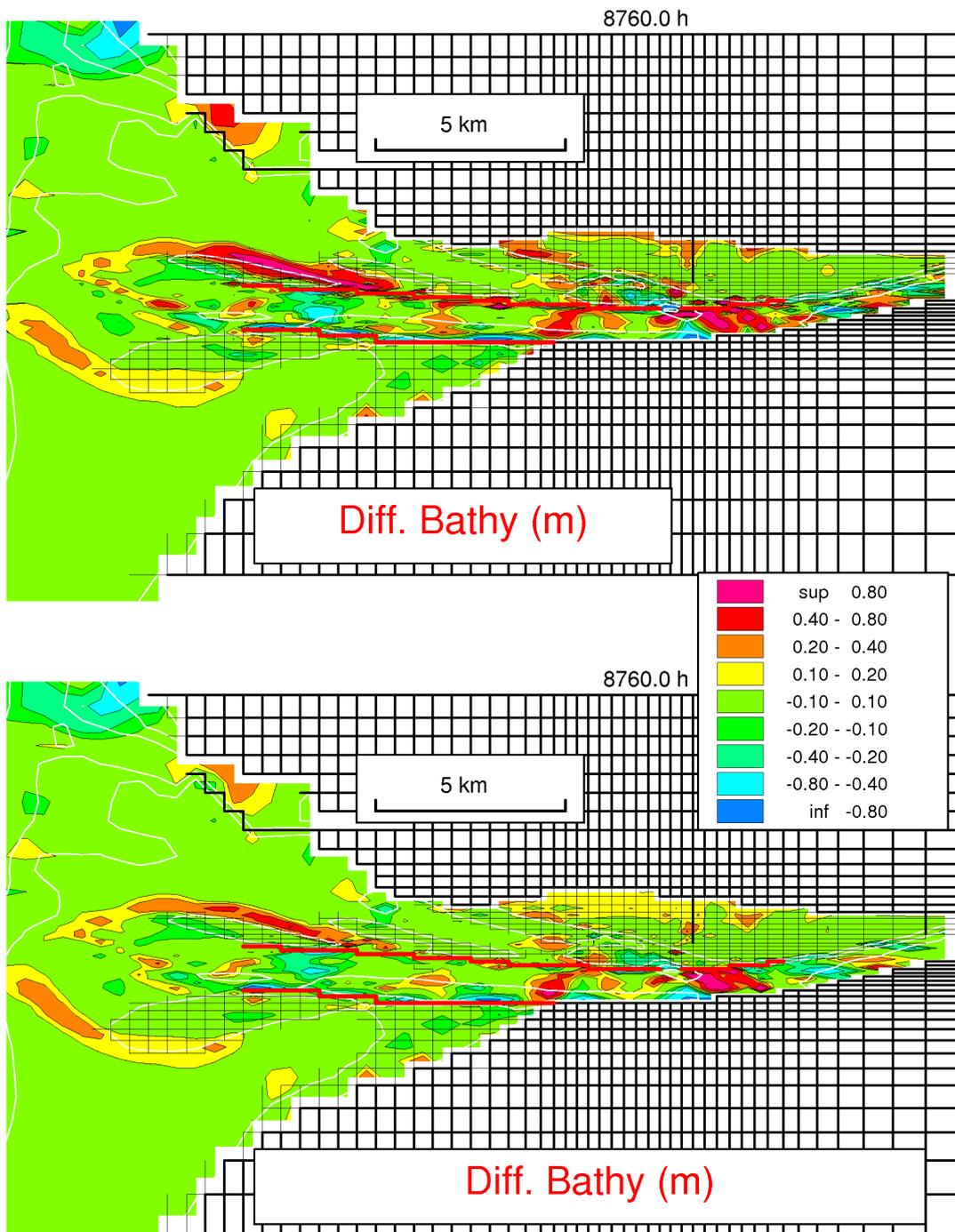


Figure 3.1.4 évolution morphodynamique pour un forçage 2002

- a) première année
- b) deuxième année

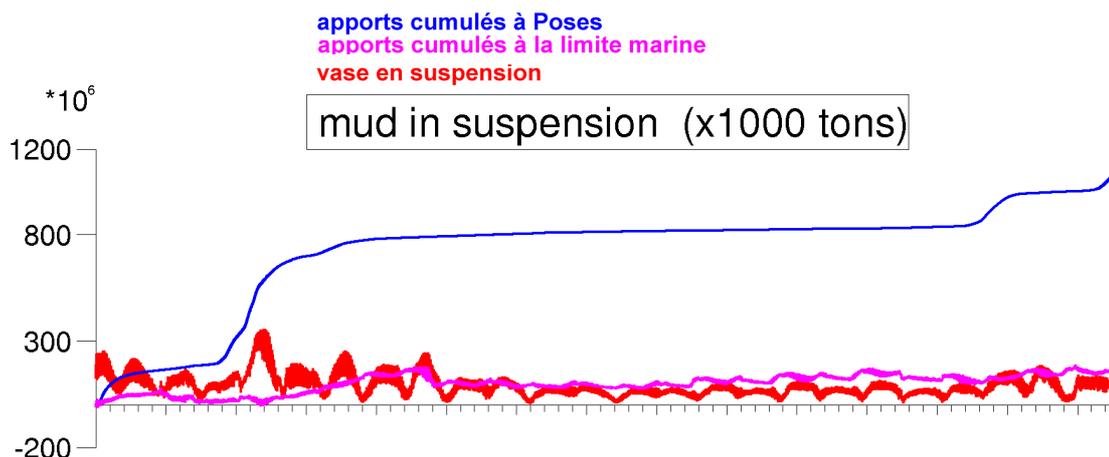


Figure 3.1.5 Evolutions pendant la deuxième année 2002 simulée du stock de vase en suspension ainsi que des apports à Poses et à la limite marine.

3.2 Contribution des fractions sableuses et vaseuses aux évolutions morphologiques à l'embouchure

Une interrogation majeure est de savoir dans quelles proportions sables et vases contribuent aux évolutions morphologiques des différentes parties de l'estuaire. Des éléments de réponse sont fournis par l'analyse de l'évolution des stocks de vase dans le sédiment (cf. fig. 2.2.2) qui montre où les dépôts relictés de vases ont lieu préférentiellement, notamment au niveau de la vasière Nord et des bancs d'Amfard.

Afin de mieux appréhender les contributions de chaque type de sédiment aux évolutions morphodynamiques des différentes parties de l'estuaire, un cas test est simulé tel que le système est supposé complètement sableux, c'est à dire que le fond sédimentaire initial est entièrement sableux et qu'il n'y a aucun apport de vase en suspension ni en amont par la rivière ni en limite marine. La confrontation du résultat de cette simulation (fig. 3.2 pour la « première » année 2002, puisqu'il n'y a pas d'initialisation du stock de vase dans le système) avec l'évolution pour la simulation de référence (fig. 3.1.1) montre que l'accrétion dans le chenal de navigation en amont du pont de Normandie résulte bien de dépôts majoritairement sableux. La zone la plus importante de dépôts simulés se situe en amont du pont de Normandie avec des hauteurs déposées qui peuvent atteindre 1 m sur une année simulée. On peut noter également que pour les zones en érosion (dans le chenal), les évolutions ne sont pas sensibles aux apports de vase au système.

Au niveau de la de la vasière Nord, les résultats des simulations montrent que les évolutions morphodynamiques sont bien gouvernées par les érosions et dépôts des particules de vase puisqu'il ne s'y passe rien lorsqu'il n'y a que du sable dans le système; ce qui est conforme au fait que le sédiment superficiel soit toujours vaseux en ce lieu (fig. 2.1.2).

L'évolution morphodynamique simulée à l'Ouest du banc du Ratier, au sud de l'engainement du chenal de navigation, est telle que les bilans nets *érosion – dépôt* sont positifs au Sud et à l'Ouest du banc. Cette progradation semble être liée uniquement à des dépôts sableux, puisque cette tendance est reproduite de manière quasi-identique avec ou sans apport de vase au système. L'évolution morphodynamique de l'Ouest du banc d'Amfard est également marquée par une tendance à l'accrétion sur ses flancs externes (par rapport à la position du chenal

central). Les processus qui sont liés à cette accréation sont cependant différents puisque les dépôts sont aussi bien sableux que vaseux. Les dépôts de vase sont liés à la position du bouchon vaseux à basse mer, les contraintes sur le fond étant suffisamment faibles pour que ces dépôts soient possibles.

L'ensemble de ces résultats confirme qu'un modèle d'évolution morphodynamique de l'embouchure de la Seine ne peut fonctionner si les transports des deux types de sédiment, cohésif et non-cohésif, ne sont pas reproduits simultanément.

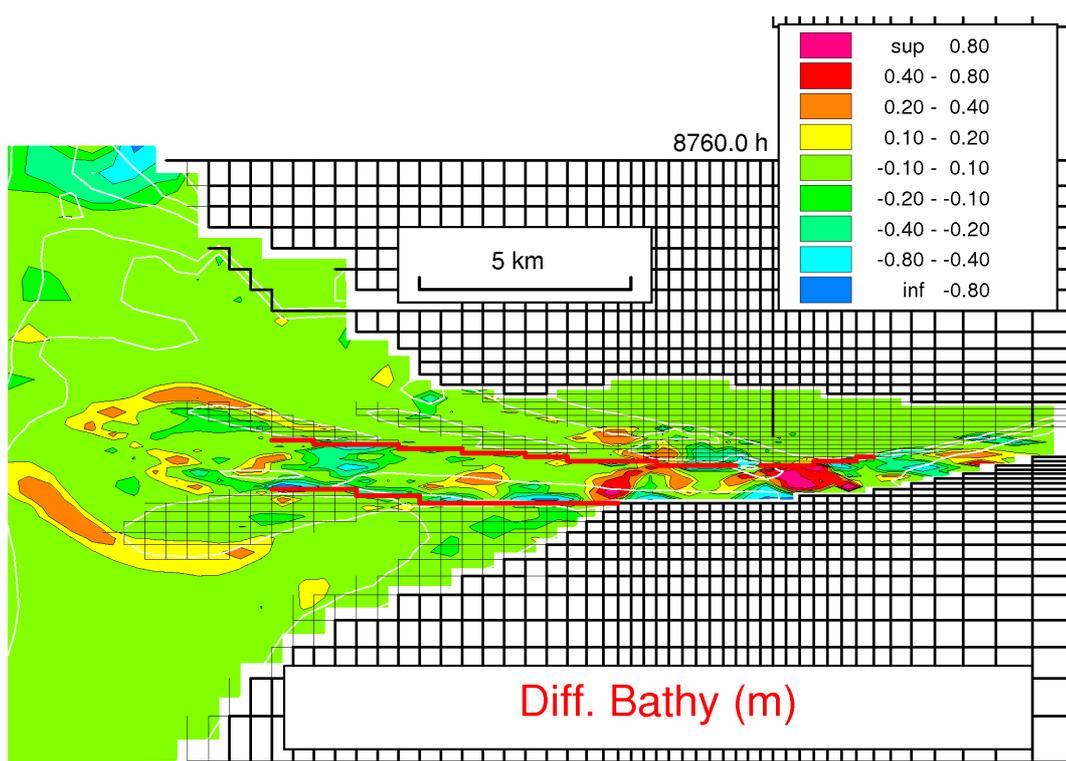


Figure 3.2 Evolution morphodynamique pour un forçage 2002, sans stock de vase initial en amont de Tancarville, sans apport de M.E.S aux limites amont et marine

3.3 Sensibilité des évolutions morphodynamiques au forçage de vagues

Dans le but de caractériser la sensibilité des évolutions morphodynamiques, une simulation a été réalisée en ignorant la contribution des vagues pour les contraintes de cisaillement sur le fond. L'évolution simulée dans un tel cas (fig. 3.3, à comparer avec la fig. 3.1.4) montre que l'effet des vagues sur les évolutions morphodynamiques est significatif surtout sur la vasière Nord. Les hauteurs d'eau sur la vasière Nord sont suffisamment faibles pour que l'effet des vagues soit en mesure de produire des érosions significatives pour les zones où les dépôts sont préférentiellement vaseux.

L'analyse de l'évolution des stocks de vase (cf. fig. 2.2.3) a montré que, au niveau du système des bancs d'Amfard, les événements de vagues significatives ont pour effet de rendre précaires les dépôts de vase qui ont lieu pour les zones peu profondes conjointement à une augmentation des dépôts pour les mailles plus profondes situées entre le banc d'Amfard à l'Ouest et la Gambe d'Amfard plus à l'Est. Cette tendance se retrouve dans les évolutions morphologiques simulées puisqu'en présence de vagues l'accrétion est plus importante entre les deux bancs.

La faible sensibilité de l'évolution morphodynamique des zones préférentiellement sableuses au forçage des vagues est surprenante. C'est le cas pour le banc d'Amfard dans son ensemble et pour le flanc Sud-Ouest du banc du Ratier. Cette faible sensibilité peut cependant s'expliquer d'une part par les fortes contraintes (bien au-delà du critère de Shields pour des sables fins de diamètre $200 \mu m$, soit $\tau_{ce} = 0.15 N.m^{-2}$) liées au courant au niveau des zones sableuses, les contraintes liées aux vagues étant comparativement faibles. D'autre part cette faible sensibilité (comparativement à celle des zones vaseuses) traduit une dynamique du transport de sédiment très différente entre le transport des sédiments de type cohésif et non-cohésif, même dans le cas d'un sable plutôt fin. En raison des vitesses de chute relativement élevées des grains de sable, les hauteurs de vague efficaces ainsi que leurs occurrences doivent être élevées pour produire des érosions significatives non compensées par un dépôt successif. On peut tout de même noter une érosion accrue en présence de vagues sur le flanc Sud-Ouest du banc d'Amfard, cette zone étant bien exposée aux houles (générées localement) de Sud-Ouest (associées à un vent de Sud-Ouest) qui sont relativement fréquentes et énergétiques. Quoiqu'il en soit, il faut reconnaître la faiblesse actuelle du calcul de vagues et notamment l'imprécision des termes de frottement (le facteur de frottement de houle f_w est supposé constant et ne tient pas compte de la variabilité du sédiment superficiel, que ce soit concernant sa nature (*i.e.* sableux ou vaseux) ou concernant la présence de rides).

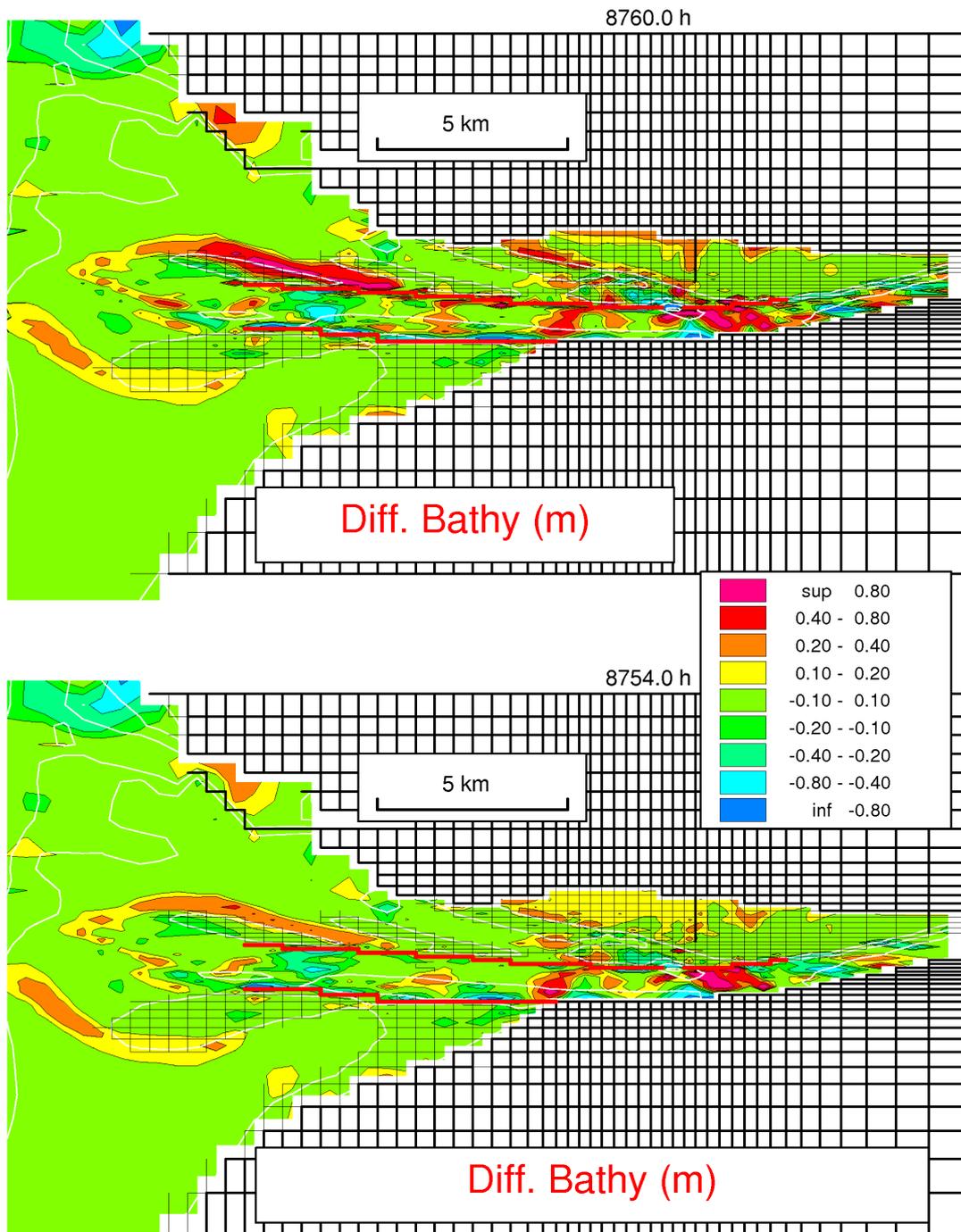


Figure 3.3 évolution morphodynamique pour un forçage 2002 sans vagues
 a) première année
 b) deuxième année

3.4 Evolutions morphodynamiques et initialisation du sédiment

Les transports des sables et des vases sont caractérisés par des réponses très différentes aux forçages hydrodynamiques, en raison de vitesses de chute et de comportement à l'érosion très distincts. On peut donc penser que les évolutions morphologiques à l'embouchure de la Seine peuvent être sensibles à l'initialisation du fond sédimentaire. Une initialisation du fond sédimentaire réaliste semble alors souhaitable. Une initialisation complètement réaliste est difficile à réaliser sur l'ensemble de la zone d'étude, les structures verticales (litages dus au caractère tidal des dépôts) dans le sédiment en terme de fractions des types de sédiment et en terme de concentration en sédiment n'étant pas connues pour toute la zone à un instant donné, car beaucoup trop variables dans le temps et l'espace (Lesourd, 2000). Définir une structuration moyenne, qu'elle soit annuelle ou saisonnière, est également délicat à réaliser de manière complète car la représentativité d'une telle structuration est difficile à évaluer. La stratégie adoptée ici consiste donc à initialiser le fond sédimentaire de manière schématique en distinguant des entités caractéristiques du système.

En s'inspirant des cartes établies par Lesueur et Lesourd (1999, fig. 13) et Lesourd (2000, fig. 2.48, 2.49 et 3.48) une initialisation schématique est proposée de sorte que la vasière Nord est initialisée en vase, de même que la zone de ceinture des bancs. Les mailles du chenal Sud dont la cote est inférieure à -2 m CMH sont également initialisées en vase. Les profils verticaux de concentration pour ces zones initialisées en vase résultent de l'application du modèle de consolidation (cf. § 5.3) à une colonne de sédiment purement vaseux. C'est le profil à l'équilibre (c'est-à-dire lorsqu'il n'y a plus d'évolution du profil) qui est utilisé afin de s'affranchir des processus de consolidation du sédiment après son initialisation. En effet, les variations altimétriques (diminution de la hauteur de sédiment) qui résulteraient de tels processus de consolidation seraient difficiles à extraire des évolutions bathymétriques dues aux phases qui résultent d'érosions et de dépôts (les dépôts frais de sédiments fins pouvant être consolidés). Les épaisseurs de vase initialisées sont en réalité sur-consolidées ; c'est particulièrement le cas dans le chenal Sud pour tenir compte de l'affleurement de vases holocènes très indurées (Lesueur et Lesourd, 1999). La localisation des zones initialisées en vase ainsi que les valeurs des contraintes critiques d'érosion qui les caractérisent en surface sont précisées en fig. 3.4.1 (l'érodabilité des fonds sableux est également mentionnée), les profils verticaux de concentrations associés aux deux types de vases considérées sont précisés en figure 3.4.2. De plus, en condition initiale, un stock de vase facilement érodable est placé dans le chenal en amont de Tancarville (comme c'est le cas pour la simulation dite de référence).

