



HAL
open science

Modélisation numérique bidimensionnelle du transport solide et de la dynamique fluviale. Validation sur deux sites en Loire et sur l'Arc.

Matthieu de Linares

► **To cite this version:**

Matthieu de Linares. Modélisation numérique bidimensionnelle du transport solide et de la dynamique fluviale. Validation sur deux sites en Loire et sur l'Arc.. Hydrologie. Université Joseph-Fourier - Grenoble I, 2007. Français. NNT: . tel-00193119

HAL Id: tel-00193119

<https://theses.hal.science/tel-00193119>

Submitted on 30 Nov 2007

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

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

UNIVERSITE JOSEPH FOURIER - GRENOBLE

Thèse

pour obtenir le grade de docteur de l'UJF

Spécialité *Océan, Atmosphère, Hydrologie*

préparée au *Laboratoire d'étude des Transferts en Hydrologie et Environnement*

(LTHE, UMR 5564, CNRS-INPG-IRD-UJF)

dans le cadre de l'Ecole Doctorale *Terre Univers Environnement*

Matthieu DE LINARES

**MODELISATION NUMERIQUE BIDIMENSIONNELLE DU TRANSPORT
SOLIDE ET DE LA DYNAMIQUE FLUVIALE.**

Validation sur deux sites en Loire et sur l'Arc.

Directeur de thèse : Philippe BELLEUDY

présentée et soutenue publiquement le 12 octobre 2007

Jury

Florentina MOATAR	Professeur à l'Université François Rabelais, Tours	rapporteur
Hervé PIÉGAY	Directeur de recherche CNRS, UMR 5600, Lyon	rapporteur
Vincent GUINOT	Professeur à l'Université des Sciences et Techniques - Montpellier 2	examineur
Éric BARTHÉLEMY	Professeur à l'Institut National Polytechnique de Grenoble	examineur
Philippe BELLEUDY	Professeur à l'Université Joseph Fourier, Grenoble 1	directeur de thèse

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier vivement ceux - nombreux - qui sont à l'origine de ce travail de thèse : en premier lieu Jean-Michel Hervouet, le père du système TELEMAT au LNHE d'EDF, qui a été le premier moteur de ce projet ; Patrick Sauvaget qui m'a accueilli au sein de l'équipe LHF à SOGREAH ; Jean-Noël Gautier, à l'époque au Plan Loire Grandeur Nature, qui a permis que le lien avec la Loire se fasse ; Olivier Cléricy de la DIREN-Centre ; Philippe Sergent du CETMEF.

Le remerciement du directeur de thèse est un exercice obligé. Dans mon cas, il est tout à fait sincère. Philippe Belleudy a été un grand soutien au cours de ces années de thèse, grâce notamment à sa grande convivialité et à son souci permanent de rigueur et de clarté.

Je remercie aussi tous les membres du jury (Eric Barthélémy, Vincent Guinot, Florentina Moatar et Hervé Piégay) pour avoir accepté de se pencher sur mon travail et avoir apporté de nombreuses remarques constructives.

L'intérêt de ce travail de thèse provient principalement de la mise en relation de deux éléments distincts : d'une part un outil numérique de qualité pour lequel il faut remercier encore une fois Jean-Michel Hervouet, et toute l'équipe TELEMAT du LNHE, et d'autre part des jeux de données bien détaillés qui ont été soigneusement collectés par un grand nombre de personnes qu'il m'est impossible de lister. Les données sur le site en Loire m'ont été fournies par le GIP Loire Estuaire (Cellule de Mesures et de Bilans) et en particulier Stéphanie Aumeunier. Les données du site sur l'Arc proviennent du travail de Magali Jodeau au sein du CEMAGREF-Lyon.

J'ai eu le plaisir de profiter de l'aide de Stéphane Rodrigues du GÉEAC (université de Tours) pour des visites de terrain et de nombreuses discussions sur le site en Loire. L'aide de Jérôme Le Coz du CEMAGREF-Lyon pour le traitement des données ADCP sur le site en Loire a aussi été très appréciée. Catherine Villaret du LNHE d'EDF a été mon interlocuteur avisé concernant le code de calcul SISYPHE.

J'ai toujours trouvé au sein du LTHE, mon laboratoire de tutelle, un accueil bienveillant et un soutien sans faille. Je remercie particulièrement Odette Nave pour avoir su déjouer avec efficacité et bonne humeur tous les pièges administratifs posés par ma thèse.

Les années de thèse que j'ai passées à SOGREAH, au sein de l'équipe LHF puis de l'équipe MSL, ont été particulièrement agréables. Je dois pour cela remercier l'ensemble de l'ex-équipe LHF et de l'actuelle équipe MSL, avec une mention particulière à Arielle Masson et Régis Walther. Ils m'ont en effet accueilli dans leur bureau, avec pour conséquence d'avoir été en première ligne pour répondre à mes questions. Au final, l'ambiance chaleureuse, la rigueur dans le travail et le haut niveau de compétences au sein de l'équipe m'ont donné l'envie de rester y travailler après ma thèse.

Même si les moments difficiles sont vite oubliés, la réalisation de ce travail de thèse a rencontré, surtout au début, des difficultés sérieuses. Ce n'est que grâce au soutien de mes parents, mais aussi de Damien et de Kris et Sylvie que j'ai pu passer ces difficultés. Un grand merci à eux !

Enfin, merci et bravo à Hélène pour m'avoir supporté même pendant la fin de la thèse. Et bon courage à toi maintenant !

RESUME

La modélisation à une échelle fine des évolutions morphologiques à court terme (quelques années au maximum) en rivière est rendue possible par des outils numériques qui résolvent les équations de Saint-Venant bidimensionnelles et calculent le transport solide et l'évolution du lit résultante sur un maillage représentant la topographie du site. Ces outils sont encore peu utilisés en ingénierie car il existe de fortes incertitudes sur les processus physiques à prendre en compte et les formulations à utiliser pour les représenter (charriage/suspension, formes de fond, granulométrie étendue, effet de la pente ...).