D'une manière générale, les résultats (fig. 3.4.3) montrent que la sensibilité des évolutions morphodynamiques à l'initialisation du fond sédimentaire concerne relativement moins les zones pour lesquelles la tendance nette est au dépôt. Une des tendances fortes qui résulte de la comparaison de la simulation dite de référence avec la simulation réalisée pour un fond sédimentaire plus réaliste concerne l'évolution du chenal Nord. Tandis que l'évolution des fonds du chenal Nord initialisés en sable est globalement nulle, la tendance est à une érosion assez nette lorsque les fonds du chenal nord sont initialisés en vase. Ce résultat est surprenant si on considère les contraintes critiques d'érosion respectives du sable fin ($T_{ce}=0.15 \text{ N.m}^{-2}$) et de la vase superficielle au moment de l'initialisation ($T_{ce}=2.25 \text{ N.m}^{-2}$) dans le chenal Nord. Cette tendance peut s'expliquer par le fait que les particules de vases en raison de leurs faibles vitesses de chute sont transportées par le courant loin du point où elles ont été érodées.

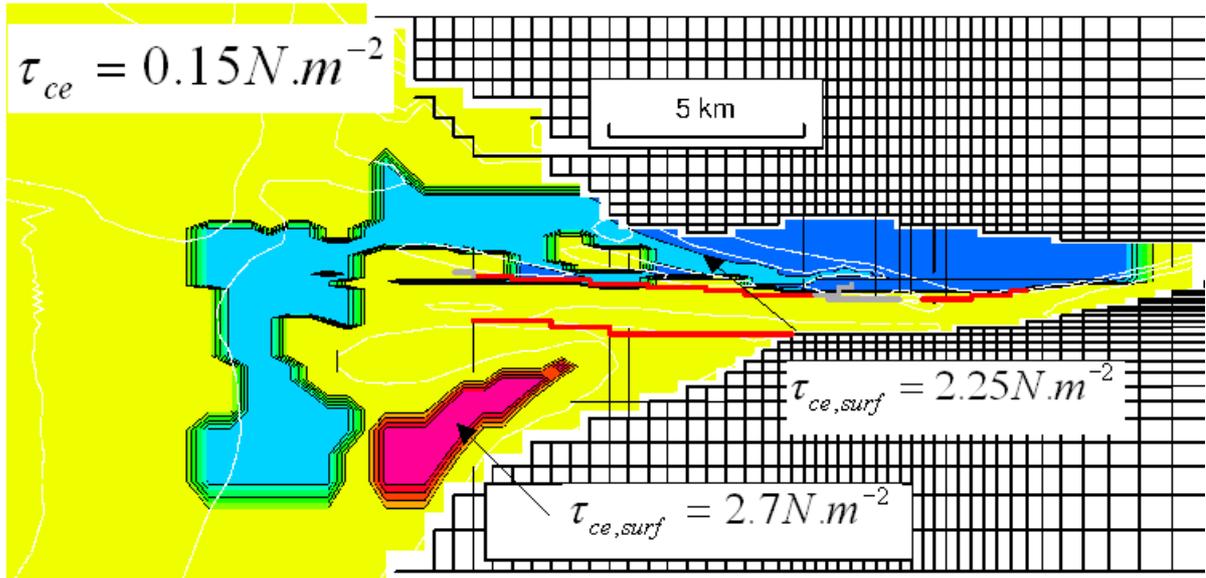


Fig. 3.4.1 Localisation des zones initialisées en vase (en jaune il s'agit des mailles initialisées en sable) : les zones en bleu sont initialisées avec 1m de vase, le profil de concentration étant de type « vase 1 » ; la zone en rose dans le chenal sud est initialisée avec 1 m de vase, le profil de concentration étant de type « vase 2 ». Les contraintes critiques d'érosion du sédiment superficiel initialisé sont précisées. On rappelle que pour un fond purement vaseux, la contrainte critique est calculée ainsi (cf. §I.5.2.2.3): $\tau_{ce} = 10^{-5} \cdot C_{vase}^2$

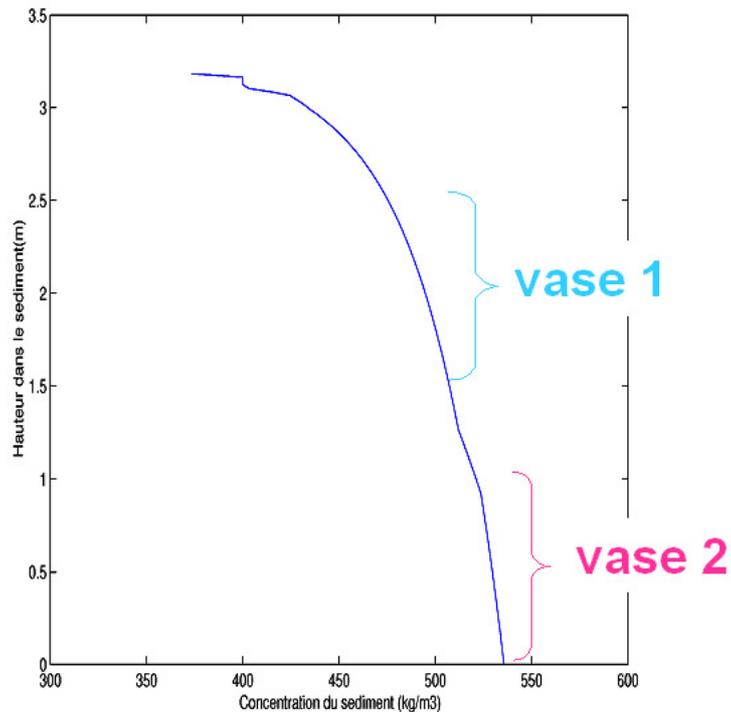


Fig. 3.4.2 Résultat à l'équilibre de la consolidation d'un sédiment purement vaseux simulée à l'aide du modèle empirique de tassement par couches (cf. § 5.3)

Sur la vase Nord, les dépôts sont plus importants lorsque le sédiment est initialisé à la fois en sable et en vase. Cette augmentation des dépôts est a priori en partie liée à l'érosion de vase qui a lieu dans le chenal Nord. Le transfert de vase depuis le chenal Nord vers la vase Nord peut se faire directement lors du flot, ou plus indirectement par le fait que les érosions dans le chenal Nord contribuent à maintenir une certaine turbidité du bouchon vaseux, ce dernier étant une source de particules fines pour la vase Nord (un « marquage » numérique pourrait être réalisé pour lever l'indétermination). Un tel résultat reste difficilement interprétable puisque si l'érosion de la vase dans le chenal Nord se poursuit jusqu'au sable sous-jacent, la dynamique des dépôts sera modifiée.

Effet des vagues dans le cas d'un sédiment initialisé sable/vase

Pour évaluer l'effet des vagues lorsque le sédiment est initialisé à la fois en sable et en vase, un cas test a été simulé pour lequel la contrainte de cisaillement sur le fond due aux vagues est ignorée. En premier lieu on peut noter une érosion significative due aux vagues dans le chenal Nord. Cet effet des vagues n'était pas reproduit (dans le chenal Nord) par le modèle dans le cas d'un sédiment initialisé en sable (fig. 3.1.4 et 3.3), ce qui tend à montrer à nouveau (cf. § II.3.3) que l'effet érosif des vagues est relativement plus important sur les zones vaseuses. Une telle tendance est également simulée au Sud-Ouest du banc du Ratier, où il n'y a pas d'érosion nette lorsque les vagues ne participent pas au forçage hydrodynamique.

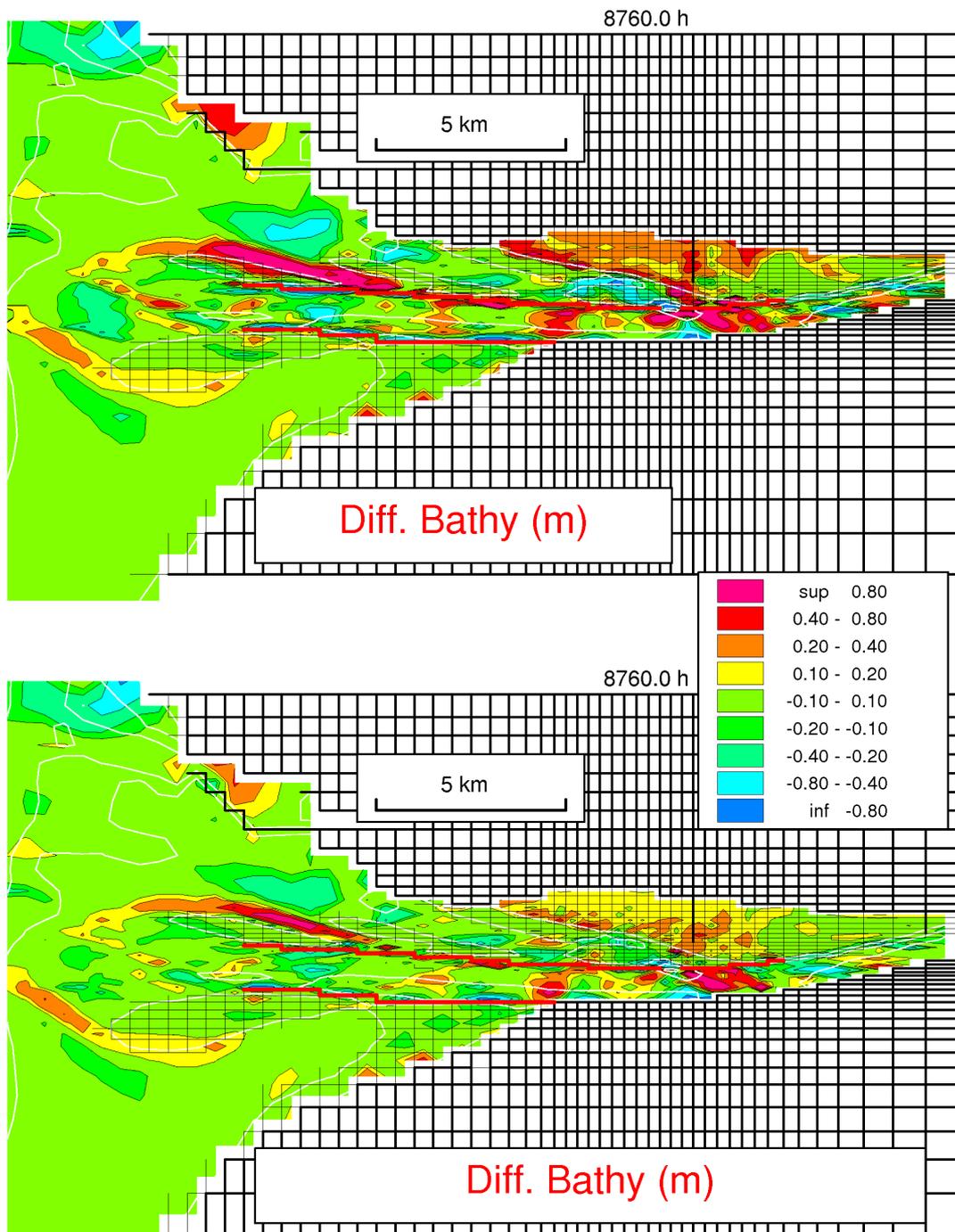


Figure 3.4.3 évolution morphodynamique pour un forçage 2002, avec sédiment initialisé selon les figures 3.4.1 et 3.4.2

- a) première année
- b) deuxième année

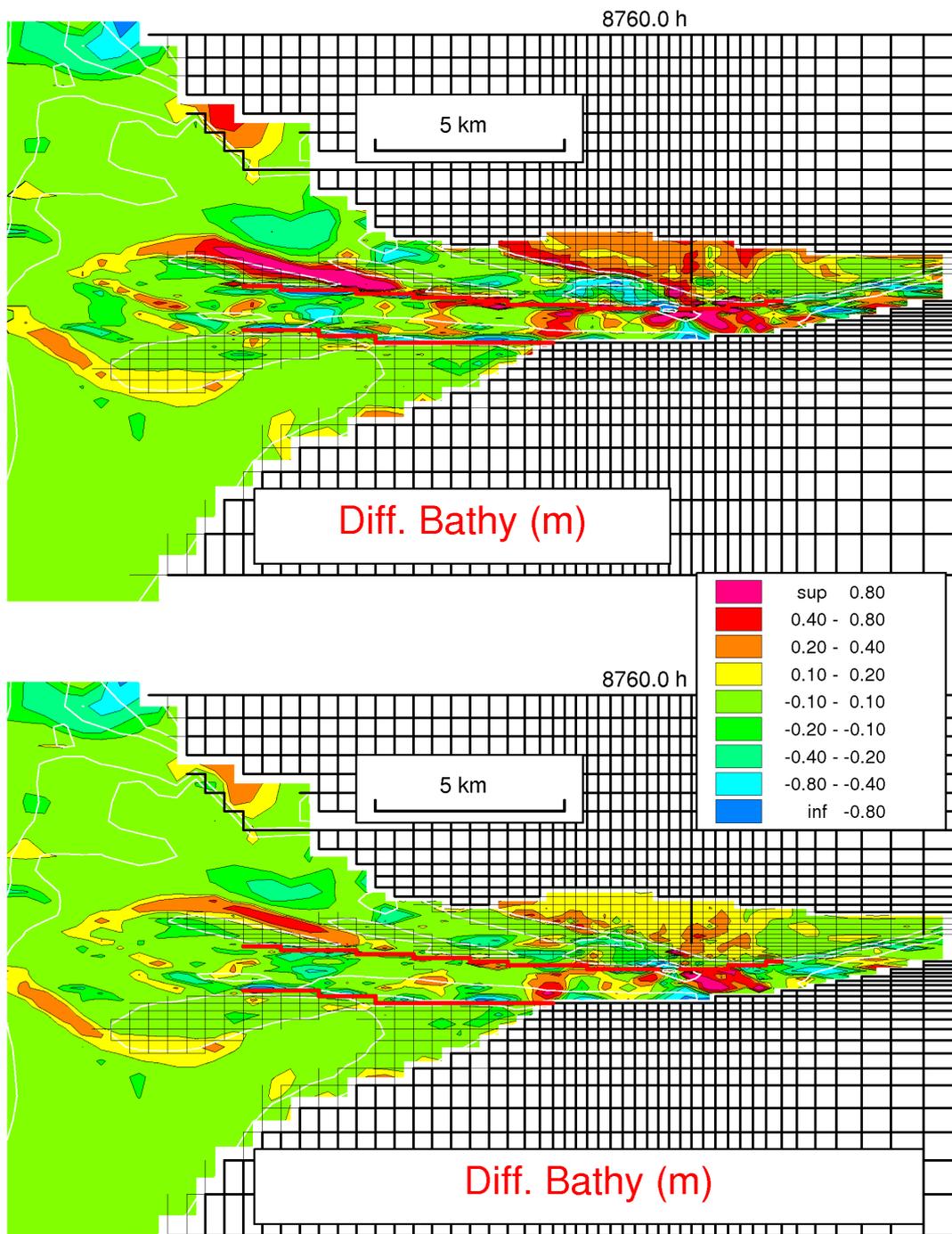


Figure 3.4.4 évolution morphodynamique pour un forçage 2002 sans vagues, avec sédiment initialisé selon les figures 3.4.1 et 3.4.2

- a) première année
- b) deuxième année

3.5 Effets morphodynamiques associés aux évolutions bathymétriques

Sur la figure 3.5.1 sont représentées les évolutions morphologiques sur les « troisième » et « quatrième » années 2002 simulées pour une initialisation du fond sédimentaire en sable (il s'agit donc des suites de calcul des évolutions des « première » et « deuxième » année 2002, fig. 3.1.4). Les évolutions correspondantes des bilans pour ces troisièmes et quatrième années sont en fig. 3.5.4. La figure 3.5.2 représente les évolutions morphodynamiques cumulées pour les quatre années 2002 (avec initialisation du fond sédimentaire en sable) successives.

Les effets morphodynamiques dans le chenal central, où les évolutions sont majoritairement liés à des transports sableux, sont significatifs. On peut noter une diminution ainsi qu'un déplacement vers l'aval des dépôts qui ont lieu immédiatement en amont du pont de Normandie. Cette diminution des dépôts est associée à une diminution des profondeurs et donc à une augmentation des vitesses (et donc des contraintes de cisaillement sur le fond) du fait de la conservation des flux d'eau ; une telle évolution constitue un véritable processus morphodynamique. Une tendance similaire (diminution et déplacement des dépôts) est simulée au niveau de Honfleur dans le chenal central. Un processus morphodynamique est également effectif dans le chenal de navigation à l'engainement (à l'Ouest de l'extrémité marine des digues submersibles), caractérisé par une diminution des dépôts au cours du temps. La diminution de l'érosion qui a lieu entre les digues submersibles, peu avant l'engainement, traduit aussi un couplage morphodynamique entre les transports de sable et l'écoulement mais la tendance est inverse (les érosions nettes tendent à diminuer car l'accroissement des profondeurs réduit les vitesses et favorise donc les dépôts).

Concernant l'évolution morphologique du banc du Ratier, dont on sait qu'elle résulte de transports sableux, on peut noter que les effets morphodynamiques sont faibles. Les couplages morphodynamiques qui peuvent avoir lieu entre les courants et les évolutions bathymétriques sont différents de ceux qui peuvent avoir lieu dans le chenal central. Les courants dans le chenal central étant largement contraints par les digues (c'est à dire orientés Est-Ouest ou Ouest-Est), une diminution (resp. augmentation) de profondeur est associée à une augmentation (resp. diminution) des vitesses. Tandis qu'au niveau du banc du Ratier, une diminution des fonds n'est pas forcément associée à une augmentation des vitesses en raison du caractère bidimensionnel des champs de courant : une diminution des fonds sur le banc peut renforcer la divergence des courants autour du banc, réduisant ainsi les vitesses en sommet de banc ce qui favorise les dépôts. On peut voir que les quantités déposées au Sud du banc du Ratier peuvent augmenter au cours du temps.

Pour les zones où l'accrétion est majoritairement due à des dépôts vaseux (i.e. la vasière Nord et la zone des bancs d'Amfard), les effets morphodynamiques sont difficilement estimables en raison notamment d'une possible sensibilité des évolutions bathymétriques à l'initialisation sédimentaire. En effet le stock initial de vase facilement érodable, en amont de Tancarville, peut engendrer des dépôts plus importants pour la « première » année 2002 simulée que pour les années 2002 suivantes. Afin d'évaluer d'éventuels effets morphodynamiques une simulation complémentaire a été réalisée. Cette simulation est telle que la bathymétrie initiale est la même que celle du début de la « première » année 2002 (c'est à dire la bathymétrie réelle de 1999) mais les quantités de sable et de vase initiales (en suspension et dans le sédiment) sont le résultat de la « première » année 2002 simulée. C'est à dire que cette simulation complémentaire diffère de celle de la « deuxième » année 2002 de référence simplement par sa bathymétrie initiale. Les tendances au dépôt sur la vasière Nord sont très proches pour la « première » année 2002 (fig. 3.1.4 haut) et la simulation complémentaire (fig. 3.5.3), bien que

légèrement moindres pour cette dernière. Ce qui signifie que les disparités concernant les dépôts sur la vasière Nord entre une « première » (fig. 3.1.4 haut) et une « deuxième » année (fig. 3.1.4 bas) sont liés à des effets morphodynamiques (plutôt qu'à l'initialisation du sédiment). Un effet morphodynamiques possible pour les mailles les plus hautes de la vasière Nord est que les dépôts importants (lors de la « première » année) sont associés à une élévation du fond et donc, entre autres, à une diminution des occurrences de recouvrement, ce qui peut alors minimiser les tendances au dépôt (comme on peut le voir pour la « deuxième » année 2002). La diminution des dépôts en haut de vasière semble être liée à une augmentation des dépôts à mi-estran (fig. 3.1.4 b) ; l'évolution morphodynamique simulée de la vasière Nord est donc associée à une redistribution des dépôts.

Au niveau des bancs d'Amfard, la disparité entre les hauteurs déposées entre une « première » et une « deuxième » année 2002 est plutôt liée à une sensibilité au stock de vase (facilement érodable) initial en amont de Tancarville. En effet, les dépôts (aussi bien en terme de quantité que de localisation) entre la « deuxième » année 2002 et la simulation complémentaire sont très proches (alors que les bathymétries initiales respectives sont différentes) ; ces dépôts sont par contre significativement plus faibles qu'ils ne le sont pour la « première » année 2002 (qui est sensible à l'initialisation sédimentaire).

Des résultats de simulations d'évolution morphologique de l'embouchure de la Seine sur une année, avec ou sans couplage morphodynamique, avaient été comparés (Waeles et al., 2005)¹ et montraient des tendances divergentes et donc la nécessité de tenir compte des réactualisations bathymétriques.

¹ Les évolutions morphologiques annuelles simulées et présentées dans l'article (Waeles et al, 2005) diffèrent, au niveau des bancs d'embouchure, des évolutions présentées dans la présente thèse en raison d'une sous-estimation des dépôts sableux dans la version du modèle morphodynamique SiAM-3D au moment de la rédaction de l'article.

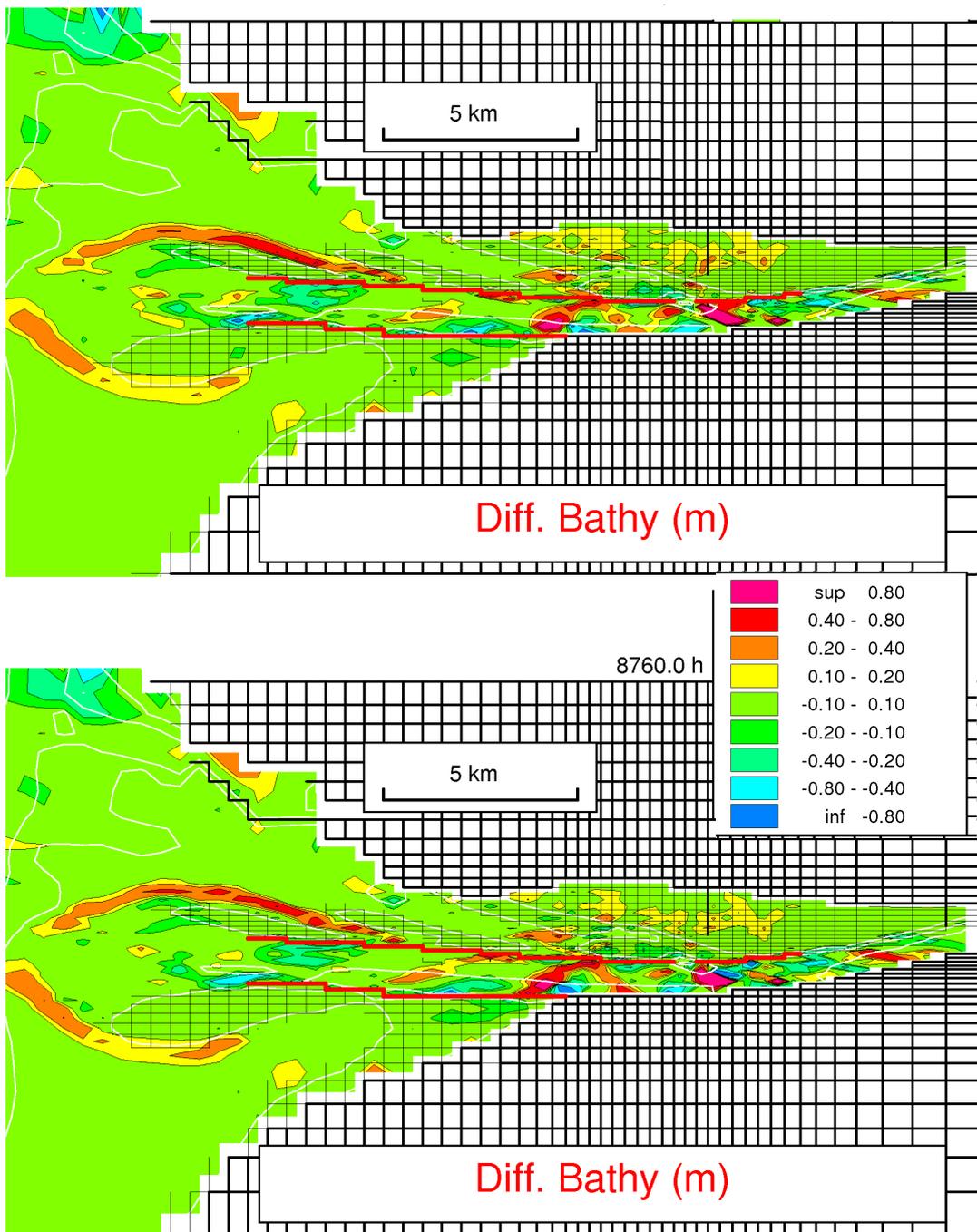


Figure 3.5.1 évolution morphodynamique pour un forçage 2002 :
a) troisième année
b) quatrième année

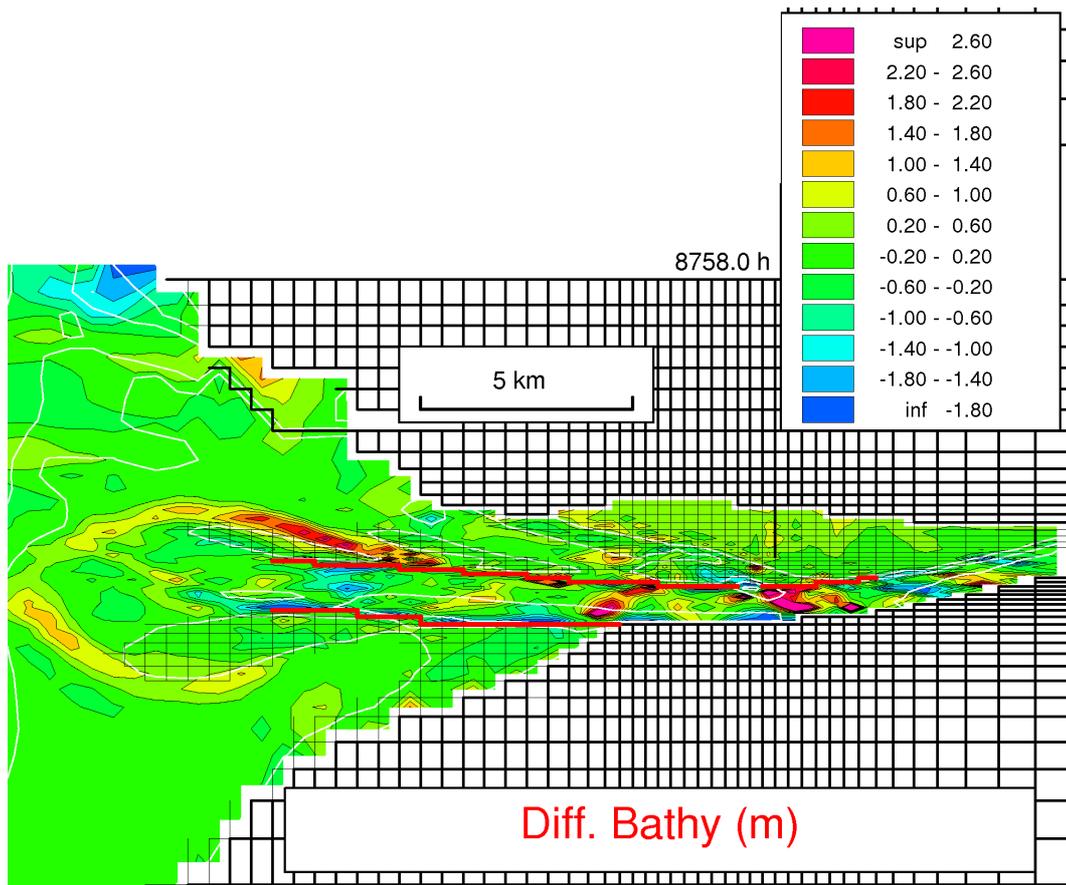


Figure 3.5.2 Evolution morphodynamique cumulée pour quatre années successives (forçage 2002)

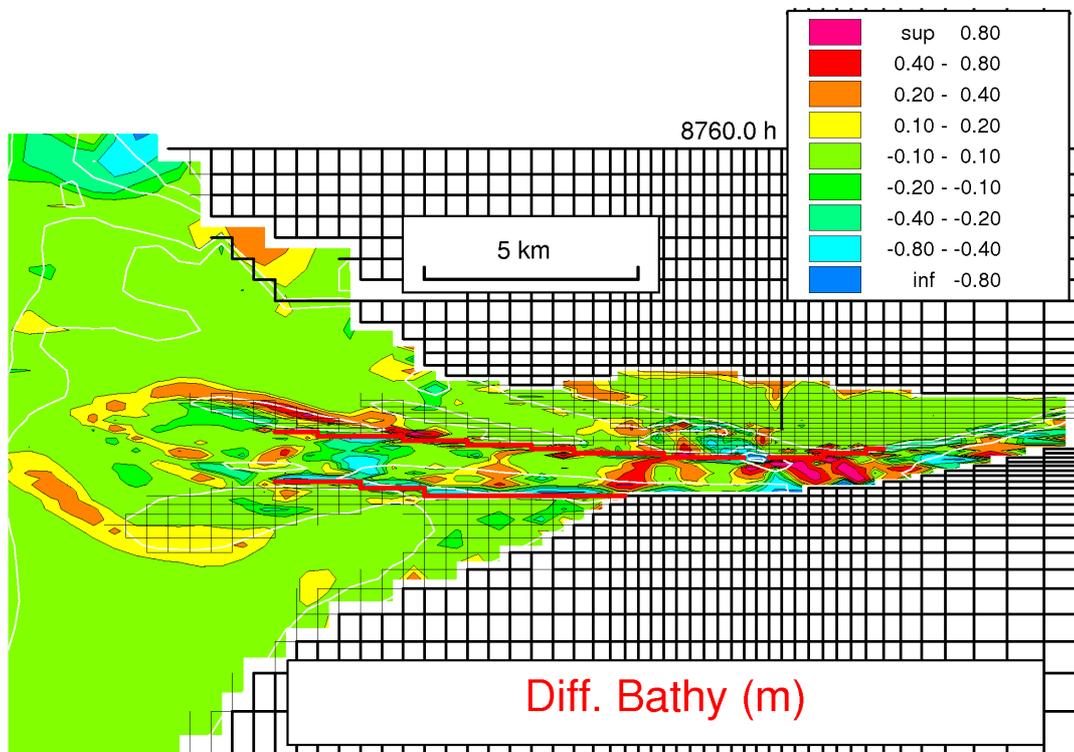


Figure 3.5.3 Evolution morphodynamique « complémentaire » pour un forçage 2002. Il s'agit d'une suite de calcul de la « première » année 2002 de référence (fig. 3.1.1 ou 3.1.4 a) du point de vue des concentrations de vase et de sable dans l'eau et dans le sédiment. Par contre, la bathymétrie initiale est la bathymétrie de référence (i.e. bathymétrie réelle de 1999).

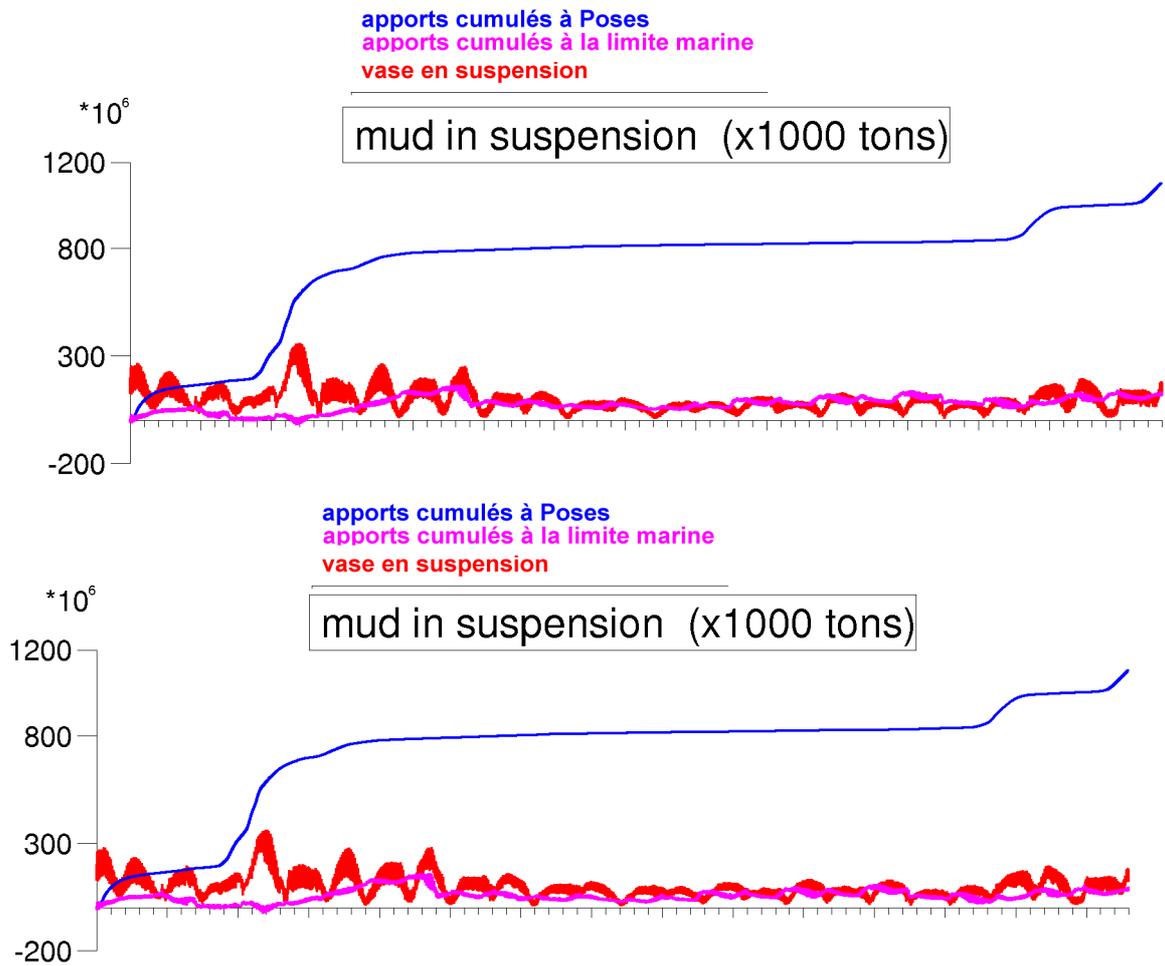


Figure 3.5.4 Evolutions pendant les troisième (haut) et quatrième (bas) années 2002 simulées du stock de vase en suspension , ainsi que des apports à Poses et à la limite marine.

3.6 Evaluation de l'effet des digues submersibles sur les évolutions morphologiques à l'embouchure

Pour évaluer le rôle des digues submersibles dans l'évolution actuelle des fonds à l'embouchure de la Seine, un cas test a été simulé pour lequel les digues submersibles ont été ignorées dans la configuration de l'estuaire, le fond sédimentaire étant initialisé tel que représenté sur les fig. 3.4.1 et 3.4.2 (*i.e.* avec fonds partiellement vaseux). L'évolution simulée sans digues submersibles (fig. 3.6.1) montre que l'évolution morphologique est largement modifiée. Les dynamiques des transports sableux et vaseux liées aux courants de flot et de jusant sont contraintes par la présence des digues submersibles, de telle sorte que la rotation et la progradation des bancs d'embouchure n'est plus effective en l'absence de digues. Notamment, les faibles dépôts de vase sur le flanc Nord du banc d'Amfard Ouest sont à mettre en relation avec une modification de la dynamique du bouchon vaseux en l'absence des digues submersibles. En fig. 3.6.2 et 3.6.3 sont représentées respectivement les turbidités (au fond et en surface) en période de crue dans une configuration avec digues et sans digues. L'étalement du bouchon vaseux vers l'aval est moindre en l'absence de digues. Les quantités de matériel fin susceptible de se déposer au niveau des bancs d'Amfard ne sont alors pas suffisantes pour que la tendance résiduelle soit un dépôt net de vase. On peut également noter qu'il n'y a plus d'érosion dans le chenal Nord au droit du port du Havre, la digue submersible Nord ayant notamment pour effet d'accentuer les courants de flot dans la fosse Nord lorsque la surface libre est située sous le niveau correspondant au sommet de la digue submersible.

Les digues submersibles ont un impact sur les tendances au dépôt (où à l'érosion) dans le chenal central. Globalement, les évolutions simulées montrent que l'effet des digues submersibles est de réduire les dépôts dans le chenal central. Cet effet, entre autres, était escompté lors de la mise en place des digues submersibles, afin de minimiser les activités de dragage et donc les coûts qu'elles engendrent (*e. g.* Sogreah, 2003).

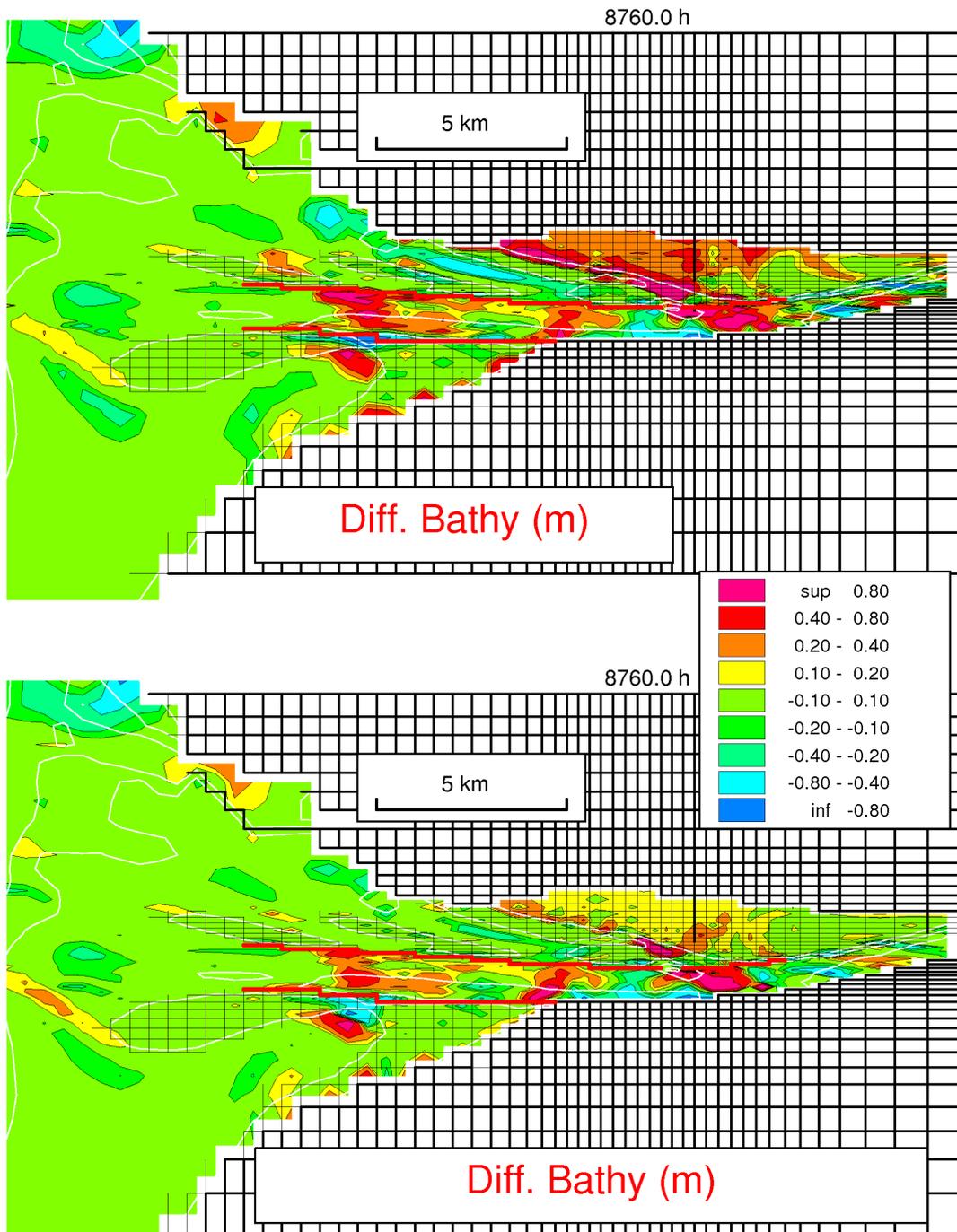


Figure 3.6.1 Evolution morphodynamique pour un forçage 2002, configuration sans digues submersibles
 a) première année
 b) deuxième année