Le but de la thèse est de tester les possibilités de ce type d'outils et de définir une méthodologie pour leur application. L'outil utilisé est un code industriel (système TELEMAC) qui dispose de la plupart des fonctionnalités nécessaires dont le couplage entre calculs hydrauliques et sédimentaires, la prise en compte des fonds non-érodables et la granulométrie étendue. La démarche suivie consiste à appliquer ce code à deux cas pour lesquels des campagnes de mesures détaillées sont disponibles. L'un des sites choisis se trouve sur la Loire près du Fresne-sur-Loire et d'Ingrandes, l'autre sur l'Arc en Savoie près de La Chambre. Dans les deux cas le processus de transport dominant est le charriage. Les périodes simulées sont des crues pour lesquelles l'évolution bathymétrique du lit a été mesurée ; dans le cas de la Loire des simulations à plus long terme (quelques années) sont aussi présentées. Les évolutions mesurées sont reproduites de manière satisfaisante. Les formulations utilisées sont cohérentes entre les deux cas, mais les processus pris en compte sont différents : dans le cas de la Loire qui est une rivière de sable il est nécessaire de tenir compte des dunes, alors que dans le cas de l'Arc qui est une rivière de gravier les processus prépondérants sont le tri granulométrique et les effets de pente.

L'intérêt de l'outil a donc été démontré, et des enseignements précieux pour son utilisation ont été dégagés. Ils concernent en particulier le choix des formulations pour représenter les processus physiques, la définition de la complexité minimale nécessaire de ces formulations selon les sites et les objectifs de la modélisation, et la méthodologie de calage de ces formulations à partir des données disponibles.

SUMMARY

Numerical modelling of morphological evolutions in rivers at a fine spatial scale can be undertaken with models solving the two-dimensional shallow water equations and computing bed load transport and the resulting bed evolution on a mesh representing the topography of the site.

These tools are not widely used in engineering applications yet because there remain large uncertainties on the physical processes to take into account and the corresponding formulations (bed load/suspension, bed forms, graded sediment, bed slope effects ...).

The goal of this work is to assess the possibilities of this kind of tools and to define a methodology for their use. The tool we will use is a commercial modelling package (TELEMAC system) that has most of the necessary functionalities (dry bed, coupling between hydrodynamic and sediment computations, rigid bed, graded sediment...) already implemented.

We will apply this tool on two sites where detailed data are available. One of them is on the Loire river near Fresne-sur-Loire and Ingrandes, the other on the river Arc in Savoie near La Chambre. In both cases, bed load is the main transport process. The periods simulated are floods for which computed bed evolutions are compared to measurements. Longer term simulations (a few years) are also presented in the case of the Loire river. The measured evolutions are well reproduced by the model. The formulations used are coherent between the two cases, but the physical features and processes taken into account are different: dunes in the case of the Loire which is a sand-bed river, graded sediment and bed slope effects in the case of the Arc which is a gravel bed river.

The pertinence of the numerical tool tested is demonstrated, and many advises are presented about the way it should be used. They concern in particular the choice of formulations to represent physical processes depending on the site studied, and the way these formulations should be calibrated with the available data.

TABLE DES MATIERES

CHAPITRE 1 – INTRODUCTION	1
1. LES ENJEUX	1
1.1. DES RIVIERES ET DES HOMMES	1
1.2. LE ROLE DES OUTILS NUMERIQUES	1
2. LA MODELISATION DES SYSTEMES NATURELS	2
2.1. QU'EST CE QUE LA MODELISATION NUMERIQUE ?	2
2.2. OUVERTURE DES SYSTEMES NATURELS	2
2.3. NOTION DE VALIDATION	3
2.4. PROFONDEUR PHYSIQUE DU MODELE ET EQUIFINALITE	3
2.5. VALIDITE DES FORMULATIONS SELON DIFFERENTES ECHELLES	4
2.6. BILAN	4
3. LA MODELISATION NUMERIQUE EN MORPHOLOGIE FLUVIALE	4
4. OBJECTIFS ET METHODE DE TRAVAIL	5
4.1. OBJECTIFS	5
4.2. METHODE DE TRAVAIL	6
CHAPITRE 2 – LA RIVIERE, LE TRANSPORT SOLIDE ET LA MORPHOLOGIE FLUVIALE	7
1. INTRODUCTION	7
2. DES ECHELLES IMBRIQUEES : DESCRIPTION DU SYSTEME FLUVIAL	7
3. L'ECOULEMENT EN RIVIERE	8
3.1.1. QUELQUES NOTIONS D'HYDRAULIQUE FLUVIALE	8
3.1.2. BIDIMENSIONNALITE	8
4. LES PROCESSUS DE TRANSPORT	9
4.1. MODES DE TRANSPORT	9
4.2. FORMES DE FOND	11
4.2.1. INTRODUCTION	11
4.2.2. TYPES DE FORMES DE FOND	11
4.2.3. MODELES QUALITATIFS DE FONCTIONNEMENT	12
4.3. GRANULOMETRIE ETENDUE	13
4.3.1. CARACTERISATION DES SEDIMENTS	13
4.3.2. LIEN ENTRE ETENDUE GRANULOMETRIQUE ET TRANSPORT	13
4.3.3. VARIATION DE LA COMPOSITION DES SEDIMENTS DANS LE LIT	14
4.3.4. VARIATION VERTICALE DES SEDIMENTS EN RIVIERE	14
5. LES PROCESSUS MORPHOLOGIQUES	15
5.1. RIVIERE DE SABLE – RIVIERE DE GRAVIER	15
5.2. DIFFERENTS STYLES FLUVIAUX	15
5.3. MECANISMES D'AJUSTEMENT MORPHOLOGIQUES	16
6. CONCLUSION	17
CHAPITRE 3 – FORMULATIONS ET EQUATIONS	19
1. INTRODUCTION	19
2. L'ECOULEMENT, MOTEUR DE TRANSPORT SOLIDE	19
2.1. EQUATIONS	19
2.2. LE COUPLAGE ENTRE L'ECOULEMENT ET LE LIT	22
2.2.1. PROFIL DE VITESSE ET CONTRAINTE AU FOND	22
2.2.2. CAS D'UN LIT PLAT	23
2.2.3. CAS D'UN LIT AVEC FORMES DE FOND	24
3. TRANSPORT SOLIDE EN GRANULOMETRIE UNIFORME	26
3.1. ANALYSE DIMENSIONNELLE DU PROBLEME DU TRANSPORT	26
3.2. LA CONTRAINTE SEUIL	27