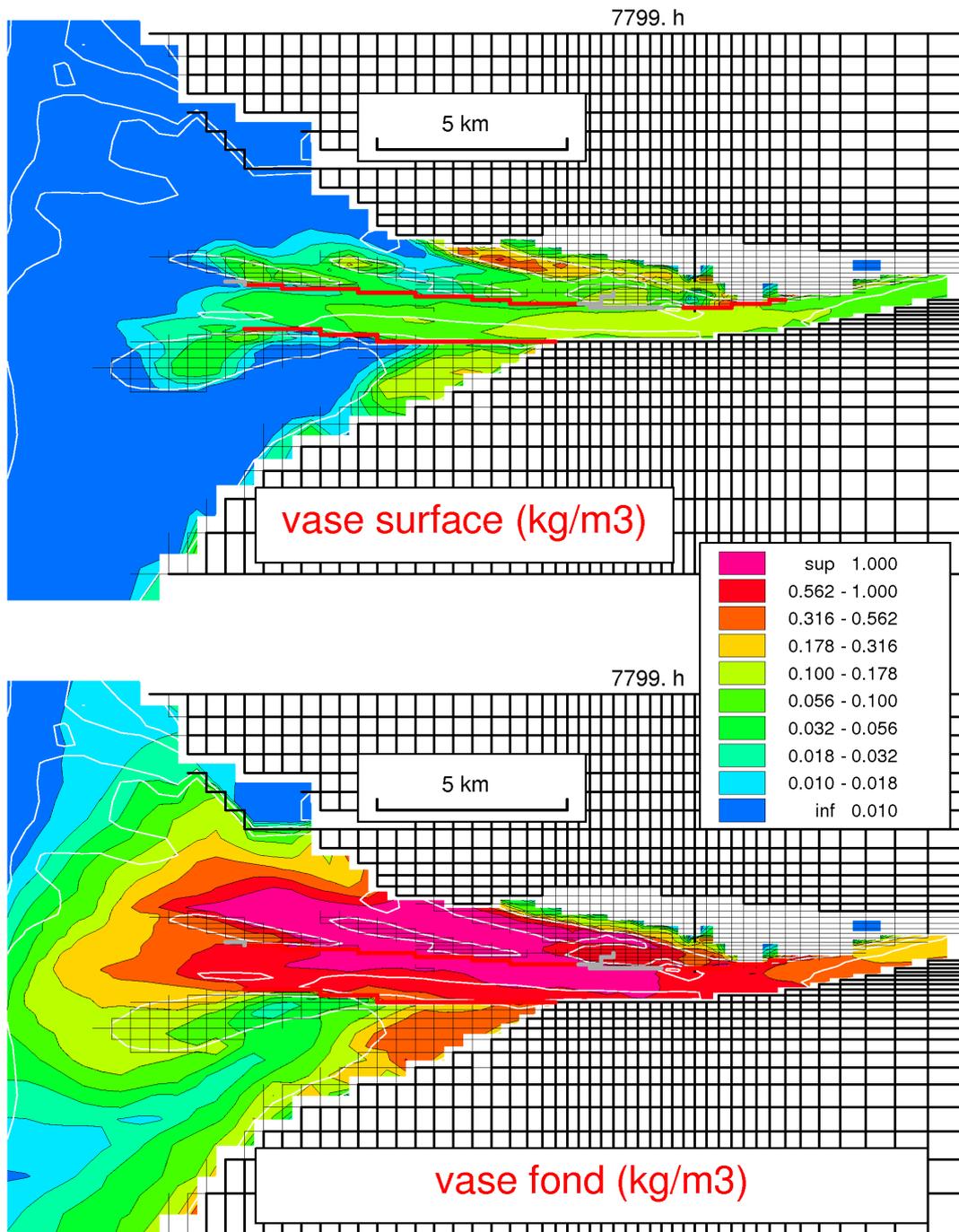


Figure 3.6.2 Configuration avec digues submersibles : concentrations moyenne (sur une période de marée) de vase en suspension en surface et au fond pour des conditions de vive eau (~ coef. 100) , en crue (jour 325 de l'année 2002)

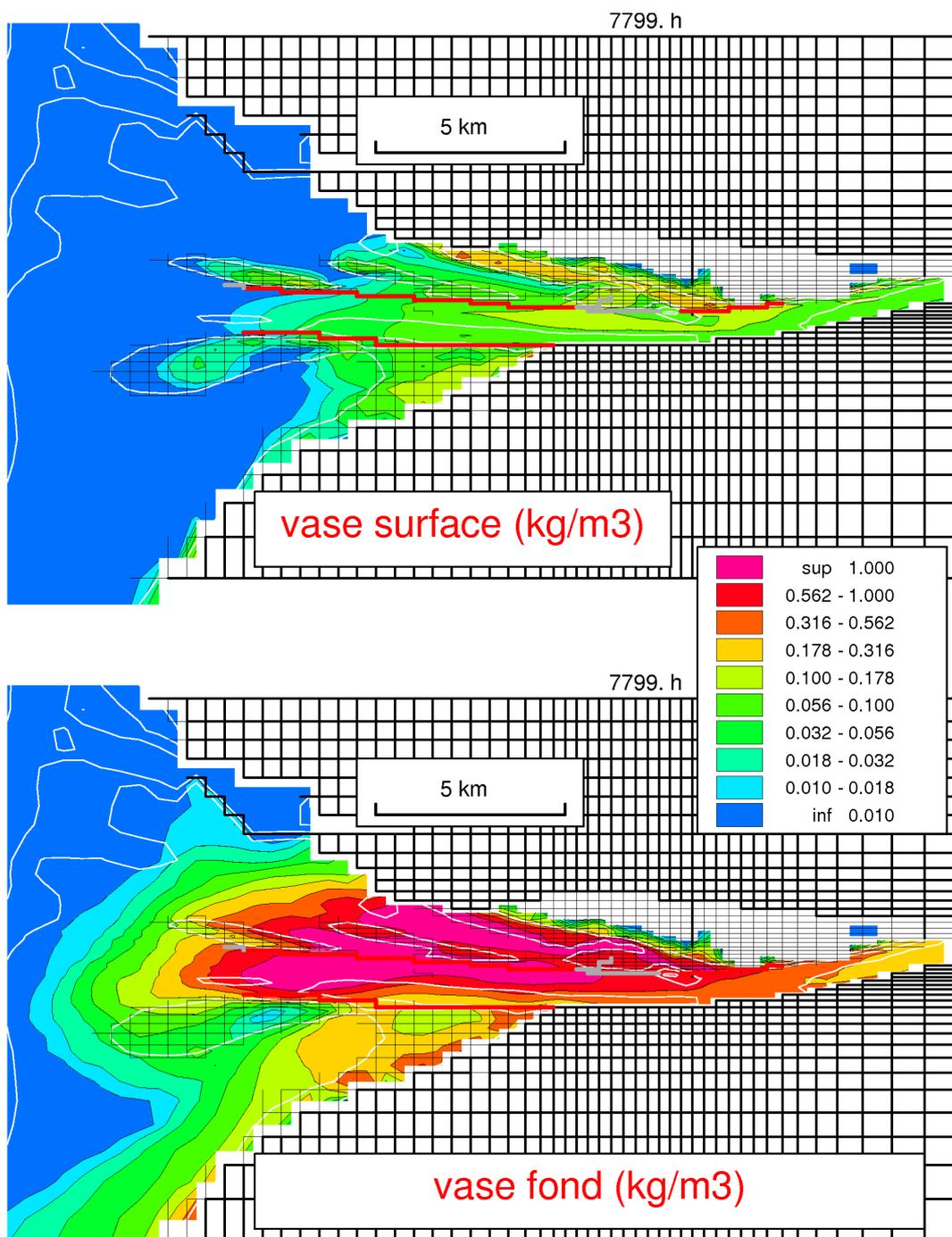


Figure 3.6.3 Configuration sans digues submersibles : concentrations moyenne (sur une période de marée) de vase en suspension en surface et au fond pour des conditions de vive eau (~ coef. 100) , en crue (jour 325 de l'année 2002)

3.7 Effet de l'élévation du niveau marin sur les évolutions morphologiques à l'embouchure

L'effet d'une élévation du niveau marin sur les évolutions morphologiques de l'embouchure a fait l'objet d'une première évaluation à l'aide du modèle morphodynamique *SiAM-3D*. L'élévation est prise en compte de manière très schématique : on suppose une brusque surélévation de 60 *cm* du niveau d'eau sur la configuration actuelle. C'est à dire qu'il n'a pas été tenu compte du temps nécessaire pour atteindre une telle surélévation (ce temps étant très long si on considère les estimations de l'élévation actuelle du niveau marin qui varient entre 1 *mm* et 5 *mm* par an). Quoi qu'il en soit un tel exercice de modélisation peut renseigner sur l'évolution de la dynamique du transport des sédiments en Seine associée à une surélévation du niveau marin. La surélévation est superposée aux variations de la surface libre qui sont imposées en limite marine du modèle. L'initialisation sédimentaire pour ce test est celle précisée en fig. 3.4.1 et 3.4.2.

L'effet le plus notable de la surélévation du marin concerne les dépôts sur la vase Nord (fig. 3.7.1) qui augmentent considérablement pour les deux années 2002 simulées. Cette tendance peut être expliquée par un déplacement du bouchon vaseux vers l'amont. En fig. 3.7.2 sont représentées les concentrations moyennes (sur une période de marée) de particules fines en suspension en surface et au fond en période de crue (pour la même marée que les tracés de la fig. 3.6.2 et 3.6.3). C'est surtout le tracé des concentrations en surface qui montre le déplacement du bouchon vaseux vers l'amont (d'environ 2 *km*), les concentrations près du fond étant en partie liées à des resuspensions locales. De plus, les apports de particules de vase en suspension à la vase Nord sont plutôt corrélés aux concentrations de surface du bouchon vaseux, les concentrations de fond étant à des cotes inférieures à celle de la vase Nord. Les évolutions simulées montrent également, notamment pour la première année, qu'une surélévation du niveau marin implique une augmentation significative des dépôts vaseux surtout en haut d'estran sur la vase Nord. Une surélévation du niveau marin a pour effet direct une augmentation des occurrences de recouvrement de la partie haute de l'estran, qui n'est alors plus recouverte uniquement lors des plus grandes vives-eaux. Les tendances au dépôt (en haut d'estran) sans surélévation étant par ailleurs effectives, on peut penser qu'une augmentation des occurrences de recouvrement aura pour effet de renforcer ces tendances.

On peut noter également qu'à une surélévation du niveau marin est associée une réduction des érosions nettes, d'une part dans le chenal Nord et d'autre part au Sud du banc du Ratier. Une réduction de l'effet des vagues, due à l'augmentation des profondeurs, est à mettre en cause dans les deux cas. Dans le chenal Nord en particulier, la réduction des érosions est due à une modification des courants de marée, comparable à celle engendrée par un retrait des digues (fig. 3.6.1). En effet, la suppression des digues ou une surélévation du niveau marin vont dans le sens d'une réduction de l'effet de chenalisation des courants dans la fosse Nord.

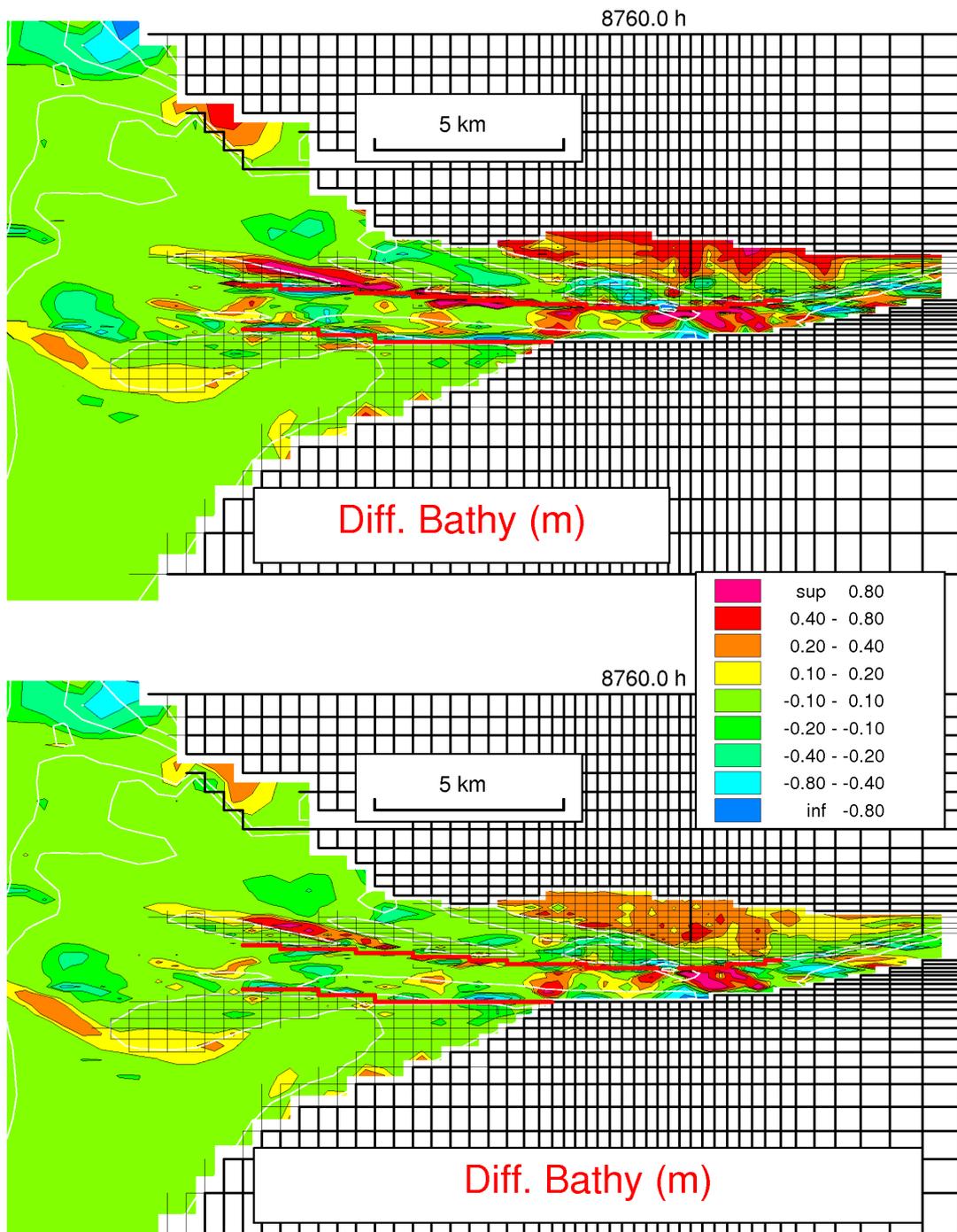


Figure 3.7.1 Evolution morphodynamique pour un forçage 2002, avec surélévation du niveau marin de 60 cm

- a) première année
- b) deuxième année

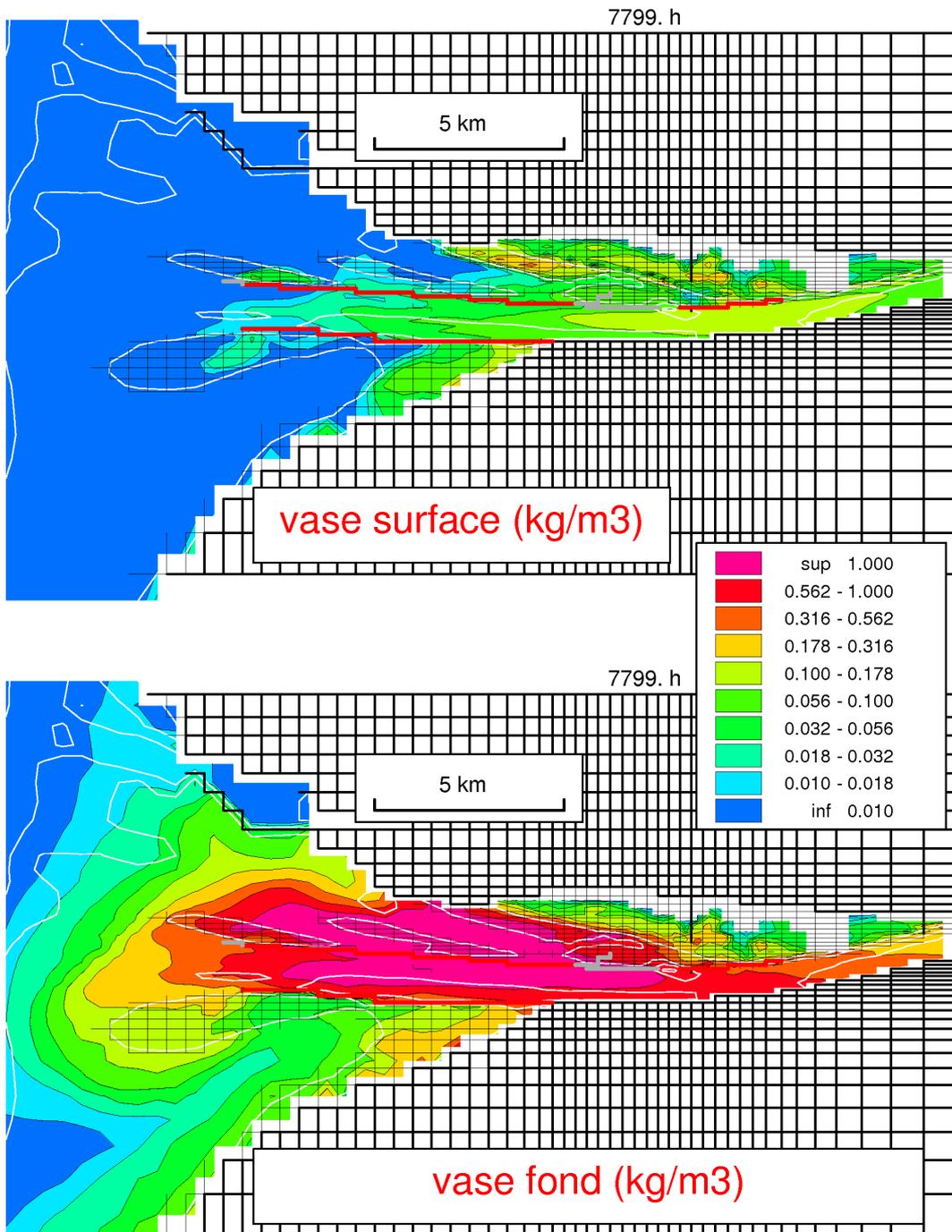


Figure 3.7.2 Configuration avec surélévation du niveau marin de 60 cm : concentrations moyennes (sur une période de marée) de vase en suspension en surface et au fond pour des conditions de vive eau (~ coef. 100) , en crue (jour 325 de l'année 2002).

3.8 Comparaisons de évolutions bathymétriques simulées ou mesurées

Le choix du différentiel bathymétrique mesuré qui peut être comparé aux évolutions simulées doit respecter certaines contraintes. D'une part, la période mesurée ne doit pas inclure les travaux de Port 2000 qui influent sur le forçage hydrodynamique et donc sur les évolutions bathymétriques, et la condition initiale doit être proche de celle du modèle (*i.e.* bathymétrie 1999). La période doit également être suffisamment longue pour s'affranchir du biais engendré par l'étalement des levés bathymétriques ; en effet le temps nécessaire pour un levé bathymétrique complet de l'estuaire est de l'ordre de quelques mois. Le différentiel bathymétrique 1995-2000 (fig. 3.8.1, d'après Delsinne, 2005) répond à ces deux critères. C'est le cas également du différentiel bathymétrique 1990-1999 représenté en moyenne annuelle sur la fig. 3.8.2 (Sogreah, 2000). La différence la plus notable entre ces deux différentiels bathymétriques mesurés concerne les dépôts qui ont lieu au Sud-Ouest du banc du Ratier. Pour le différentiel 1990-1999, la zone de dépôts au Sud Ouest du banc du ratier se prolonge vers le Nord-Ouest avant de rejoindre (vers le Nord) les zones de dépôts de l'engainement et du kannik. Pour le différentiel bathymétrique 1995-2000, la zone des dépôts au Sud-Ouest du banc du Ratier se prolonge plutôt dans une direction Ouest Sud-Ouest.

Les tendances morphodynamiques principales mesurées semblent être qualitativement reproduites par le modèle, en particulier pour ce qui concerne les évolutions des bancs à l'embouchure. Les ordres de grandeur des hauteurs de sédiment déposées sont comparables, que ce soit en moyenne annuelle (*e.g.* au Sud du banc du Ratier, les dépôts mesurés (fig. 3.8.2) sont de l'ordre de 5 à 10 cm tandis que les dépôts simulés sont compris entre 10 et 20 cm (fig. 3.1.4) ou sur plusieurs années cumulées (*e.g.* au Sud du banc du Ratier, les dépôts mesurés sur 5 ans (fig. 3.8.1) sont globalement compris entre 20 60 cm, ce qui est également le cas que les dépôts simulés (fig. 3.5.2, sur 4 ans).

Pour le chenal Nord, les mesures montrent une nette tendance à l'érosion du côté Nord. Cette tendance est simulée par le modèle lorsque le fond sédimentaire du chenal Nord est initialisé avec une vase consolidée. Les mesures montrent également une tendance à l'érosion dans le chenal Sud, tendance qui n'est pas reproduite par le modèle même dans le cas d'un fond initialisé en vase, qui serait initialisée trop rigide. Quoi qu'il en soit la capacité du modèle à reproduire les évolutions observées dans les chenaux Sud et Nord est délicate à évaluer en raison de la sensibilité des évolutions à l'initialisation du fond sédimentaire.

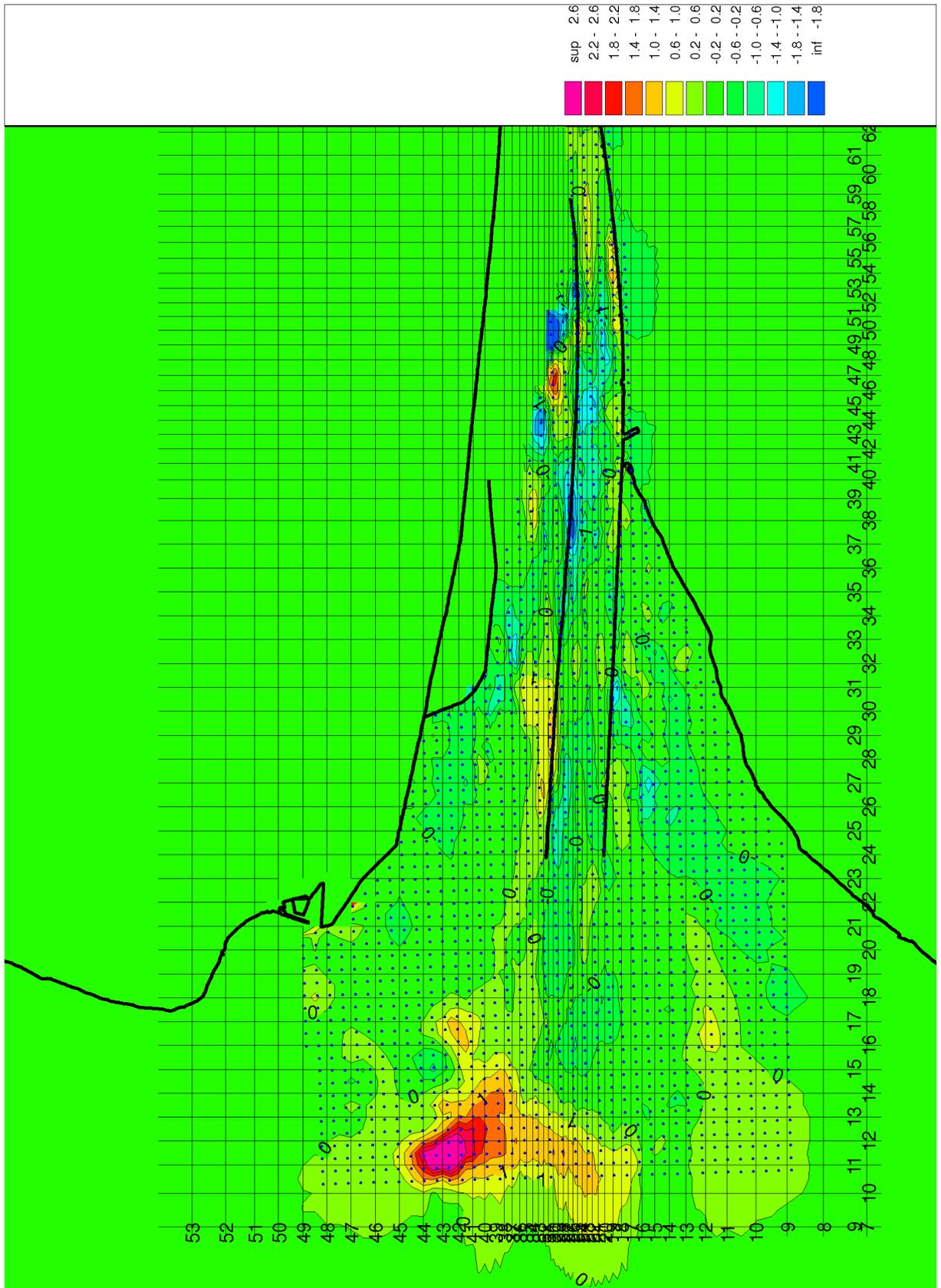


Figure 3.8.1 Différentiel bathymétrique mesuré (en *m*) 1995-2000 (d'après Delsinne, 2005). Les points bleus correspondent à la localisation des données qui sont interpolées pour le tracé.

ESTUAIRE DE LA SEINE : EVOLUTION MOYENNE ANNUELLE

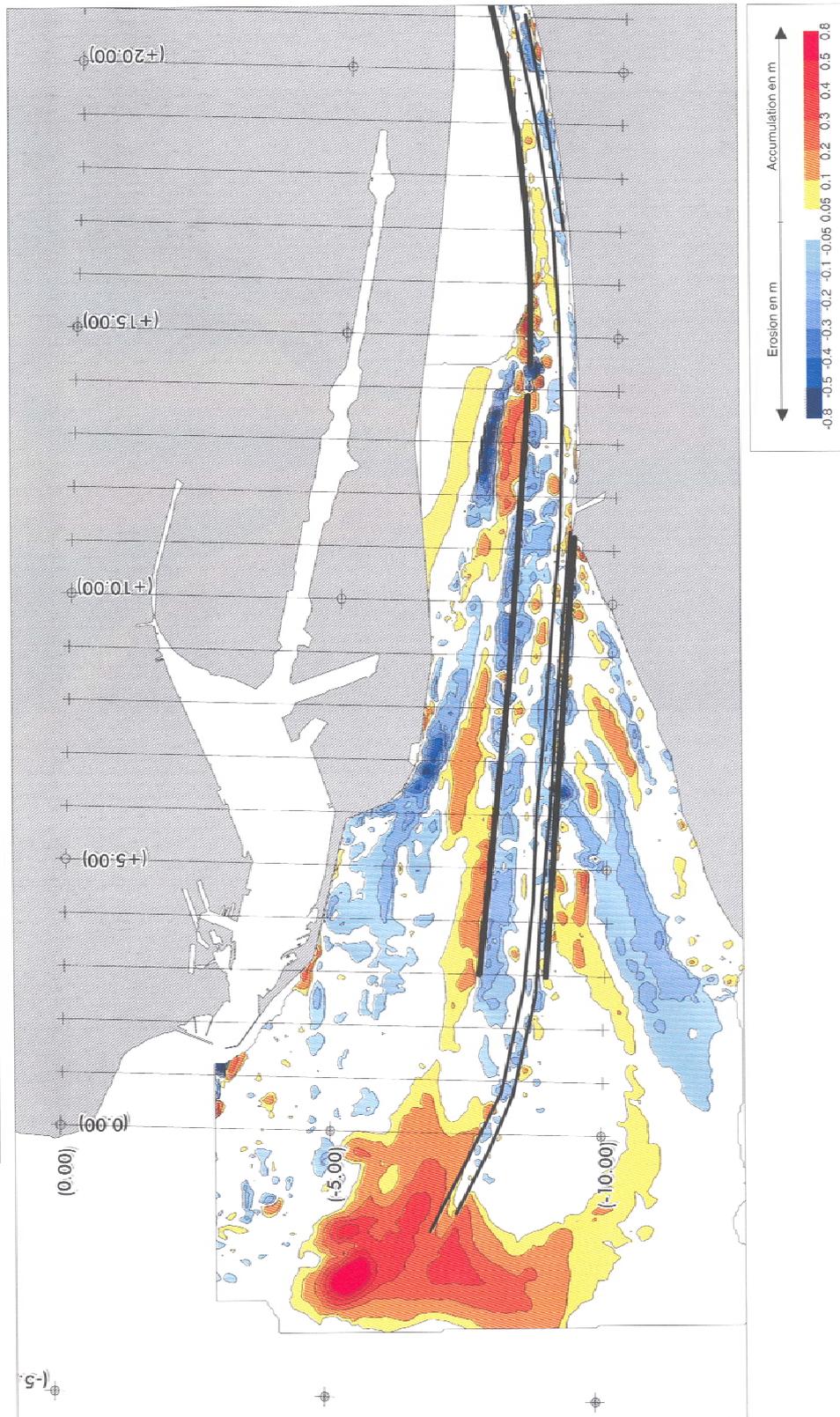


Figure 3.8.2 Evolution moyenne annuelle des fonds (1990-1999) mesurée, d'après Sogreah (2000 b).

Le cas du chenal central est particulier puisqu'il est soumis à des dragages réguliers pour maintenir une hauteur d'eau suffisante pour l'accès au Port de Rouen. Les zones pour lesquelles le différentiel bathymétrique est négatif ne renseignent pas sur les tendances naturelles, puisque l'érosion peut être naturelle ou due aux activités de dragage. Par contre, les zones où la tendance est à l'accrétion sont effectivement des zones de dépôt sédimentaire naturel, quelles que soient l'intensité des activités de dragage. En particulier les mesures montrent des dépôts importants en amont du pont de Normandie (De surcroît, des dragages importants sont effectués de part et d'autre du pont de Normandie (fig. 1.2.8)). Le modèle simule bien des dépôts en ce lieu. Concernant la nature des dépôts, le modèle reproduit le fait que les sédiments déposés sont majoritairement sableux (la proportion de sable dans les matériaux dragués dans le chenal de navigation est d'environ 70 % (Sergent et Zhang, 2001)) : la similitude des dépôts à cet endroit pour les simulations avec ou sans sédiments vaseux apportés (fig. 3.1.4 et 3.2) montre que les dépôts simulés sont sableux. On peut également noter des tendances au dépôt dans le chenal de navigation au niveau de l'engainement qui sont reproduites par le modèle (autre secteur effectivement dragué).

Des mesures altimétriques en continu ont été réalisées sur la vasière Nord (fig. 3.8.6, Lafite et al., 2005). Ces mesures permettent d'évaluer la capacité du modèle à reproduire la variabilité des périodes d'accrétion et de dépôt en fonction des conditions de marée, de débit et de vagues. Les dépôts nets les plus importants sont mesurés pour des conditions de marée de vive-eau et sont corrélés à des fortes concentrations de particules fines en suspension mesurées à Honfleur (Lafite et al., 2005). La figure 3.8.4 montre les variations altimétriques pour plusieurs mailles du modèle qui correspondent à la localisation du point de mesure (ces mailles sont positionnées dans l'encadré bleu fig. 3.8.3, la maille (44,35) étant la plus au Sud); il s'agit de résultats simulés avec une initialisation du sédiment en sable et en vase (cf. fig. 3.4.3). Le modèle montre une certaine disparité des évolutions selon la position des mailles sur la vasière. Alors que pour les mailles (44,36), (44,38) et (44,39) des dépôts nets importants sont bien simulés en période de vive eau, le bilan des dépôts est le plus souvent négatif sur un cycle de VE pour les mailles (44,35) et (44,37). Concernant les épaisseurs de sédiment déposées pendant un cycle de vive-eau, pour les mailles où c'est effectivement le cas, les ordres de grandeur calculés par le modèle (de quelques *cm* à une dizaine de *cm*) sont tout à fait comparables à ceux fournis par la mesure ; ceci permet une certaine validation du paramétrage sédimentaire du modèle. Quoi qu'il en soit, des mesures en plusieurs points d'une même radiale Sud-Nord de la vasière seraient souhaitables pour déterminer si les réponses des évolutions altimétriques aux forçages de marée et météorologiques sont réellement différentes d'un point à un autre, comme le simule le modèle.

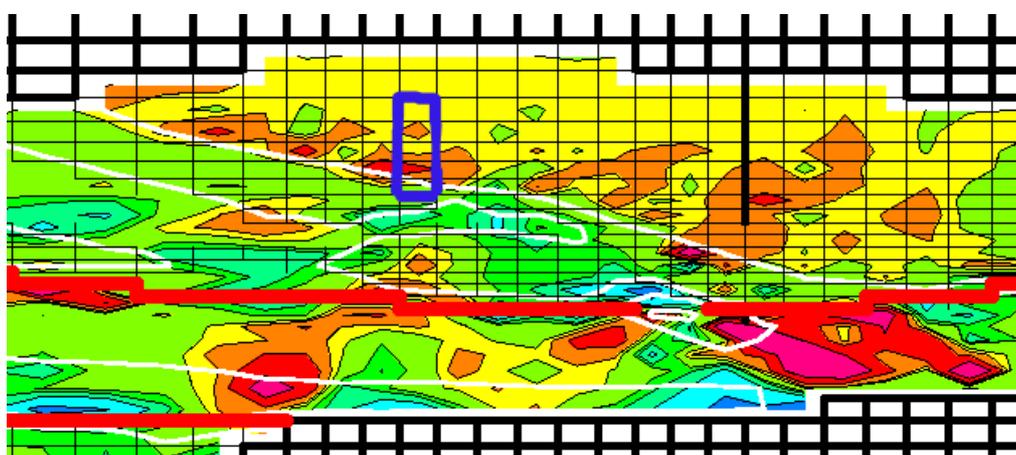


Figure 3.8.3 Détail de la figure 3.4.3 b qui montre le positionnement des mailles (44,35), (44,36), (44, 37), (44,38) et (44, 39) matérialisé par le rectangle bleu, (44,35) étant la maille la plus au Sud

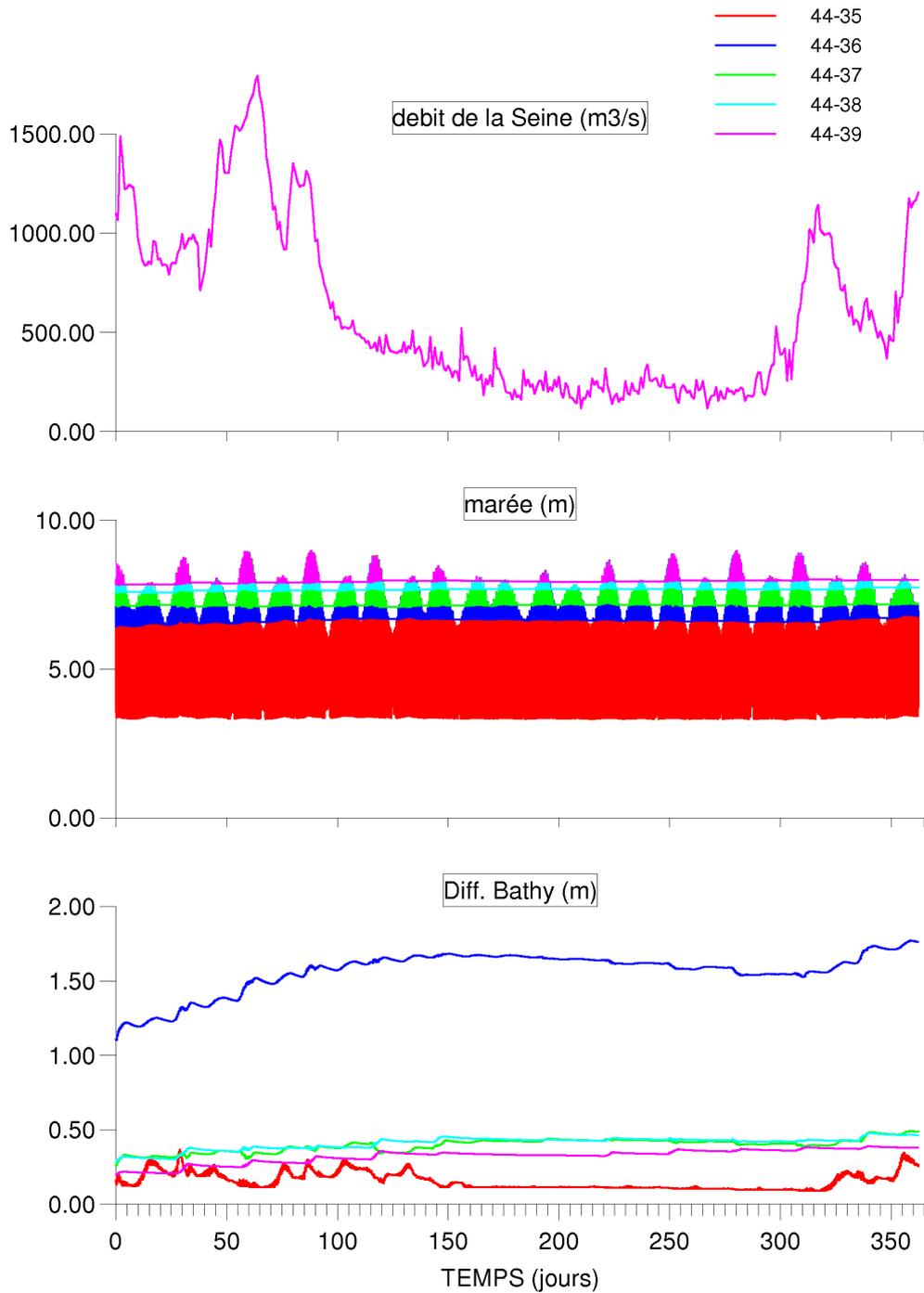


Figure 3.8.4 débit de la Seine, hauteurs d'eau simulées et variations altimétriques simulées sur la vasière Nord pour l'année 2002 (voir fig. 3.8.3 pour le positionnement des mailles considérées).

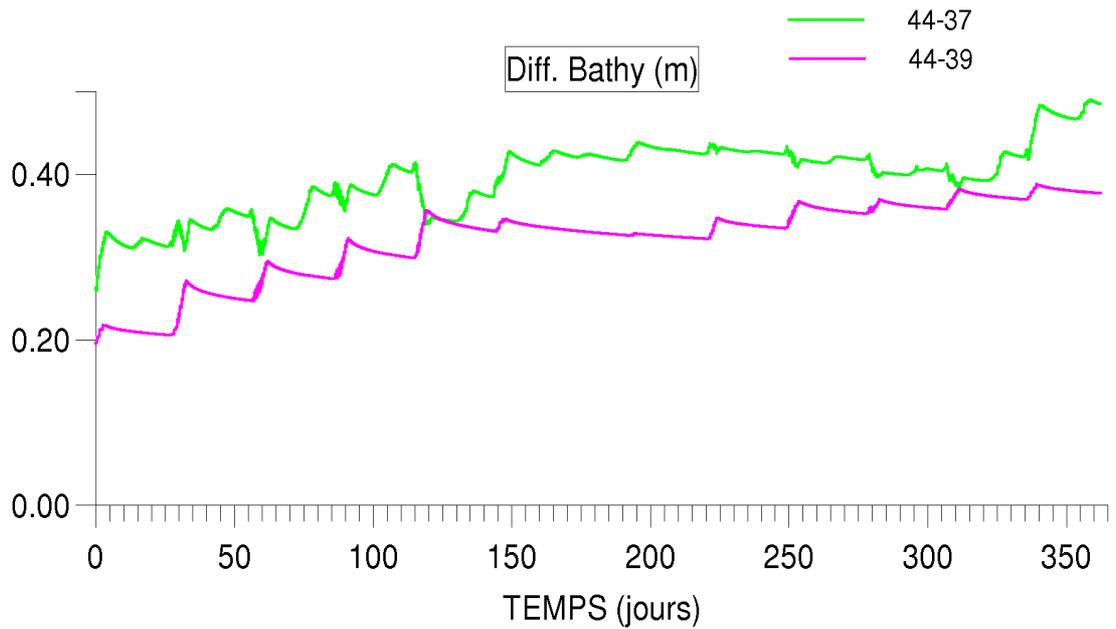


Figure 3.8.5 Détail des variations altimétriques simulées sur la vase Nord pour l'année 2002 pour les mailles (44,37) et (44, 39) (voir fig. 3.8.3 pour le positionnement des mailles considérées).