3.3. FORMULES DE TRANSPORT	28
3.3.1. INTRODUCTION	28
3.3.2. APPROCHE ANALYTIQUE	29
3.3.3. APPROCHE EXPERIMENTALE	29
3.3.4. BILAN	30
3.4. ROLE DE LA PENTE SUR LE TRANSPORT SOLIDE.	30
4. TRANSPORT SOLIDE EN GRANULOMETRIE ETENDUE	32
4.1. FORMULATION GENERALE	32
4.1.1. DECOMPOSITION DU MELANGE	32
4.1.2. FORMULE DE TRANSPORT	32
4.2. STRATIFICATION	33
4.2.1. SURFACE OU SUBSTRAT ?	33
4.2.2. MODELE DE COUCHE ACTIVE	33
4.3. CONTRAINTE SEUIL EN GRANULOMETRIE ETENDUE	35
4.3.1. FORMULATION POUR LE MASQUAGE ET L'EXPOSITION	35
4.3.2. FORMULATIONS SABLE-GRAVIER DE LA LITTERATURE	36
4.3.3. NOUVELLE FORMULATION GENERALE	38
5. EVOLUTION DU FOND	44
6. CONCLUSION	44

CHAPITRE 4 – MODELISATION DES EVOLUTIONS MORPHOLOGIQUES **45**

1. INTRODUCTION	45
2. PRINCIPES ET ALGORITHMES	45
2.1. LE SYSTEME TELEMAT	45
2.2. MAILLAGE	45
2.3. CALCULS HYDRAULIQUES	45
2.4. CALCULS SEDIMENTAIRES	46
2.4.1. PRINCIPE ET RESOLUTION	46
2.4.2. FONDS NON ERODABLES	47
2.4.3. EQUATIONS EN GRANULOMETRIE ETENDUE	48
2.4.4. STRATIFICATION EN GRANULOMETRIE ETENDUE	49
2.5. COUPLAGE ENTRE CALCULS HYDRODYNAMIQUES ET SEDIMENTAIRES	50
3. LES ECHELLES SPATIALES	50
3.1. RESOLUTION DU MAILLAGE ET DONNEES DE TERRAIN	50
3.2. RESOLUTION DU MAILLAGE ET FORMULATIONS PHYSIQUES	52
4. LES ECHELLES TEMPORELLES	53
4.1. ACCELERATION DE L'HYDROGRAMME	53
4.2. CONDITIONS AUX LIMITES ET DUREE DE VALIDITE DU MODELE	53
5. EVALUATION DES PERFORMANCES D'UN MODELE	54
6. CONCLUSION	55

CHAPITRE 5 – CAS TESTS **57**

1. FRESNES-INGRANDES	57
1.1. ETUDE DU SITE	57
1.1.1. PRESENTATION	57
1.1.2. OBJECTIFS DE LA MODELISATION	58
1.1.3. LES DONNEES DISPONIBLES	58
1.1.4. ANALYSE DES PHENOMENES DE TRANSPORT	59
1.1.5. DEMARCHE DU TRAVAIL	62
1.2. LE MODELE NUMERIQUE	62
1.2.1. CARACTERISTIQUES DES MODELES NUMERIQUES DE TERRAIN	63
1.2.2. REPRESENTATION DES SINGULARITES (SEUILS ET EPIS)	63
1.3. CALCULS HYDRAULIQUES	63
1.3.1. PRESENTATION DES CALCULS	63
1.3.2. CALAGE A FROTTEMENT CONSTANT	65
1.3.3. CALAGE A FROTTEMENT VARIABLE	67
1.3.4. BILAN DU CALAGE HYDRAULIQUE	68
1.4. CALCULS HYDROSEDIMENTAIRES A COURT TERME	68

1.4.1. CHOIX DE LA FORMULATION POUR LE TRANSPORT SOLIDE	68
1.4.2. METHODE DE CALAGE	70
1.4.3. PARAMETRES DES CALCULS	70
1.4.4. RESULTATS DU CALAGE	72
1.4.5. VERIFICATION AVEC LA CRUE DE 2001	73
1.5. CALCULS HYDROSEDIMENTAIRES A LONG TERME	73
1.6. ANALYSE DES FLUX SEDIMENTAIRES	74
1.7. BILAN DE L'ETUDE DU CAS SUR LA LOIRE	75
2. ARC	76
2.1. ETUDE DU SITE	77
2.1.1. PRESENTATION	77
2.1.2. LES DONNEES DISPONIBLES	77
2.1.3. ANALYSE DES PHENOMENES DE TRANSPORT	78
2.1.4. OBJECTIFS DE LA MODELISATION	78
2.2. LE MODELE NUMERIQUE	79
2.3. CALCULS HYDRAULIQUES	79
2.3.1. PARAMETRES DES CALCULS	79
2.3.2. DETERMINATION DE LA CONDITION A LA LIMITE AVAL	79
2.3.3. CALAGE DU MODELE ET ANALYSE DES RESULTATS	80
2.4. CALCULS HYDROSEDIMENTAIRES	81
2.4.1. PRESENTATION DE LA DEMARCHE	81
2.4.2. PARAMETRES DES CALCULS	81
2.4.3. FORMULATION POUR LE TRANSPORT SOLIDE	82
2.4.4. RESULTATS DE REFERENCE	83
2.4.5. ROLE DES DIFFERENTS PROCESSUS	84
2.5. BILAN DE L'ETUDE DU CAS SUR L'ARC	86
CHAPITRE 6 – CONCLUSION	87
1. RECAPITULATIF DES TRAVAUX DE LA THESE	87
2. LES ENSEIGNEMENTS	87
2.1. SUR LE TRANSPORT SOLIDE EN RIVIERE	87
2.2. SUR L'OUTIL NUMERIQUE	88
2.3. SUR LA METHODOLOGIE D'UTILISATION DE L'OUTIL NUMERIQUE	88
3. PERSPECTIVES	88
BIBLIOGRAPHIE	91
FIGURES HORS TEXTE	97

INTRODUCTION

1. LES ENJEUX

1.1. DES RIVIERES ET DES HOMMES

Les rivières et les sociétés humaines ont une longue histoire commune. Des aménagements et des interventions (endiguements, barrages, extractions de gravier...) permettant d'adapter les rivières aux besoins des sociétés riveraines ont été construits depuis fort longtemps.

Dans le cas des rivières françaises, la pression démographique généralisée depuis longtemps fait que toutes les rivières de taille conséquente présentent des enjeux forts pour des riverains, et qu'aucune n'est épargnée par les aménagements. A l'heure actuelle, il n'y a plus vraiment de place en France pour de grands aménagements et la tendance est même plutôt inversée à la suite de la constatation que ces aménagements ont souvent eu des effets pervers non prévus. En effet, les aménagements peuvent provoquer un changement d'équilibre du système fluvial tout entier, qui va alors développer de nouvelles caractéristiques (hauteur d'inondation, cote du lit, propriétés biologiques du milieu) auxquelles les sociétés riveraines doivent s'adapter, ce qui génère des coûts parfois plus importants que le gain attendu de l'aménagement. Le concept de restauration, consistant à effacer les aménagements pour rendre à la rivière son « espace de liberté » a ainsi émergé et commence à être appliqué. Dans un cas comme dans l'autre, les conséquences des interventions humaines sur les rivières sont difficiles à prévoir, surtout à long terme.

1.2. LE ROLE DES OUTILS NUMERIQUES

Dans la problématique décrite précédemment, les outils numériques peuvent jouer un rôle très important. Citons ainsi Jean-Jacques Peters (Peters (2002)), un praticien très expérimenté dans le domaine de la morphologie fluviale :

« La morphologie fluviale est un domaine extrêmement complexe. Les ingénieurs n'ont pas à leur disposition tous les outils dont ils auraient besoin pour décider les interventions ou les mesures à prendre pour mieux aménager le cours d'eau. Les décisions sont alors prises sur base d'hypothèses et d'appréciations subjectives. Dans ce domaine, l'expérience est un élément clé du succès. »

Les décisions à prendre dans le cadre de la gestion des rivières ne sont généralement pas du type « oui » ou « non » mais correspondent plutôt à l'élaboration de scénarios complexes. L'outil numérique permet d'étudier rapidement plusieurs scénarios différents.

L'utilisation des outils numériques doit ainsi permettre d'aider l'expert à évaluer les impacts des aménagements prévus et, dans une perspective plus globale, doit permettre d'améliorer la compréhension du fonctionnement des systèmes fluviaux de manière à pouvoir définir des politiques de gestion rationnelles.

Ces applications des modèles numériques se retrouvent finalement pour beaucoup de systèmes naturels, et avant de nous intéresser plus précisément au cas de la modélisation en morphologie fluviale (paragraphe 3 de ce chapitre), nous présentons dans le paragraphe suivant différentes problématiques générales liées à la modélisation numérique des systèmes naturels.

2. LA MODELISATION DES SYSTEMES NATURELS

2.1. QU'EST CE QUE LA MODELISATION NUMERIQUE ?

La modélisation commence dès que l'on cherche à comprendre et prévoir, même de manière qualitative, le comportement d'un système : modèle conceptuel. Les équations sont aussi des modèles, et les calculs à la main de la modélisation. Ce n'est finalement que quand les calculs deviennent trop complexes et trop longs pour être menés à la main, et que l'on fait appel aux ordinateurs, que cela devient de la modélisation numérique. Souvent, et ce sera le cas ici, on entendra par modélisation numérique quelque chose de plus précis encore : des calculs distribués des processus physiques (généralement sous forme d'équations différentielles) sur un maillage représentant la topographie. Ce type de modélisation permet d'obtenir des résultats extrêmement spectaculaires, qui peuvent être frappant de réalisme tout en étant complètement faux. Le modélisateur peut alors être tenté de porter ses efforts sur la qualité du rendu visuel plus que sur celle des résultats. Inutile de dire que cette approche est commercialement très porteuse, car en donnant l'illusion de représenter la réalité complète dans un boîtier d'ordinateur, elle développe de manière démesurée la confiance du client, quand ce n'est pas celle du modélisateur lui-même.