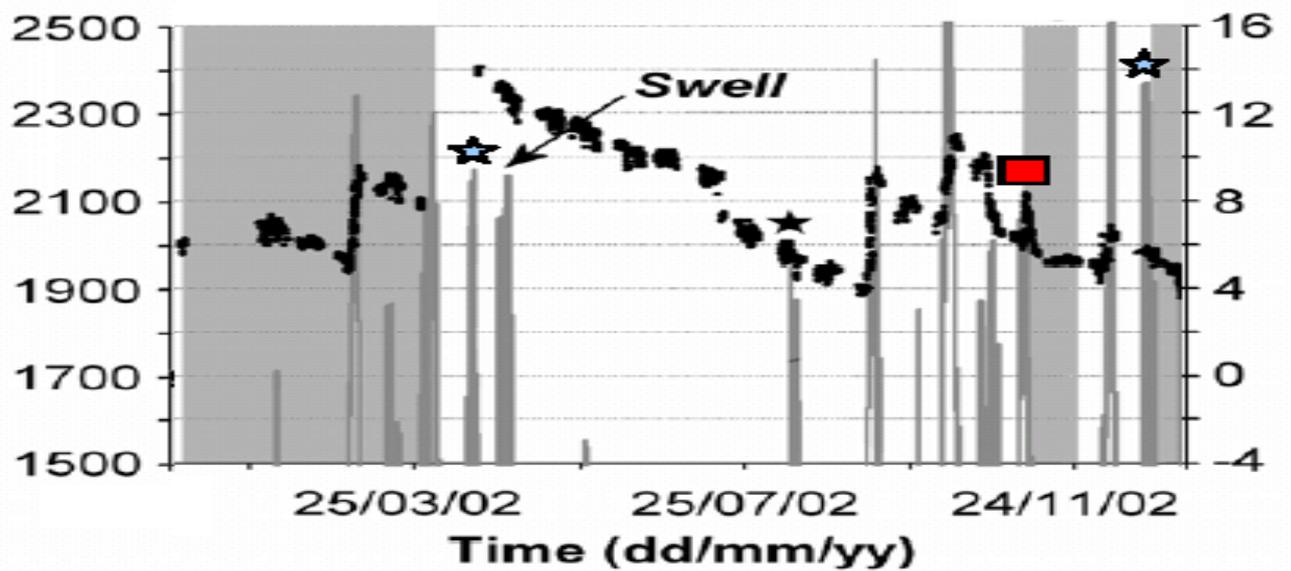


Figure 3.8.6 Comparaison de la topographie de la vase (en noir, échelle en m par rapport à un niveau de référence arbitraire) et de la turbidité à Honfleur (MAREL) (en gris, échelle en NTU). D'après Lafite et al. (2005)

3.9 Confrontation des évolutions simulées par le modèle numérique / physique

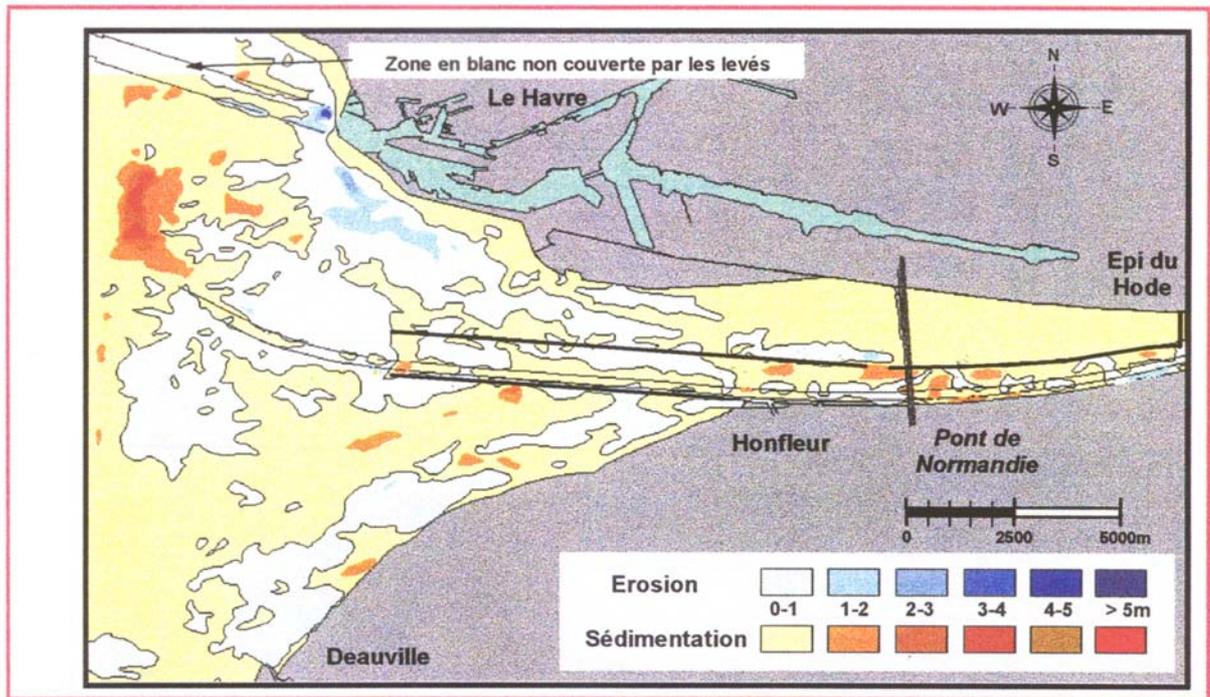
Les tendances principales simulées par le modèle physique (fig. 3.9) entre les digues submersibles et à l'engainement sont tout à fait comparables aux évolutions simulées par le modèle numérique SiAM-3D. D'une part, le modèle physique reproduit des dépôts importants en amont immédiat du pont de Normandie. Des dépôts sont également simulés dans le chenal de navigation à l'engainement. Des érosions comparables se produisent entre les extrémités Ouest des digues submersibles. Plus en amont, contre la digue submersible Nord, le modèle physique simule une érosion nette qui s'étend quasiment jusqu'à Honfleur ; cette érosion n'est pas simulée par le modèle numérique.

Pour la partie Sud de l'estuaire, les accrétions simulées par le modèle physique concernent une zone étendue qui comprend notamment la partie Ouest de la fosse Sud. Les accrétions calculées par le modèle numériques sont moins étendues et sont localisées sur les flancs Sud et Ouest du chenal de navigation et ne concernent donc pas la fosse Sud (cela quelle que soit l'initialisation du fond sédimentaire de la partie Sud de l'estuaire).

Au Nord de la digue submersible Nord, le modèle physique reproduit des dépôts au niveau des bancs d'Amfard et des érosions dans la fosse Nord. Ce deuxième point est simulé par le modèle numérique, mais uniquement dans le cas où le fond sédimentaire est initialisé en vase.

Concernant la vasière Nord, le modèle physique ne permet pas de reproduire explicitement des variations bathymétriques, sachant que le comportement des matériaux mobiles utilisés (Sciure de bois ou Rafle de maïs, cf. § 1.2 de la première partie) s'apparente plutôt à celui du sable. Entre autres, la dynamique du bouchon vaseux qui caractérise le transport de sédiment fin ne peut être reproduit ; les mesures montrent que les dépôts sur la vasière Nord sont corrélés à cette dynamique de maximum de turbidité (*e. g.* Lafite et al., 2005).

Des tests plus systématiques doivent être réalisés pour juger des performances respectives des deux approches et des complémentarités éventuelles. Notamment, des simulations numériques incluant les aménagements de Port 2000 doivent être effectués et les résultats comparés à ceux du modèle physique, qui a déjà été exploité dans une configuration « Port 2000 ». Une telle comparaison sera à priori plus pertinente en raison des évolutions morphodynamiques marquées en réponse aux aménagements.



Evolution des fonds entre 2000 et 2005

SOGREAH
INGENIERIE

Figure 3.9 Evolution sur 5 ans simulée par modèle physique (Sogreah, 2003) sans les aménagements liés au projet *Port 2000*.

Conclusions et travaux futurs

Développement d'un modèle morphodynamique sable/vase

Cette étude décrit dans sa première partie le développement d'un modèle morphodynamique dit de processus capable de simuler les transports de matériaux fins de type cohésifs et non-cohésifs qui participent chacun aux évolutions morphologiques de l'embouchure de l'estuaire de la Seine. Les interactions entre les deux types de sédiment, en particulier pour ce qui concerne les processus d'érosion, sont considérées. La stratégie a consisté dans un premier temps à valider un modèle de transport de sable fin en suspension via des flux de dépôt et d'érosion en respectant les contraintes suivantes : le formalisme du modèle de transport de sable doit être compatible avec celui du modèle de transport de vase déjà validé pour l'estuaire de la Seine (Le Hir et al., 2001) ; la discrétisation du transport de sable doit permettre de simuler des évolutions morphodynamiques sur plusieurs années avec des temps de calculs suffisamment courts pour permettre entre autres d'évaluer la sensibilité des évolutions simulées aux différents paramètres hydrodynamiques et surtout sédimentaires.

Pour chaque type de sédiment, sableux ou vaseux, la capacité morphodynamique du modèle a ensuite été évaluée dans des configurations schématiques mais réalistes. La modélisation de l'évolution morphodynamique d'un estran vaseux dans une configuration unidimensionnelle cross-shore a été réalisée et a permis de valider la capacité morphodynamique du modèle dans le cas d'un transport de sédiment cohésif ; en particulier le modèle est capable de reproduire, en partant d'une configuration initiale arbitraire, le profil à l'équilibre d'un estran soumis à l'action de la marée et de la houle. D'un autre côté, l'évolution d'une dune de sable soumise à l'action d'un courant permanent a été simulée. Les résultats sont satisfaisants aussi bien concernant la vitesse de migration de la structure sableuse que concernant son évolution morphologique au cours du temps. Le modèle s'avère notamment capable de reproduire une asymétrie réaliste de la dune ainsi que des processus morphodynamiques tels que l'amplification ou la saturation.

D'après les expériences réalisées sur des sédiments mixtes sable/vase (*e. g.* Mitchener et Torfs 1996), la présence conjointe des particules de type cohésif et non-cohésif influence significativement sur les flux d'érosion, et donc sur les quantités transportées de chaque type de sédiment. Le modèle morphodynamique SiAM-3D tient compte de ces interactions, en distinguant notamment deux régimes d'érosion suivant la composition du mélange (Van Ledden, 2001) : lorsque le sédiment est plutôt vaseux (resp. sableux) le comportement du sédiment à l'érosion est de type cohésif (resp. non-cohésif), la continuité des flux étant assurée entre les deux régimes. Les couches de vase, au sein du sédiment discrétisé en fines couches, sont susceptibles d'être consolidées en raison notamment de l'épaisseur de sédiment au-dessus. Un modèle spécifique de consolidation, pouvant simuler la consolidation de vases sableuses, a été développé et validé dans le cas d'un sédiment purement vaseux.

Evolutions morphodynamiques simulées de l'embouchure de la Seine

Le modèle morphodynamique SiAM-3D s'avère capable de reproduire, depuis une condition initiale arbitraire qui consiste en un système purement sableux (à l'exception d'un stock de vase facilement érodable initialisé en amont de Tancarville), une distribution réaliste de la couverture superficielle de sédiment ; en particulier la vase Nord est en cours de constitution après quelques jours simulés. La variabilité saisonnière de la couverture superficielle semble également être reproduite correctement par le modèle, l'extension des zones vaseuses étant maximale en période de crue.

Concernant les évolutions morphodynamiques de l'embouchure, les principales tendances sont qualitativement reproduites par le modèle. La progradation des bancs à l'embouchure, associée à une rotation telle que les extrémités Ouest des bancs s'écartent du chenal central, est simulée par le modèle. Les évolutions morphodynamiques simulées montrent une sensibilité relativement faible aux conditions de forçage, malgré une grande variabilité événementielle.

Les contributions respectives des sables et vases vis à vis des évolutions morphodynamiques à l'embouchure ont également été évaluées à l'aide du modèle. Une tendance forte est que l'évolution du banc du Ratier au sud résulte uniquement de la dynamique du transport de sable, tandis que l'évolution du banc d'Amfard au Nord est gouvernée à la fois par des dépôts sableux et vaseux, le banc d'Amfard correspondant à la position du maximum de turbidité à basse mer (par débit élevé).

Cette étude a montré la sensibilité des évolutions morphodynamiques à l'initialisation du fond sédimentaire. Cette sensibilité n'est d'ailleurs pas intuitive puisque des zones initialisées avec une vase surconsolidée sont soumises à une érosion nette plus importante que dans le cas d'une initialisation avec un fond sableux dont le seuil de mise en mouvement est relativement faible. Une telle sensibilité traduit une forte disparité des dynamiques liées aux transports respectifs de sable et de vase et semble a priori physique. Quoi qu'il en soit, une conclusion importante est que l'initialisation sédimentaire dans le cas d'un système sablo-vaseux est à considérer avec la plus grande attention. Il faut noter cependant qu'une initialisation complètement réaliste est difficile à réaliser en raison notamment de la variabilité importante des structures verticales au sein d'un système estuarien macrotidal.

Aux questions posées en préalable de cette étude, et qui sont rappelées ci-après, des éléments de réponse ont pu être fournis :

- concernant la nature des sédiments, l'envasement constaté à l'embouchure va-t-il se poursuivre ?

Les résultats des simulations numériques réalisées pour des forçages assez différents (2001 et 2002) sont en accord avec les observations sur le fait que l'embouchure de la Seine constitue une zone de stockage des sédiments fins. Cependant d'autres tests sont nécessaires pour déterminer si ce stockage est associé à une augmentation résiduelle de la couverture superficielle moyenne (annuelle) en vase.

- dans quelle mesure les aménagements récents à l'embouchure, et en particulier les digues submersibles qui encadrent le chenal de navigation, contraignent-elles l'évolution du système ?

La comparaison des résultats de simulations numériques réalisées dans des configurations avec et sans digues montrent que la progradation des bancs à l'embouchure est significativement influencée par la présence des digues submersibles. D'une part, la position moyenne du maximum de turbidité est déplacée vers l'amont dans le cas sans digues, réduisant les dépôts de vase au niveau du banc d'Amfard. Les évolutions liées aux transports de sable semblent également modifiées par la présence des digues submersibles, sans lesquelles la progradation du banc du Ratier est peu sensible. Des simulations plus longues sont nécessaires pour évaluer l'effet contraignant des digues sur une divagation éventuelle du chenal central et des chenaux Nord et Sud.

- l'externalisation de l'estuaire (c'est à dire la migration vers le large des systèmes barres/chenaux), induisant la formation d'un delta de jusant à l'embouchure, va-t-elle se poursuivre ?

Les résultats du modèle, quels que soient l'initialisation du fond sédimentaire et les apports au système, montrent que la tendance est à une poursuite de l'externalisation du système dans la mesure où les aménagements du projet Port 2000 (Sogreah, 1997) ne sont pas pris en compte.

- comment vont être modifiées les tendances morphologiques actuelles par la mise en place de nouveaux aménagements portuaires ou par des variations du forçage hydrodynamique comme une surélévation du niveau de la mer ?

Une surélévation du niveau de la mer conduirait, selon les évolutions simulées par le modèle, à un déplacement des dépôts du bouchon vers l'amont, contribuant à contrebalancer l'externalisation observée de l'estuaire. Un tel résultat mérite cependant une confirmation puisque la prise en compte de la surélévation reste schématique et que les aménagements de Port 2000 vont modifier la dynamique hydrosédimentaire à l'embouchure.

PERSPECTIVES

Améliorations et applications futures du modèle à l'embouchure de la Seine

Le calcul des vagues à l'embouchure de la Seine doit être amélioré principalement sur deux aspects. Pour que le couplage morphodynamique du modèle soit total, un modèle de vagues doit être couplé « on-line » au modèle courantologique ; une telle procédure peut cependant s'avérer coûteuse en terme de temps de calcul et très pénalisante pour des simulations morphodynamiques à moyen terme (quelques dizaines d'années). Le deuxième aspect concerne l'action spécifique des vagues sur fond vaseux. Les caractéristiques rhéologiques des vases en Seine peuvent être modifiées sous l'action oscillatoire de la houle, conduisant à une liquéfaction (*i.e.* passage à un comportement visqueux) de la vase qui peut alors être érodée en masse par la turbulence près du fond due à la houle et au courant (Silva Jacinto, 2001). L'intégration de ces processus de liquéfaction dans le modèle morphodynamique SiAM est susceptible de modifier notablement la dynamique du transport des sédiments fins. Cette hypothèse est corroborée par la présence de crème de vase (vapie), notamment en période de tempête (Brenon, 1997). Conjointement, la propagation de la houle, qui est amortie sur des fonds de vase fluide, est globalement modifiée au sein de l'estuaire.

Des simulations des évolutions morphologiques sur des échelles de temps plus longues, jusqu'à quelques dizaines d'années, doivent être réalisées. L'objectif est dans un premier temps d'évaluer la capacité du modèle SiAM-3D à reproduire les processus morphodynamiques non-linéaires liés à l'évolution des système barres-chenaux à l'embouchure, de tels processus n'étant pas effectifs sur des échelles de temps courtes de quelques années. Le modèle constituera alors un outil pour améliorer la compréhension de l'influence des travaux d'endiguement et de poldérisation sur l'évolution de la morphologie de l'embouchure de la Seine.

Comme le montre le différentiel bathymétrique mesuré entre 1995 et 2000 (Delsinne, 2005 ; fig. 3.8.2, § II.3.8) les clappages de matériel (essentiellement sableux) dragués dans le chenal de navigation au niveau du Kannik contribuent pour une part significative à l'accrétion (progradation) de l'embouchure. C'est le cas pour la zone du Kannik elle-même et de manière plus indirecte pour le proche banc d'Amfard dont l'évolution semble être influencée par les rejets au Kannik. La prise en compte des rejets de dragage dans le modèle morphodynamique doit être réalisée et doit reproduire une dispersion possible non négligeable des matériaux sur la zone de clappage.

Les travaux importants actuels liés au projet Port 2000 d'augmentation de la capacité d'accueil du port du Havre, caractérisés principalement par la mise en place d'un bassin au sud de l'« ancien » port, vont notablement modifier la dynamique des courants de marée du fait d'une diminution de la section d'embouchure (Sogreah, 1997). Cette modification des courants de marée est associée à une modification des tendances de transport sédimentaire. L'évolution morphodynamique actuelle de l'embouchure est donc significativement contrainte par les aménagements portuaires qui doivent être pris en compte dans le modèle. Une stratégie spécifique doit être appliquée pour modifier progressivement la bathymétrie du modèle pour tenir compte du phasage des travaux.

Vers une prise en compte plus réaliste des processus pour les systèmes côtiers sablo-vaseux

Concernant la stratégie pour la prise en compte des mélanges sables/vase, une amélioration importante consistera à simuler explicitement une sédimentation différentielle des sables et des vases. La discrétisation d'un tel processus est essentielle puisqu'il détermine la nature du matériau à éroder et sa disponibilité pour les zones adjacentes. La physique liée aux processus de sédimentation différentielle sable/vase est mal connue (Torfs et al., 1996) et fait à l'heure actuelle l'objet d'expérimentations en colonne de sédimentation (Dankers, 2005). La schématisation des flux d'érosion des sédiments mixtes sablo-vaseux dans les codes SiAM repose sur certaines hypothèses qui doivent être confrontées à des mesures systématiques. De telles mesures sont en cours de réalisation en laboratoire (Le Hir et al., 2005 ; Jacobs et al., 2005) ou in-situ (Le Hir et al., 2005), et vont permettre de mieux comprendre le comportement à l'érosion des sédiments mixtes en fonction de la granulométrie des sables et des vases, du type des argiles granulométriques et des proportions respectives de chaque classe. Ces travaux pourront en particulier préciser le comportement des matériaux pour des fractions massiques de vase comprises entre 0.4 et 0.6, pour lesquelles il y a très peu de mesures dans la littérature.

Un des points clefs qui devra être abordé prochainement pour améliorer la compréhension des processus morphodynamique à l'embouchure de la Seine concerne, comme l'indique la conclusion de cette thèse, l'initialisation du fond sédimentaire. Cet aspect n'est pas spécifique à l'estuaire de la Seine et constitue donc une perspective de recherche pour la modélisation des systèmes côtiers sablo/vaseux d'une manière générale, l'objectif étant de déterminer le degré de discrétisation minimale de la structure verticale du fond sédimentaire initial nécessaire pour simuler correctement les évolutions morphologiques du système concerné.

REFERENCES

Allen, G. P., Salomon, J. C., Bassoullet, P., Du Penhoat, Y. and De Grandpré, C., 1980. Effects of tides on mixing and suspended sediment transport in macrotidal estuaries. *Sedimentological Geology* 26, pp. 69–90.

Amos, C.L., Sutherland, T.F., Cloutier, D., Patterson, S., 2000. Corrasion of a remoulded cohesive bed by saltating littorinid shells. *Continental Shelf Research*, No 20, pp 1291-1315.

Armanini, A., 1995. Non-uniform sediment transport: dynamics of the active layer. *Journal of Hydraulic Research*, no. 33, 611-622.

Auffret, J.-P. & D'Ouzouville, L. (1986). Apports de l'imagerie fournie par le sonar à balayage latéral à la connaissance de la dynamique sédimentaire en Baie de Seine. *La Baie de Seine (GRECO-MANCHE)*. IFREMER, Université de Caen, 201-209.

Avoine, J. (1981). L'estuaire de la Seine: sédiments et dynamique sédimentaire. *Thèse de 3ème cycle, Université de Caen*, 236 p.

Avoine, J., Lesueur, P. & Rouault, T. (1996). Evolution morphologique et couverture sédimentaire de l'estuaire de la Seine. Actualisation et fluctuations. *Rapport programme Seine-Aval 1995/FIN-1, Thème Hydrodynamique et transport sédimentaire*, 2-20.

Bassoullet, P., Le Hir, P., Gouleau, D., Roberts, W. 2000. Sediment transport on an intertidal mudflat : field investigations and estimation of fluxes within the Baie de Marennes-Oléron (France), *Continental Shelf Research* 20 1635-1653.

Beach, R.A., Sternberg, R.W., 1988. Suspended sediment transport in the surf zone: response to cross-shore infragravity motion. *Mar. Geol.* 80, 671-679.

Beach, R.A., Sternberg, R.W., 1992. Suspended sediment transport in the surf zone: response incident wave and longshore current interaction. *Mar. Geol.* 108, 275-294.

Been, K. and Sills, G.C., 1981. Self-weight consolidation of soft soils: an experimental and theoretical study. *Geotechnique*, 31(4), 519-535.

Berlamont, J. et Torfs, H., 1995. Modelling (partly) cohesive sediment transport in sewer systems. *International Conference on Sewer Solids - Characteristics, movement, effects and control*, 5 - 8 September, Dundee (UK).

Blumberg, A.F. et Mellor, G., 1977. Numerical model of the middle Atlantic bight circulation. *Bulletin of the American Meteorological Society*, vol. 58, No. 10.

Brenon, I., 1997. Modélisation de la dynamique des sédiments fins dans l'estuaire de la Seine. *Thèse de Doctorat de l'université de Bretagne Occidentale*, 204 pages.

Brenon, I. and Le Hir, P., 1999. Modelling the turbidity maximum in the Seine estuary (France): identification of formation processes, *Estuar. Coast. Shelf Sci.* 49 525-544.