Au delà de cet aspect un peu trivial, la question de la confiance à accorder à la modélisation numérique peut s'aborder sous un angle plus philosophique. La modélisation numérique s'appuie sur l'écriture sous forme d'équations des processus physiques. Les débats portant sur la confiance à accorder aux résultats des simulations, ou bien sur la méthode à adopter pour les améliorer, reflètent une différence d'approche philosophique. Pour quelqu'un ayant un mode de pensée rationaliste, les équations du modèle sont « vraies », et si le modèle donne des mauvais résultats, cela provient soit d'une mauvaise résolution des équations dans le modèle (« problèmes numériques »), soit de l'oubli de certains processus. Dans ce dernier cas l'ajout d'un (ou plusieurs) jeux d'équations supplémentaires au modèle devrait permettre de s'approcher de la réalité. Pour quelqu'un d'empiriste, les équations ne sont que des constructions de l'esprit humain permettant de rendre compte des phénomènes observés. Le modèle numérique n'a donc que peu de valeur (au mieux, une valeur indicative, heuristique) si l'on cherche à l'appliquer en dehors du domaine sur lequel il a été spécifiquement calé.

Bien sûr, dans la pratique, personne n'est complètement rationaliste ni complètement empiriste, et tout modélisateur utilise dans son travail des méthodes pouvant se rapprocher de l'une ou l'autre école.

Les paragraphes qui suivent présentent quelques approfondissements de cette discussion sur la « vérité » des modèles numériques. Les sources de cette discussion proviennent dans l'ensemble de milieux anglo-saxons et des sciences de la terre et s'inscrivent donc dans une tradition plutôt empiriste.

2.2. OUVERTURE DES SYSTEMES NATURELS

Les modèles numériques de processus naturels, en tant que formulations mathématiques, ne peuvent contenir qu'une représentation partielle du système étudié. Autrement dit, les systèmes naturels ne sont jamais des systèmes fermés, qui peuvent être représentés par un nombre fini de propriétés mathématiques. Ce problème est présenté en détail par Oreskes et al. (1994), qui donnent un certain nombre d'exemples de non-fermeture (nous illustrons à chaque fois avec notre cas de la modélisation de l'évolution morphologique en rivière) : 1- paramètres mal connus (débit entrant, diamètre de grain) ; 2- processus physiques pas tous pris en compte car accès difficile (évolution dynamique des dunes) ; 3- assimilation des hétérogénéités dans une théorie continue (séparation entre grain de sable) ; 4- changement d'échelle entre résolution du modèle et formulation utilisée. Tous ces problèmes proviennent d'une part de notre méconnaissance du milieu physique et d'autre part de l'inadéquation de la modélisation à les reproduire, les problèmes 1 et 2 étant plutôt liés à notre méconnaissance et les problèmes 3 et 4 aux limites intrinsèques de la modélisation.

Oreskes et al. (1994) en tirent comme conséquence qu'un modèle numérique n'est jamais vrai au sens fort du terme, ce qui finalement va sans dire mais ne porte pas vraiment à conséquence d'un point de vue pratique. Mais leur article est aussi une critique de la confiance excessive qui serait souvent accordée à la modélisation numérique. Leur attitude témoigne d'un mode de pensée empirique (qui ne considère un jeu d'équation que comme un outil) qui s'oppose à l'approche rationaliste et cartésienne, c'est-à-dire partant de la description mathématique « vraie » des processus, que représenterait la modélisation numérique.

Dans les paragraphes qui suivent, nous montrerons (en nous appuyant sur de nombreux commentateurs) comment ces approches peuvent (et doivent) être réconciliées. La modélisation numérique est un trait d'union entre les processus et les données, elle doit donc s'appuyer sur une dose de cartésianisme et une dose d'empirisme, ce que les praticiens font naturellement. Ainsi Beven (2002) parle de « réalisme pragmatique » pour décrire la démarche des praticiens mais propose d'aller plus loin dans l'empirisme et l'utilisation des données pour la construction des modèles.

2.3. NOTION DE VALIDATION

Détaillons les conséquences de la critique d'Oreskes et al. (1994) présentée plus haut. Les modèles n'étant pas des vraies représentations du système, leur vérification est impossible. Ce qu'on appelle généralement validation ne va en fait pas bien loin : la comparaison par rapport à une solution analytique ne permet que de montrer que les équations choisies ont été correctement implémentées et pour des empiristes comme eux, des équations en elles-mêmes ne valent pas grand chose. De même la comparaison des résultats du modèle à des mesures ne préjuge en rien de la capacité du modèle dans une situation différente. Pour eux, la performance d'un modèle ne peut s'évaluer que relativement : ce n'est pas du tout ou rien. Au bout du compte, les modèles numériques peuvent être utiles d'un point de vue heuristique, et donner des indications de tendance, mais ne doivent en aucun cas tenir lieu de preuve.

L'approche classique du modélisateur consiste à procéder par calage et validation. Dans un premier temps, les paramètres du modèle sont choisis, « calés », de manière à reproduire au mieux une situation bien documentée. Puis le modèle avec le même jeu de paramètres est appliqué sur un autre cas. Si les résultats du modèle sont alors conformes aux mesures, le modèle est dit « validé ». Au vu des arguments d'Oreskes et al. (1994), une telle validation ne veut pas dire grand chose. Rien ne dit que le modèle sera capable de reproduire correctement un troisième cas. Le terme « validation » est donc abusif et trompeur d'après eux, et ils préfèrent parler de confirmation (qui ne sera jamais totale) et d'évaluation.

2.4. PROFONDEUR PHYSIQUE DU MODELE ET EQUIFINALITE

Nous avons vu que les modèles ne peuvent pas être considérés comme « vrais » notamment car tous les processus ne peuvent être pris en compte. La tentation est grande d'empiler le maximum de formulations physiques dans l'espoir que le modèle se rapproche le plus possible de la réalité. Les choses ne sont en fait pas si simples. Les données disponibles (ou absentes) vont en effet conditionner en grande partie la complexité optimale du modèle.