Castelle, B., 2004. Modélisation de l'hydrodynamique sédimentaire au-dessus des barres sableuses soumises à l'action de la houle: application à la côte aquitaine. Thèse de Doctorat de l'Université Bordeaux I, 352 pages.

Cayocca, F., 1996. Modélisation morphodynamique d'une embouchure tidale : application aux passes d'entrée du bassin d'arcachon. Thèse de doctorat, Université Bordeaux 1.

Cayocca, F., 2001. Long-term morphological modeling of a tidal inlet : the Arcachon Basin (France), *Coastal Engineering* 42 115-142.

Chapalain, G. et Thais, L., 2000. Tide, turbulence and suspended sediment modelling in the eastern English Channel. *Coastal Engineering*, 41: 295-316.

Chesher, T.J. et Ockenden, M.C., 1997. Numerical modelling of mud and sand mixtures. Cohesive sediments (N. Burt, R. Parker and J. Watts editors), pp 395-406.

Cole, P. et Miles, G.V., 1983. A two-dimensional model of mud transport. *ASCE J. Hyd. Eng.* Vol 109 No. 1.

Collins, M.B., 1989. The behaviour of Cohesive and Non-Cohesive Sediments. Proceedings of the International Seminar on the Environmental Aspects of Dredging Activities. Nantes, Nov. 27-Dec 1, pp 15-32.

Cugier P., 1999. Modélisation du devenir à moyen terme dans l'eau et le sédiment des éléments majeurs (N, P, Si) rejetés par la Seine en baie de Seine, Thèse Univ. Caen/IFREMER DEL/EC, avril 1999, 250 p.

Cugier, P., 2000. Développement d'un modèle numérique multicouche hétérométrique pour la simulation du transport sédimentaire en Manche ; caractérisation des principaux processus. Rapport DPRE/SERNAT/2000-24.

Cugier, P. and Le Hir, P., 2000. Modélisation 3D des matières en suspension en baie de Seine orientale (Manche, France): Three dimensional modelling of suspended matters in the eastern « baie de Seine » (English Channel, France). *Comptes Rendus de l'Académie des Sciences - Series IIA - Earth and Planetary Science, Volume 331, Issue 4, August 2000, Pages 287-294.*

Cugier, P. and Le Hir, P., 2002. Development of a 3D Hydrodynamic Model for Coastal Ecosystem Modelling. Application to the Plume of the Seine River (France). *Estuarine, Coastal and Shelf Science, Volume 55, Issue 5, Pages 673-695.*

Davies, A.G. et Li, Z., 1997. Modelling sediment transport beneath regular symmetrical and asymmetrical waves above a plane bed. *Cont. Shelf Res.*, 17(5): 555-582.

Davies A.G., Van Rijn L.C., Damgaard J.S., Van de Graff J., Ribberink J.S., 2002. Intercomparison of research and practical sand transport models. *Journal of Coastal Engineering*, 46, 1-23.

Delsinne, N., 2002. Evolution morphosédimentaires du prisme sédimentaire de l'embouchure de la Seine. Rapport de thèse annuel 2001-2002, 40 pages.

Delsinne, N., 2003. Evolution morphosédimentaires du prisme sédimentaire de l'embouchure de la Seine. Rapport de thèse annuel 2002-2003, 19 pages.

Delsinne, N., 2005. Evolution morphosédimentaire du prisme sédimentaire de l'embouchure de la Seine. Thèse de Doctorat de l'Université de Caen.

Dupont et al., 2001. Matériaux fins ; le cheminement des particules en suspension. Fascicule Seine Aval No 4, Editions Ifremer, 39 pages.

Dyer, K. R., and Evans, E. M. , 1989. Dynamics of turbidity maximum in a homogeneous tidal channel. *Journal of Coastal Research* 5, pp. 23–30.

Engelund, F. et Fredsoe, J.,1976. A sediment transport model for straight alluvial channels. *Nord. Hydrol.*, 7: 293-306.

Eysink, W. D., 1992. Impact of sea level Rise on the morphology of the Wadden Sea in the scope of its ecological function, Report H1300, phase 3.

Fredsoe J., O.H. Anderson and S.Silberg, 1986. Distribution of suspended sediment in large waves. *Journal of waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, ASCE, 111(6), 1041-1059.

Friedrichs, C.T. and Aubrey, D.G., 1996. Uniform bottom shear stress and equilibrium hypsometry of intertidal flats, in : C. Pattiarchi (Ed.), *Mixing in Estuaries and Coastal Seas*, Coastal and Estuarine Studies, vol. 50, pp. 405-429.

Du Gardin, B., 2004. Simulation numérique de l'impact d'une souille de matériaux marins sur la stabilité du littoral, en suivant les mesures en bassin de Migniot et Viguiet (1979). Fascicule No. 2, VIII^{èmes} Journées Nationales Génie côtier – Génie civil, Compiègne.

Garcia M. and Parker G., 1991. Entrainment of bed sediment into suspension. *Journal of Hydraulic Engineering*, 117(4), 414-435.

Gill, J., Price, D., Edwards, N., 2000. An evaluation of EstEnt on six selected estuaries. EMPHASYS Consortium, Final Report: Modelling Estuary Morphology and Process, pp 135-142.

Guézennec, L., 1999. Hydrodynamique et transport en suspension du matériel particulaire fin dans la zone fluviale d'un estuaire macrotidal : l'exemple de l'estuaire de la Seine. Thèse de Doctorat de l'université de Rouen.

Hibma, A., 2004. Morphodynamic modeling of estuarine channel-shoal systems. Thèse de l'université d'Utrecht.

Hibma, A., Stive, M.J.F. et Wang, Z.B., 2004 b. Estuarine morphodynamics. *Coastal Engineering*, Vol. 51, pp. 765-778.

Hibma, A., Schuttelaars and Wang, Z.B., 2003. Comparison of longitudinal equilibrium profiles of estuaries in idealized and process-based models. *Ocean Dynamics* Vol. 53 (3), pp. 252-269.

Hervouet, J.M. et Villaret, C., 2004. Simulation numérique des évolutions sédimentaires, importance d'une approche intégrée. Fascicule No. 2, VIII^{èmes} Journées Nationales Génie côtier – Génie civil, Compiègne.

Huynh-Thanh, S., 1990. Etude numérique de la couche limite turbulente oscillatoire générée par l'interaction houle-courant en zone côtière, Thèse de doctorat, Institut National Polytechnique de Grenoble.

Idier, D., 2002. Dynamique des bancs et des dunes de sable du plateau continental, observations in-situ et modélisation numérique. Thèse de doctorat, Institut National Polytechnique de Toulouse.

Jansen, P. Ph. (Ed.), 1979. Principles of River Engineering. Pitman, London.

Kamphuis, J. W., 1990. Influence of sand or gravel on the erosion of cohesive sediment. *Journal of Hydraulic Research*, vol. 28, No. 1, pp 43-53.

Kirby, R., 2000. Practical implications of tidal flat shape, *Continental Shelf Research* 20 1061-1077.

Knaapen, M., Holzhauser, H., Hulscher, S., 2003. Proceedings of the 3rd IAHR Symposium on River, and estuarine Morphodynamics, pp. 773-784.

Lafite, R., Deloffre, J., Lesueur, P., Lesourd, S., Dupont, J.P., Brun-Cottan, J.C., Verney, R. et Le Hir, P., 2004. Programme Seine-Aval 2, Rapport annuel 2003, Thème 2 : Zones Connexes, DYVA. 30 pages.

Lazure, P. et Salomon, J.C., 1991. Coupled 2-D and 3-D modelling of coastal hydrodynamics. *Oceanologica acta* 14 (2), 173-180.

Le Hir, P., Roberts, W., Cazaillet, O., Christie, M., Bassoullet, P., Bacher, C., 2000. Characterization of intertidal flat hydrodynamics, *Continental Shelf Research* 20 1433-1459.

Le Hir, P., Ficht, A., Silva Jacinto, R., Lesueur, P., Dupont, J.P., Lafite, R., Brenon, I., Thouvenin, B. et Cugier, P., 2001. Fine Sediment Transport and Accumulations at the Mouth of the Seine Estuary (France). *Estuaries* 24(6B): 950-963.

Le Hir, P., Bassoullet, P. and Jestin, H., 2001 b. Application of the continuous modeling concept to simulate high-concentration suspended sediment in a microtidal estuary. *Coastal and Estuarine Sediment Processes*, W.H. McAnally and A.J. Mehta (Editors), pp 229-247.

Le Hir et al., 2001 c. Courants, vagues et marées ; les mouvements de l'eau. Fascicule Seine Aval No 2, Editions Ifremer, 32 pages.

Le Hir, P., Bassoullet, P., Waeles, B., Cann, P., Gaffet, J. D., 2005. Modélisation morphodynamique de l'embouchure de la Seine: adaptation du modèle de tassement/érosion et expérimentations en laboratoire pour sa validation (thème : "Morpho-dynamique, cycle des vases et contaminants associés"). Rapport d'activité 2004 du programme scientifique Seine-Aval.

Lesourd, S., 2000. Processus d'envasement d'un estuaire macrotidal : zoom temporel du siècle à l'heure ; application à l'estuaire de la seine. Thèse de doctorat de l'université de Caen, 280 pages.

Lesourd, S., Lesueur, P., Brun-Cottan, J. C., Auffret, J. P., Poupinet, N. & Laignel, B., 2001. Morphosedimentary evolution of a macrotidal estuary subjected to human impact ; the example of the Seine (France). *Estuaries*, 24 (6b), 940-949.

Lesourd, S., Lesueur, P., Brun-Cottan, J. C. and Garnaud, S., 2003. Seasonal variations of the superficial sediments characteristics in a macrotidal estuary : the Seine inlet, France. *Estuarine, Coastal and Shelf*, 58, (1), 3-16.

Lesueur, P., Lesourd, S., 1999. Sables, chenaux, vasières : dynamique des sédiments et évolution morphologique. Fascicule No. 3 du Programme scientifique Seine-Aval. Ifremer ed.

Lesser, G., Roelvink, J.A., Van kester, J.A.T.M., Stelling, G.S., 2004. Development and validation of a three-dimensional morphological model. *Coastal Engineering*, 51, 883-915.

Madsen, O.S., 1991. Mechanics of cohesionless sediment transport in coastal waters. *Proceedings of Coastal Sediments '91*, ASCE, pp. 15-27.

Mehta, A.J., 1989. On estuarine cohesive sediment suspension behavior. *Journal of Geophysical Research*, 94(C10), 14, 303-314.

Mehta, A. J. et Li, Y., 1997. A pc-based short course on fine-grained sediment transport engineering, University of Florida, 91 pp.

Merckelbach, L. M. et Kranenburg, C., 2005. Equations for effective stress and permeability of soft mud–sand mixtures. *Géotechnique*, vol. 54, issue 4, pp 235-245.

Mikes D., Verney R., Lafite R., Belorgey M., 2004. Controlling factors in estuarine flocculation processes, experimental results with material from the Seine estuary. *Journal of Coastal Research*, SI41,82-89.

Miles, G.V., 1991. Transport of sand mixtures. *Euromech-262 Sand Transport in Rivers, Estuaries and the Sea*. Soulsby and Betess (eds.).

Miller, M.C., McCave, I.N., Komar, P.D., 1977. Threshold of sediment motion under unidirectional current. *Sedimentology* 24, 507-527.

Mitchener, H. et Torfs, H., 1996. Erosion of mud/sand mixtures. *Coastal Engineering*, 29: 1-25.

Murphy, J., 1985. Equilibrium boundary condition for suspension. *Journal of Hydraulic Engineering*. vol. 111, No. 1: 108-117.

Nielsen, P., 1992. *Coastal Bottom Boundary Layers and Sediment Transport*. World Scientific, Singapore, 324 pp.

Ockenden, M.C. et Delo, H., 1988. Consolidation and erosion of estuarine mud and sand mixtures. HR Wallingford Report No. SR 149.

Panagiotopoulos, I., Voulgaris, G. and Collins, M.B. 1997. The influence of clay on the threshold of movement of fine sandy beds. *Coastal Engineering* 32: 19-43.

Parker, G., 2004. 1D Morphodynamics of Rivers and Turbidity Currents. e-book: http://www.ce.umn.edu/%7Eeparker/morphodynamics_e-book.htm.

Pritchard, D., Hogg, A. J., Roberts, W., 2002. Morphological modelling of intertidal mudflats: the role of cross-shore tidal currents, *Continental Shelf Research* 22 1887-1895.

Raudkivi, A. J., 1966. Bed forms in alluvial channels. *J. Fluid Mech.*, vol. 26, part 3, pp. 507-514.

Roberts, W., Le Hir, P., Whitehouse, R.J.S., 2000. Investigation using simple mathematical models of the effect of tidal currents and waves on the profile shape of intertidal mudflats, *Continental Shelf Research* 20 1079-1097.

Saint-Cast, F., 2002. Modélisation de la morphodynamique des corps sableux en milieu littoral. Thèse de Doctorat de l'université Bordeaux I.

Salomon, J. C., Breton, M., 1991. Courants résiduels de marée dans la Manche. *Oceanol. Acta*, Proceedings of the International Colloquium on the environment of epicontinental seas, Lille, 20-22 March, 1990, 11, 47-53.

Silva Jacinto R., 2001. Action des vagues sur les estrans et vasières. Application à l'estuaire de la Seine. Thèse de l'université de Rouen, 231 p.

Smith, J.D. et McLean, S.R., 1977. Spatially averaged flow over a wavy surface. *J. Geophys. Res.*, 82: 1735-1746.

Sogreah, 1997. Port 2000: Etude sédimentologique sur modèle physique. Rapport de synthèse 51 1471 R2.

Sogreah, 2000. Calculs hydrosédimentaires sur le modèle étendu de l'estuaire de la Seine. Note d'avancement sur le réglage du modèle.

Sogreah, 2003. Impact des clapages au Kannik sur l'évolution morphologique de l'estuaire de la Seine. Rapport 71 1112 R2.

Soulsby, R.L., 1991. Aspects of sediment transport by combined waves and currents. International Symposium on The Transport of Suspended Sediments and its Mathematical Modelling. Florence (Italy). pp. 709-722.

Soulsby, R. L., Hamm, L., Klopman, G., Myrhang, D., Simens, R. R., Thomas, G. P., 1993. Wave-current interaction within and outside the bottom boundary layer, *Coastal Engineering* 21 41-69.

Soulsby, R.L., 1994. Manual of Marine Sands. HR Wallingford Report SR 351.

Spearman, J., 2000. A simulation of tidal creek response to managed retreat using a Hybrid Regime Model. EMPHASYS Consortium, Final Report: Modelling Estuary Morphology and Process, pp 149-157.

Tessier, B. et Delsinne, N., 2005. Evolution morphodynamique du prisme tidal d'embouchure : facteurs naturels et d'origine anthropique. Rapport annuel 2004, Programme Scientifique Seine Aval, 14 pages.

Thouvenin, B., Le Hir, P. et Cugier, P., 2002. Construction d'un maillage étendu baie et estuaire de Seine. Rapport Programme Seine Aval et Liteau Seine, 44 pp.

Toorman, E.A. et J.E. Berlamont, 1993. Settling and consolidation of mixtures of cohesive and non-cohesive sediments. *Advances in Hydro-Science and Engineering. Proc. ICHE'93* (Wang, ed.), pp. 606-613, University of Mississippi.

Torfs, H., 1994. Erosion of mixed cohesive/non cohesive sediments in uniform flow. In: 4th Nearshore and Estuarine Cohesive Sediment Transport Conference INTERCOH'94, Wallingford, Paper No. 20.

Torfs, H., 1994-b. Erosion of layered sand-mud beds in uniform flow. In: Proceedings of the 24th International Conference on Coastal Engineering, Kobe, pp. 3360-3368.

Torfs, H., 1995. Erosion of sand/mud mixtures. Katholieke Universiteit Leuven, faculteit der Toegepaste Wetenschappen, Departement Burgelijke Bouwkunde, Laboratorium voor Hydraulica, Belgium.

Torfs, H., H. Williamson, H. Huysentruyt et E. Toorman, 1996. Settling and consolidation of mud/sand mixtures. *Coastal Engineering*, 29:27-45.

Torfs, H., Jiang J. and Mehta A.J., 2001. Assessment of the erodibility of fine/coarse sediment mixtures. *Coastal and Estuarine Sediment Processes*. W.H. McAnally and A.J. Mehta (Editors).

Uchiyama, Y, 2005. Modeling three-dimensional cohesive sediment transport and associated morphological variation in estuarine intertidal mudflats. Report of the Port and Airport Research Institute, Japan, Vol.44, No.1.

Van Ledden, M., 2001. Modelling of sand-mud mixtures. Part II: A process-based sand-mud model. WL | DELFT HYDRAULICS (Z2840).

Van Ledden, M. and Wang, Z.B., 2001. Sand-mud morphodynamics in an estuary In: Proceedings 2nd symposium on River, Coastal and Estuarine Morphodynamics Conference, Obihiro, Japan, 505 - 514.

Van Ledden, M., Van Kesteren, W. G. M, Winterwerp, J. C., 2004. A conceptual framework for the erosion behaviour of sand–mud mixtures", *Continental Shelf Research*, Vol 24, pp 1–11.

Van Rijn, L.C., 1984. Sediment pick-up functions. *Journal of Hydraulic Engineering*, 110(10), 1494-1502.

Van Rijn, L.C., 1984., b Sediment Transport Part 1: Bed Load transport. *Journal of Hydraulic Engineering*, 110(10).

Van Rijn, L. C., 1985. Sutrench-model; Delft Hydraulics, report S488 part IV; Two-dimensional vertical mathematical model for suspended sediment transport by currents and waves. Delft Hydraulics, report S488 part IV.

Van Rijn, L.C., 1986,a. Mathematical modeling of suspended sediment in non-uniform flows. *Journal of Hydraulic Engineering*, 112(6), 433-455.

Van Rijn, L.C., 1986,b. Applications of sediment pick-up function. *Journal of Hydraulic Engineering*, 112(9), 867-874.

Van Rijn, L. C., 1989. Handbook Sediment Transport by Current and Waves, Delft Hydraulics, H 461.

Villaret, C., 2004. Modélisation du transport littoral. Proceedings of the “8^{èmes} Journées Nationales Génie côtier – Génie civil”, Compiègne, France, 7-9 Sept. 2004. Vol. 1, pp 251-260.

De Vriend, H.J., 1987. Analysis of horizontally two-dimensional morphological evolutions in shallow water. *Journal of Geophysical Research*, vol. 92, No. C4, pp. 3877-3893.

De Vriend, H.J., 1996. Mathematical modelling of meso-tidal barrier island coasts. Part I: Empirical and semi-empirical models. In: Liu, P. L. F. (Ed.), *Advances in coastal and ocean engineering*. World Scientific, Singapore.

- De Vriend, H. J., 1993.** Coastal morphodynamics: processes and modelling, Special Issue of Coastal Engineering 21 (n° 1-3).
- De Vriend, H.J., Capobianco, M., Chesher, T., De Swart, H.E., Latteux, B. and Stive, M.J.F. 1993.** Long-term modelling of coastal morphology, Coastal Engineering, 31: 225-269.
- De Vriend, H.J., & Ribberink, J.S. 1996.** Mathematical modelling of meso-tidal barrier island coasts. Part II: Process-based simulation models. Pages 151–197 of: Liu, P.L.-F (ed), *Advances in coastal and ocean engineering*. World Scientific, Singapore.
- De Vriend, H.J., 2003.** Sand Waves and Tidal Ridges. Lecture notes, summer school on morphodynamics, Renesse, Netherlands, June 2003.
- Wang, Z.B., Karssen, B., Fokkink, R.J., and Langerak, A., 1998.** A dynamical / empirical model for long-term morphological development of estuaries. In: Dronkers, J., and Scheffers, M.B.A.M. (Ed.), *Physics of Estuaries and Coastal Seas*.
- Waeles, B., 2001.** Modélisation morphodynamique cross-shore d'un estran vaseux, rapport de DEA, IFREMER/DEL-Université de Bretagne Occidentale, 2001.
- Waeles, B., Le Hir, P. and Silva Jacinto, R., 2004.** Cross-shore morphodynamical modelling of an intertidal mudflat. C. R. Geoscience, 336, pp 1025-1033.
- Waeles, B. and Le Hir, P, 2004. Modelling of sediment mixtures (mud and fine sand) transport.** Proceedings of the “8^{èmes} Journées Nationales Génie côtier – Génie civil”, Compiègne, France, 7-9 Sept. 2004. Vol. 1, pp 241-249.
- Waeles, B., P. Le Hir, P. Lesueur and N. Delsinne, In Press.** Modelling sand/mud transport and morphodynamics in the Seine river mouth (France): an attempt by using a process-based approach. Special issue of *Hydrobiologia* dedicated to the ECSA 38th Symposium “Changes in land uses: Consequences on estuaries and coastal zones”. Rouen, France, 15-17 Sept. 2004.
- Whitehouse, R. and Soulsby, R., 2000.** Synopsis: Morphological Modelling. EMPHASYS Consortium, Final Report: Modelling Estuary Morphology and Process, pp xii-xxiv.
- Williamson, H.J., et Ockenden, M.C., 1992.** Tidal transport of mud/sand mixtures, laboratory tests. HR Wallingford, Report SR 286.
- Williamson, H.J., 1993.** Tidal Transport of Mud/Sand Mixtures. Field Trials at Blue Anchor Bay. HR Wallingford, Report SR 372.

Transformation des équations du modèle en coordonnées sigma

Etant données les vitesses de chute relativement importantes des grains de sable, ils sont transportés principalement près du fond. Le courant doit y être calculé avec précision pour pouvoir estimer correctement les flux de sable. De plus, il est primordial que deux mailles consécutives de la couche de fond aient le même indice k ; de telle sorte qu'on ait toujours des flux "horizontaux" entrants et sortants pour une maille donnée.

C'est pourquoi nous avons fait le choix de créer une version en coordonnées sigma du code SiAM-3D.

On rappelle les équations du modèle en coordonnées cartésiennes : la dynamique du fluide est décrite par les équations de Navier-Stokes. Ces équations sont simplifiées par l'hypothèse de quasi-hydrostaticité (i.e.: le poids d'un volume de fluide compense exactement les forces de pression (3)), ainsi que par l'hypothèse de Boussinesq (on néglige les variations de la masse volumique à l'exception de celles intervenant dans les termes de pression où la masse volumique est multipliée par g). De plus les tensions de Reynolds sont exprimés en assumant le concept de viscosité turbulente.

Conservation de la quantité de mouvement :

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} = f.v - \frac{1}{\rho_0} \frac{\partial P}{\partial x} + \frac{1}{\rho_0} \left[\frac{\partial}{\partial z} (N_z \frac{\partial u}{\partial z}) + \frac{\partial}{\partial x} (N_H \frac{\partial u}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y} (N_H \frac{\partial u}{\partial y}) \right] \quad (1)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} = -f.u - \frac{1}{\rho_0} \frac{\partial P}{\partial y} + \frac{1}{\rho_0} \left[\frac{\partial}{\partial z} (N_z \frac{\partial v}{\partial z}) + \frac{\partial}{\partial x} (N_H \frac{\partial v}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y} (N_H \frac{\partial v}{\partial y}) \right] \quad (2)$$

$$\rho g = - \frac{\partial P}{\partial z} \quad (3)$$

Equation de continuité :

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad (4)$$

x, y, z : coordonnées cartésiennes orthogonales

u, v, w : composantes de vitesse dans les directions x, y et z

ρ_0 : masse volumique de l'eau

ρ : densité du fluide
 f : paramètre de Coriolis
 P : pression
 N_H, N_Z : viscosités turbulentes horizontales et verticales

Introduction de la surélévation de la surface libre dans les équations (1) et (2)

Après intégration depuis la profondeur z jusqu'à l'élévation de la surface libre ξ l'équation (3) devient :

$$p(z) = p_{atm} + g \int_z^{\xi} \rho dz$$

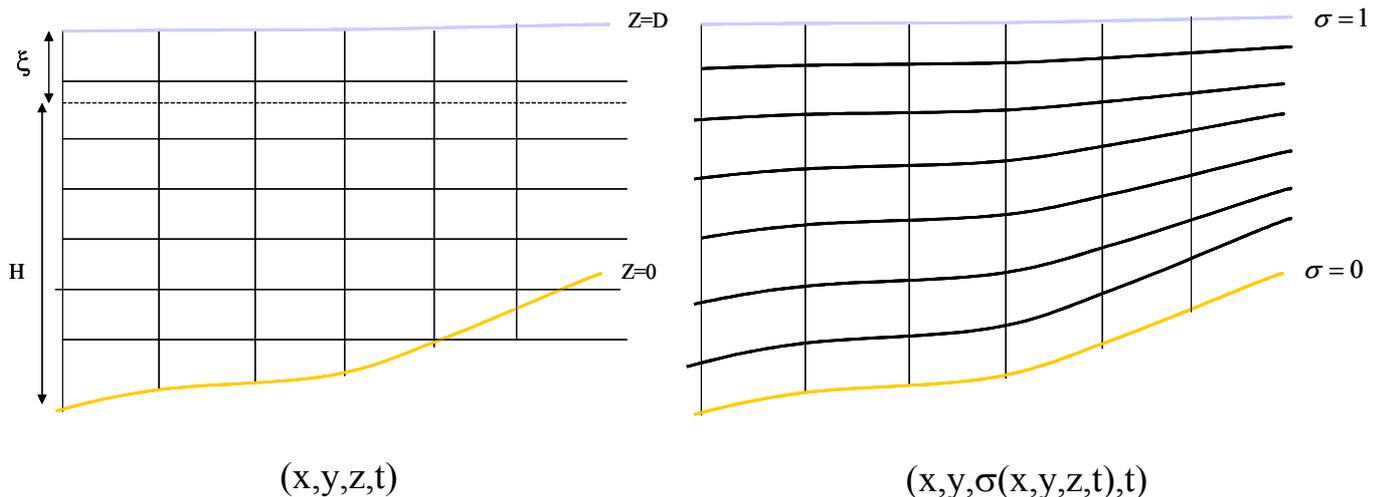
on pose : $\rho = \rho_0 + \rho'(x, y, z, t)$ d'où $p(z) = p_{atm} + g\rho_0(\xi - z) + g \int_z^{\xi} \rho' dz$

$$\boxed{\frac{\partial p}{\partial x} = \frac{\partial p_{atm}}{\partial x} + g\rho_0 \frac{\partial \xi}{\partial x} + g \int_z^{\xi} \frac{\partial \rho'}{\partial x} dz} \quad \left(\frac{\partial \rho}{\partial x} = \frac{\partial \rho'}{\partial x} \text{ et } \rho_0 + \rho' \approx \rho_0 \right)$$

$$\boxed{\frac{\partial p}{\partial y} = \frac{\partial p_{atm}}{\partial y} + g\rho_0 \frac{\partial \xi}{\partial y} + g \int_z^{\xi} \frac{\partial \rho'}{\partial y} dz}$$

Transformation des équations en coordonnées sigma

$$\sigma = \frac{H + z}{H + \xi} = \sigma(x, y, z, t) \quad D = H + \xi$$



expression des dérivées en coordonnées sigma (soit $A=A(x, y, \sigma, t)$) :

$$\begin{aligned} \frac{\partial A}{\partial t} &\rightarrow \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial \sigma}{\partial t} \frac{\partial A}{\partial \sigma} \\ \frac{\partial A}{\partial x} &\rightarrow \frac{\partial A}{\partial x} + \frac{\partial \sigma}{\partial x} \frac{\partial A}{\partial \sigma} \\ \frac{\partial A}{\partial y} &\rightarrow \frac{\partial A}{\partial y} + \frac{\partial \sigma}{\partial y} \frac{\partial A}{\partial \sigma} \\ \frac{\partial A}{\partial z} &\rightarrow \frac{\partial A}{\partial z} + \frac{\partial \sigma}{\partial z} \frac{\partial A}{\partial \sigma} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial \sigma}{\partial x} &= \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{H+z}{H+\xi} \right) = \frac{(H+\xi) \frac{\partial H}{\partial x} - (H+z) \left(\frac{\partial H}{\partial x} + \frac{\partial \xi}{\partial x} \right)}{(H+\xi)^2} = \frac{\partial H}{\partial x} - \left(\frac{H+z}{H+\xi} \right) \frac{\partial D}{\partial x} = \frac{\partial H}{\partial x} - \sigma \frac{\partial D}{\partial x} \\ \frac{\partial \sigma}{\partial y} &= \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{H+z}{H+\xi} \right) = \dots \dots \dots \frac{\partial H}{\partial y} - \sigma \frac{\partial D}{\partial y} \\ \frac{\partial \sigma}{\partial z} &= \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{H+z}{H+\xi} \right) = \frac{D}{D^2} = \frac{1}{D} \\ \frac{\partial \sigma}{\partial t} &= \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{H+z}{H+\xi} \right) = - \frac{(H+z) \frac{\partial \xi}{\partial t}}{(H+\xi)^2} = - \frac{1}{D} \sigma \frac{\partial \xi}{\partial t} \end{aligned}$$

expression de $\frac{du}{dt}$: $\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z}$

$$\begin{aligned} \frac{\partial u}{\partial t} + \left(-\frac{1}{D} \sigma \frac{\partial \xi}{\partial t} \right) \frac{\partial u}{\partial \sigma} + u \frac{\partial u}{\partial x} + u \left(\frac{\partial H}{\partial x} - \sigma \frac{\partial D}{\partial x} \right) \frac{\partial u}{\partial \sigma} + v \frac{\partial u}{\partial y} + v \left(\frac{\partial H}{\partial y} - \sigma \frac{\partial D}{\partial y} \right) \frac{\partial u}{\partial \sigma} + \frac{w}{D} \frac{\partial u}{\partial \sigma} \\ = \frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w^* \frac{\partial u}{\partial \sigma} \end{aligned}$$

avec
$$w^* = -\frac{1}{D} \sigma \frac{\partial \xi}{\partial t} + \left(\frac{\partial H}{\partial x} - \sigma \frac{\partial D}{\partial x} \right) u + \left(\frac{\partial H}{\partial y} - \sigma \frac{\partial D}{\partial y} \right) v + \frac{w}{D}$$

termes de diffusion horizontale de quantité de mouvement : une bonne approximation de ces termes en coordonnées réduites est la suivante (Lazure et Salomon, 1991) :

$$\frac{1}{\rho_0} \left[\frac{\partial}{\partial x} (N_H \frac{\partial u}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y} (N_H \frac{\partial u}{\partial y}), \frac{\partial}{\partial x} (N_H \frac{\partial v}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y} (N_H \frac{\partial v}{\partial y}) \right]$$

Les expressions des différents termes dans les systèmes de coordonnées (x,y,z) et (x,y,σ) sont récapitulés dans le tableau ci-après :

$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z}$	$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w^* \frac{\partial u}{\partial \sigma}$
$-\frac{1}{\rho_0} (\frac{\partial P_{atm}}{\partial x}, \frac{\partial P_{atm}}{\partial y})$	$-\frac{1}{\rho_0} (\frac{\partial P_{atm}}{\partial x}, \frac{\partial P_{atm}}{\partial y})$
$-g (\frac{\partial \xi}{\partial x}, \frac{\partial \xi}{\partial y})$	$-g (\frac{\partial \xi}{\partial x}, \frac{\partial \xi}{\partial y})$
$\frac{g}{\rho_0} (\int_z^{\xi} \frac{\partial \rho}{\partial x} dz, \int_z^{\xi} \frac{\partial \rho}{\partial y} dz)$	$\frac{g}{\rho_0} D (\int_{\sigma}^1 \frac{\partial \rho}{\partial x} d\sigma, \int_{\sigma}^1 \frac{\partial \rho}{\partial y} d\sigma)$
$\frac{1}{\rho_0} \frac{\partial}{\partial z} [N_z (\frac{\partial u}{\partial z}, \frac{\partial v}{\partial z})]$	$\frac{1}{\rho_0} \frac{1}{D^2} \frac{\partial}{\partial \sigma} [N_z (\frac{\partial u}{\partial \sigma}, \frac{\partial v}{\partial \sigma})]$
$\frac{1}{\rho_0} \left[\frac{\partial}{\partial x} (N_H \frac{\partial u}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y} (N_H \frac{\partial u}{\partial y}), \frac{\partial}{\partial x} (N_H \frac{\partial v}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y} (N_H \frac{\partial v}{\partial y}) \right]$	$\frac{1}{\rho_0} \left[\frac{\partial}{\partial x} (N_H \frac{\partial u}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y} (N_H \frac{\partial u}{\partial y}), \frac{\partial}{\partial x} (N_H \frac{\partial v}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y} (N_H \frac{\partial v}{\partial y}) \right]$

Equations de conservation de quantité de mouvement en coordonnées sigma :

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w^* \frac{\partial u}{\partial \sigma} = f.v - \frac{1}{\rho_0} \frac{\partial P_{atm}}{\partial x} - g \frac{\partial \xi}{\partial x} - \frac{g}{\rho_0} D \int_{\sigma}^1 \frac{\partial \rho}{\partial x} d\sigma + \frac{1}{\rho_0} \left[\frac{1}{D^2} \frac{\partial}{\partial \sigma} (N_z \frac{\partial u}{\partial \sigma}) + \frac{\partial}{\partial x} (N_H \frac{\partial u}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y} (N_H \frac{\partial u}{\partial y}) \right]$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w^* \frac{\partial v}{\partial \sigma} = -f.u - \frac{1}{\rho_0} \frac{\partial P_{atm}}{\partial y} - g \frac{\partial \xi}{\partial y} - \frac{g}{\rho_0} D \int_{\sigma}^1 \frac{\partial \rho}{\partial y} d\sigma + \frac{1}{\rho_0} \left[\frac{1}{D^2} \frac{\partial}{\partial \sigma} (N_z \frac{\partial v}{\partial \sigma}) + \frac{\partial}{\partial x} (N_H \frac{\partial v}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y} (N_H \frac{\partial v}{\partial y}) \right]$$

Discrétisation de ces équations :

Peu de modifications ont été effectuées dans le code SiAM-3D. Il a été choisi de conserver les épaisseurs de couches en m. ($\Delta z(k, i, j) = ep(k, i, j)$;

$$\Delta \sigma(k, i, j) = ep(k, i, j) / ht(i, j).$$

Il n'y a que le terme d'advection verticale de quantité de mouvement qui a été modifié.

	Coord. cartésiennes	Coord. sigma
Advection verticale	$\frac{w3(u3(k+1) + u3(k-1))}{2epx(k)}$	$\frac{w3(u3(k+1) + u3(k-1))}{2epx(k) / htx(i, j)}$
Forçage barocline	$\sum_k^{kd \max(i, j)} epx(k) \frac{\rho(k, i+1) - \rho(k, i)}{\Delta x(i, j)}$	$\sum_k^{kc \max} epx(k) \frac{\rho(k, i+1) - \rho(k, i)}{\Delta x(i, j)}$

Calcul de la « vitesse » verticale w^*

Conditions aux limites pour w^* :

- en surface ($z = \xi$) : $w = \frac{\partial \xi}{\partial t} + u \frac{\partial \xi}{\partial x} + v \frac{\partial \xi}{\partial y}$

$$w^*(\sigma = 1) = -\frac{1}{D} \frac{\partial \xi}{\partial t} + \left(\frac{\frac{\partial H}{\partial x} - \frac{\partial D}{\partial x}}{D} \right) u + \left(\frac{\frac{\partial H}{\partial y} - \frac{\partial D}{\partial y}}{D} \right) v + \frac{w}{D} = -\frac{1}{D} \frac{\partial \xi}{\partial t} - \frac{u}{D} \frac{\partial \xi}{\partial x} - \frac{v}{D} \frac{\partial \xi}{\partial y} + \frac{1}{D} \frac{\partial \xi}{\partial t} + \frac{u}{D} \frac{\partial \xi}{\partial x} + \frac{v}{D} \frac{\partial \xi}{\partial y}$$

$$\boxed{w^*(\sigma = 1) = 0}$$

- au fond ($z = -H$) : $w = -u \frac{\partial H}{\partial x} - v \frac{\partial H}{\partial y}$

$$w^*(\sigma = 0) = \frac{u}{D} \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{v}{D} \frac{\partial H}{\partial y} + \frac{w}{D} = \frac{u}{D} \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{v}{D} \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{u}{D} \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{v}{D} \frac{\partial H}{\partial y}$$

$$\boxed{w^*(\sigma = 0) = 0}$$

L'équation de continuité ($\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0$) s'écrit en coordonnées sigma :

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \left(\frac{\frac{\partial H}{\partial x} - \sigma \frac{\partial D}{\partial x}}{D} \right) \frac{\partial u}{\partial \sigma} + \frac{\partial v}{\partial y} + \left(\frac{\frac{\partial H}{\partial y} - \sigma \frac{\partial D}{\partial y}}{D} \right) \frac{\partial v}{\partial \sigma} + \frac{1}{D} \frac{\partial w}{\partial \sigma} = 0$$

avec : $\frac{\partial w}{\partial \sigma} = \frac{\partial}{\partial \sigma} (Dw^* + \sigma \frac{\partial \xi}{\partial t} + (\sigma \frac{\partial D}{\partial x} - \frac{\partial H}{\partial x})u + (\sigma \frac{\partial D}{\partial y} - \frac{\partial H}{\partial y})v)$

$$\frac{\partial w}{\partial \sigma} = D \frac{\partial w^*}{\partial \sigma} + \frac{\partial \xi}{\partial t} + u \frac{\partial D}{\partial x} + (\sigma \frac{\partial D}{\partial x} - \frac{\partial H}{\partial x}) \frac{\partial u}{\partial \sigma} + v \frac{\partial D}{\partial y} + (\sigma \frac{\partial D}{\partial y} - \frac{\partial H}{\partial y}) \frac{\partial v}{\partial \sigma}$$

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w^*}{\partial \sigma} + \frac{1}{D} \frac{\partial \xi}{\partial t} + \frac{u}{D} \frac{\partial D}{\partial x} + \frac{v}{D} \frac{\partial D}{\partial y} = 0$$

$$\boxed{\frac{\partial \xi}{\partial t} + \frac{\partial(Du)}{\partial x} + \frac{\partial(Dv)}{\partial y} + \frac{\partial(Dw^*)}{\partial \sigma} = 0}$$

d'où $\frac{\partial w^*}{\partial \sigma} = \frac{1}{D} \left(\frac{\partial \xi}{\partial t} + \frac{\partial(Du)}{\partial x} + \frac{\partial(Dv)}{\partial y} \right)$ qu'on intègre entre 0 (fond) et 1 (surface) :

$$\left[w^* \right]_0^1 = \frac{1}{D} \int_0^1 \left(\frac{\partial(Du)}{\partial x} + \frac{\partial(Dv)}{\partial y} \right) d\sigma + \frac{1}{D} \int_0^1 \frac{\partial \xi}{\partial t} d\sigma$$

$$[w^*]_0 = 0 \quad \text{d'où} \quad \frac{\partial \xi}{\partial t} = - \int_0^1 \left(\frac{\partial(Du)}{\partial x} + \frac{\partial(Dv)}{\partial y} \right) d\sigma$$

$$\text{si on intègre entre 0 et } \sigma, \text{ on obtient : } w^*(\sigma) = - \frac{1}{D} \sigma \frac{\partial \xi}{\partial t} - \frac{1}{D} \int_0^\sigma \left(\frac{\partial(Du)}{\partial x} + \frac{\partial(Dv)}{\partial y} \right) d\sigma$$

Finalement :

$$w^*(\sigma) = \frac{\sigma}{D} \int_0^1 \left(\frac{\partial(Du)}{\partial x} + \frac{\partial(Dv)}{\partial y} \right) d\sigma - \frac{1}{D} \int_0^\sigma \left(\frac{\partial(Du)}{\partial x} + \frac{\partial(Dv)}{\partial y} \right) d\sigma$$

Equation d'advection/dispersion en coordonnées sigma

On rappelle l'équation d'advection/dispersion dans le système de coordonnées (x,y,z) :

$$\frac{\partial C}{\partial t} + \frac{\partial(Cu)}{\partial x} + \frac{\partial(Cv)}{\partial y} + \frac{\partial(C(w+w_s))}{\partial z} - \frac{\partial}{\partial x} \left(k_H \frac{\partial C}{\partial x} \right) - \frac{\partial}{\partial y} \left(k_H \frac{\partial C}{\partial y} \right) - \frac{\partial}{\partial z} \left(k_z \frac{\partial C}{\partial z} \right) = E - D$$

expression de $\frac{\partial C}{\partial t} + \frac{\partial(Cu)}{\partial x} + \frac{\partial(Cv)}{\partial y} + \frac{\partial(Cw)}{\partial z}$ en coordonnées sigma:

$$\frac{1}{D} \left[\frac{\partial DC}{\partial t} + \frac{\partial(DCu)}{\partial x} + \frac{\partial(DCv)}{\partial y} \right] + \frac{\partial(Cw^*)}{\partial \sigma}$$

les termes de dispersion horizontale en coordonnées sigma, valent en première approximation :

$$\frac{1}{D} \frac{\partial}{\partial x} \left(k_H D \frac{\partial C}{\partial x} \right) \quad \text{et} \quad \frac{1}{D} \frac{\partial}{\partial y} \left(k_H D \frac{\partial C}{\partial y} \right)$$

Au total, l'équation d'advection/dispersion dans le système s'écrit donc :

$$\frac{\partial(DC)}{\partial t} + \frac{\partial(DCu)}{\partial x} + \frac{\partial(DCv)}{\partial y} + \frac{\partial}{\partial x} \left(Dk_H \frac{\partial C}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(Dk_H \frac{\partial C}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial \sigma} \left(DCw^* - Cw_s - \frac{k_z}{D} \frac{\partial C}{\partial \sigma} \right) = E - D$$

*Impression : Service IDM/RIC
IFREMER – Centre de Brest
BP 70 – 29280 Plouzané
Tél. : 02 98 22 43 53*