Pour décrire cette problématique, reprenons la présentation effectuée par Kirchner (2006) dans le cas de l'hydrologie (typiquement, les modèles pluie-débits). Dans le cas de modèles non-physiques (de type « boîte noire »), le calage est simple, mais il n'est absolument pas applicable sur un autre cas car les paramètres de calage n'ont aucune base physique et dépendent uniquement du cas. Dans le cas d'un modèle à base physique, le calage s'effectue cette fois-ci sur des paramètres ayant une signification physique (par exemple, la perméabilité du sol). Le but est cette fois-ci d'« obtenir les bonnes réponses pour les bonnes raisons » (expression de Kirchner (2006)). Malheureusement, l'expérience montre que les valeurs « raisonnables » (par exemple tirées d'expériences de laboratoire) de ces paramètres ne donnent souvent pas de bons résultats (nous reviendrons sur ce problème dans le sous-chapitre suivant), mais aussi, et c'est ce qui nous intéresse pour le moment, que le jeu de paramètres permettant d'obtenir un calage correct n'est pas unique. C'est ce que Beven (2002) appelle l'équifinalité. Cela correspond à une sous-détermination des paramètres du système par les données disponibles (autrement dit une surparamétrisation du modèle, non pas par rapport à la physique, mais par rapport aux données). La conséquence de cette incertitude sur les paramètres est que les résultats du modèle en dehors des points de mesure sont pour le moins incertains, et que le modèle n'est pas forcément plus valable sur un cas différent qu'un modèle plus simple mieux adapté aux données disponibles. La « course à la complexité » du modèle peut donc s'avérer une impasse si l'on ne dispose pas des données nécessaires pour contraindre le système.

2.5. VALIDITE DES FORMULATIONS SELON DIFFERENTES ECHELLES

Nous avons mentionné au paragraphe précédent que les paramètres des formulations représentant les phénomènes physiques peuvent changer quand l'échelle à laquelle on considère les processus change. L'exemple le plus courant est celui de la loi de Darcy (Kirchner (2006)). Dans notre cas de la modélisation en morphologie fluviale, ce phénomène intervient dans les calculs hydrauliques pour la définition des paramètres de frottement et de turbulence. Il y a aussi des effets d'échelle pour la loi de transport (cf. chapitre 4).

Cela provient du fait que ce ne sont pas les mêmes processus physiques qui entrent en jeu (Kirchner (2006)) quand on considère le problème à une échelle plus grande. En conséquence, la loi peut changer et pas seulement ses paramètres. Le changement de paramètres est alors le reflet de l'inadéquation de la loi à une échelle différente.

2.6. BILAN

La conséquence des remarques développées dans les paragraphes précédents est que l'approche classique du modélisateur partant des processus élémentaires pour en déduire les comportements des systèmes naturels doit être complétée par une démarche procédant dans le sens contraire et qui définit les caractéristiques du modèle numérique (complexité des processus représentés, résolution spatiale et temporelle) à partir des données disponibles.

Le fait que les données d'entrée (dans notre cas : topographie, débit liquide, granulométrie) soient disponibles ou pas est un critère de choix indiscutable pour la complexité du modèle. Nous avons montré que les données de calage en sont un aussi.

3. LA MODELISATION NUMERIQUE EN MORPHOLOGIE FLUVIALE

Nous avons vu au paragraphe 2.1 que la modélisation ne se limitait pas à la modélisation numérique proprement dite.

Dans le cas de morphologie fluviale en général, Darby et van de Wiel (2003) classent les modèles en plusieurs catégories :

- les modèles conceptuels, qui, étant essentiellement descriptifs, ne donnent aucune information quantitative sur le système ;
- les modèles empiriques qui consistent en des relations entre les paramètres du système fluvial (généralement entre les paramètres géométriques du lit et le débit). Ces relations sont uniquement basées sur l'analyse des mesures ;
- les modèles analytiques qui cherchent à proposer de telles relations non plus de manière empirique mais en s'appuyant sur des lois à base physique ;
- les modèles numériques qui s'appuient eux aussi sur des lois à base physiques. L'utilisation de la puissance de calcul informatique leur permet d'aller plus loin en calculant les évolutions temporelles des variables et en considérant les évolutions dans plusieurs dimensions.

La modélisation numérique en morphologie fluviale a commencé avec les modèles unidimensionnels, qui sont bien adaptés pour l'étude de l'évolution à grande échelle du profil en long des rivières. Ces outils se sont complexifiés au cours du temps, notamment pour prendre en compte la granulométrie étendue (Holly et Rahuel (1990a,b)). Des interrogations, rejoignant la notion d'équifinalité présentée plus haut, sont apparues concernant la pertinence des formulations physiques utilisées (Belleudy (2000)).

Ce que nous utiliserons au cours du travail de thèse, c'est-à-dire la modélisation des évolutions du lit considéré dans toute sa complexité géométrique, a été rendue possible par le développement de la modélisation hydraulique bidimensionnelle. De nombreuses références de la littérature (voir revues de Darby et van de Wiel (2003), Nelson et al. (2003) ou Cao et Carling (2002a,b)) témoignent qu'elle a été utilisée depuis longtemps dans un contexte académique, notamment pour mettre en évidence l'influence relative de divers processus physiques pour expliquer les phénomènes morphologiques. Néanmoins son utilisation par les praticiens dans les bureaux d'étude est beaucoup plus limitée.

Ce peu d'utilisation est particulièrement frappant quand on le compare avec ce qui est fait pour la modélisation hydrosédimentaire dans le domaine estuarien et maritime, qui est à l'heure actuelle largement utilisée en bureaux d'études. Des difficultés éventuelles inhérentes à la modélisation en rivière par rapport à la modélisation maritime ou estuarienne ne sont sans doute pas à chercher dans la complexité des processus physiques mis en jeu. Ceux-ci concernent en rivière les courants, le charriage, les dunes et l'étendue granulométrique, et dans le cas maritime les courants et les vagues, le charriage et la suspension, les dunes, et les courants de densité (salinité ou bien turbidité). On ne peut donc pas affirmer que les processus physiques sont nettement plus compliqués dans le cas des rivières.

Les difficultés spécifiques à la modélisation en rivière sont plutôt à chercher du côté des problématiques évoquées dans le paragraphe 2 plus haut : il s'agit des échelles spatiales et des données. En effet à cause de la géométrie linéaire des rivières, l'échelle spatiale transversale est très petite par rapport à l'échelle longitudinale. Les singularités anthropiques (seuils en enrochement) ou bien géologiques (affleurements rocheux) ont un effet très local qui introduit des échelles spatiales très courtes par rapport à l'échelle du problème considéré. De plus, la granulométrie étendue est difficile à appréhender dans son hétérogénéité spatiale par les mesures. Enfin, à cause sans doute du (relatif) moindre enjeu économique des problèmes fluviaux par rapport aux problèmes maritimes, les jeux de données nécessaires pour caler les formulations physiques, développer la confiance en l'outil numérique (le « valider ») et proposer des méthodologies pour son utilisation, sont rares et/ou n'ont pas été exploités.

Cao et Carling (2002a,b) ont proposé une revue détaillée des capacités des modèles morphologiques en rivières, en insistant sur les insuffisances des modèles et les incertitudes sur les formulations utilisées. Leurs critiques sur les lacunes des modèles sont peut être justifiées, mais il serait plus pertinent de les démontrer par comparaison entre résultats de modèle et données, que dans l'abstrait. Leur démarche consiste en effet à dire (en caricaturant un petit peu) que les modèles ne sont pas bons car ils ne représentent pas encore parfaitement tous les processus. L'impasse de ce type de raisonnement est évidente au vu des réflexions des paragraphes précédents : les processus ne seront jamais tous parfaitement représentés et le modèle sera donc toujours faux. Ce qu'il faut viser n'est donc pas un modèle parfait mais un dont la fausseté est acceptable par rapport aux objectifs qu'on en attend. La pertinence des formulations utilisées dans le modèle ne peut se juger que par rapport aux résultats, qui doivent donc être confrontés aux données.

4. OBJECTIFS ET METHODE DE TRAVAIL

4.1. OBJECTIFS

Toutes les discussions présentées dans les paragraphes précédents nous montrent que :

- il existe des enjeux forts autour de l'utilisation d'outils de prévision de l'évolution morphologique des rivières ;
- les outils (codes de calcul) existent mais sont encore mal validés et peu utilisés ;
- les principaux freins à leur utilisation sont plus liés au manque de données de calage et de validation par rapport à la complexité des modèles utilisés qu'à un manque de « maturité » (Cao et Carling (2002a)) de ces modèles.

Les objectifs de la thèse seront donc de s'appuyer sur des données très détaillées (au moins par rapport à ce qui est disponible habituellement) pour « valider » ces modèles et proposer une méthodologie pour leur utilisation. Parmi les étapes nécessaires à cette démarche, on trouve notamment le choix ou si nécessaire le développement de formulations valables à l'échelle de la maille du modèle, la définition de la complexité minimale nécessaire de ces formulations selon les sites et les objectifs de la modélisation, et la proposition d'une méthodologie claire de calage de ces formulations en fonction des données disponibles.

Le fait de s'appuyer sur des cas bien documentés permet d'améliorer les incertitudes sur les formulations et donc d'espérer que sur d'autres le cas le modèle pourra être utilisé en s'appuyant sur moins de données. Cela est sans doute vrai (espérons-le !) dans une certaine mesure, mais les discussions précédentes laissent supposer qu'il est illusoire d'espérer que les paramètres des formulations physiques sont invariants d'un cas à l'autre. L'apport de la thèse dans ce domaine sera donc plus dans le type de formulation que dans ses détails précis.

4.2. METHODE DE TRAVAIL

La modélisation entreprise au cours de la thèse s'attache à décrire les évolutions à court terme (quelques années au maximum) de tronçons de rivière de quelques kilomètres au maximum en s'appuyant sur une représentation fine de la topographie. Les processus de transport représentés concernent uniquement la charge fond.

Nous utilisons des codes de calculs professionnels (système TELEMAC, EDF-SOGREAH) possédant déjà la plupart des fonctionnalités nécessaires (couplage entre calculs hydrauliques et sédimentaires, fonds non-érosables, granulométrie étendue...) et nous ne perdrons donc pas de temps à réinventer ce qui existe déjà.

Dans un premier temps nous procédons (chapitre 2) à une description des caractéristiques du système fluvial, dans le but de comprendre les processus qui déterminent sa morphologie et son évolution.

Puis, nous reprenons au chapitre 3 les processus physiques décrits au chapitre 2 pour chercher à déterminer les formulations mathématiques adéquates pour les représenter dans un modèle numérique.

Le chapitre 4 consiste en une revue des différents problèmes (et de leurs solutions) soulevés par l'implantation de ces formulations dans le modèle numérique, et par l'utilisation de ce dernier.

L'application de l'outil numérique sur des cas-test est présentée au chapitre 5. Vu l'importance des données, nous avons travaillé sur des cas où des campagnes de mesures bien détaillées ont déjà été effectuées. Nous procédons à deux études de cas correspondant à deux situations très différentes. Un des sites se trouve sur la Loire qui est un fleuve sableux où le transport a lieu par charriage sous forme de grandes dunes tandis que l'autre site se trouve sur l'Arc en Savoie qui est une rivière de gravier. Sur les deux cas la démarche consiste à tester les différentes formulations en cherchant à reproduire les évolutions observées du lit. Les enseignements tirés de la modélisation de ces deux sites sont nombreux. Ils concernent notamment le choix des formulations à utiliser pour représenter les processus physiques selon les sites et les objectifs de la modélisation, la méthodologie de calage de ces formulations à partir des données disponibles, et l'utilisation de ce type d'outils dans une perspective d'ingénierie.

LA RIVIERE, LE TRANSPORT SOLIDE ET LA MORPHOLOGIE FLUVIALE

1. INTRODUCTION

Nous décrivons dans ce chapitre les principales caractéristiques des rivières, que l'on cherchera à modéliser par la suite. Il s'agit d'un aperçu visant à préciser les processus qui doivent être pris en compte dans la modélisation afin de pouvoir reproduire le comportement du système.

Dans un premier temps, une description du système fluvial dans son ensemble est entreprise. Puis, nous nous intéresserons plus en détail aux processus et phénomènes à différentes échelles, en tâchant de montrer comment ceux-ci s'influencent mutuellement, et en précisant ce que la modélisation numérique devrait être capable de prendre en compte.

2. DES ECHELLES IMBRIQUEES : DESCRIPTION DU SYSTEME FLUVIAL

Le système fluvial se caractérise par la grande disparité d'échelles spatiales et temporelles sous lesquelles il peut s'aborder. Les échelles caractéristiques du système fluvial peuvent dépendre de processus hydrauliques, de processus sédimentaires, et souvent de l'interaction entre les deux. La figure 2.1 présente un certain nombre de ces échelles.

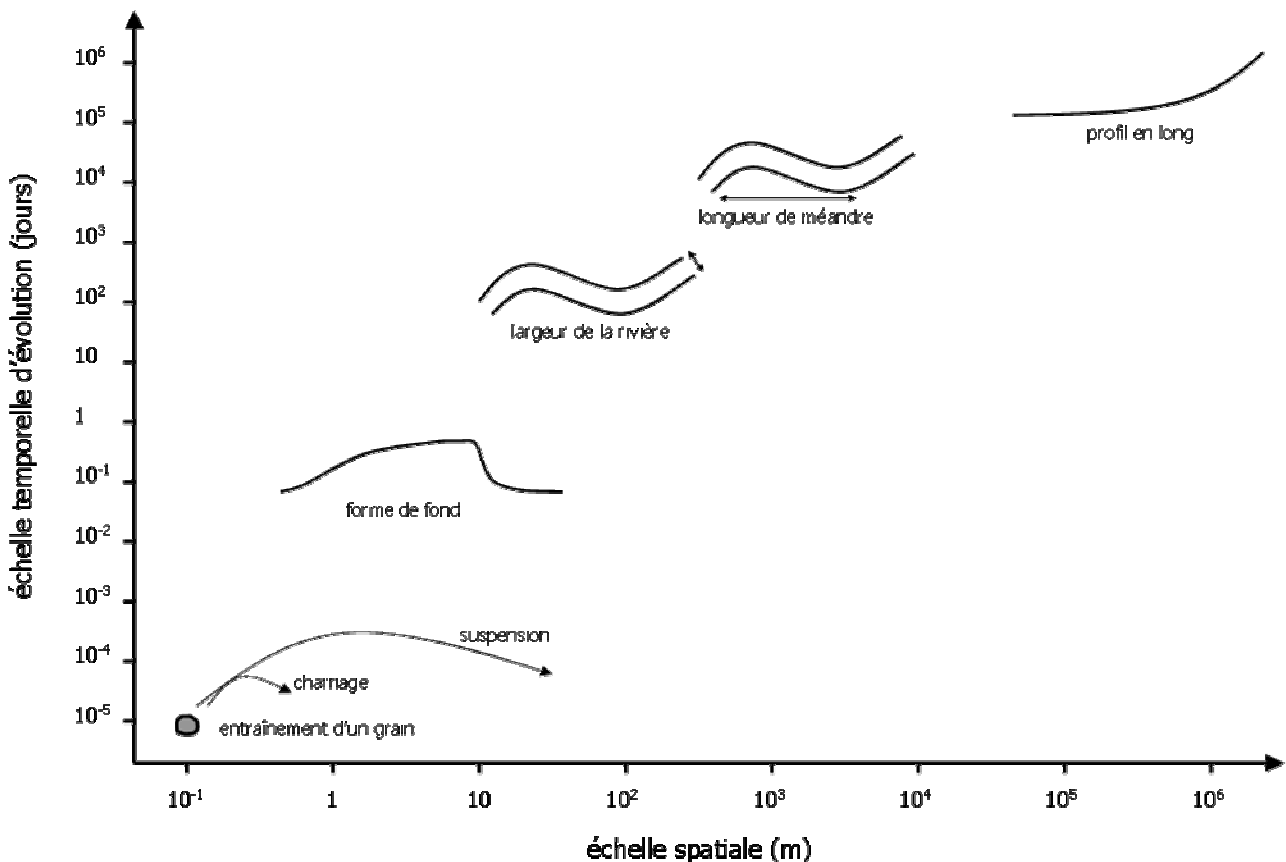


figure 2.1 – Echelles caractéristiques des formes du système fluvial

Il est donc possible d'étudier le système fluvial en le considérant à des échelles très différentes. Ainsi des géomorphologues peuvent s'intéresser aux variations du profil en long et du style fluvial sur des échelles spatiales allant jusqu'à la longueur de la rivière toute entière (et des échelles de temps allant jusqu'à l'échelle géologique) alors que des physiciens étudient les petites échelles de la turbulence ou le comportement des sédiments à l'échelle du grain. Le rôle de l'outil numérique sera de faire le lien entre l'échelle du physicien (échelle des équations et formulations implémentées dans le modèle) et l'échelle de l'ingénieur (comportement d'un tronçon de rivière sur quelques dizaines d'années, qui est le résultat attendu de la modélisation). La gamme d'échelles qui sera traitée est plus limitée que ce qui est présenté par la figure 2.1. Les échelles spatiales minimales que nous modéliserons avec des modèles bidimensionnels sont de l'ordre du mètre (méso-échelle), tandis que les échelles spatiales maximales sont de quelques kilomètres (des distances plus grandes pouvant être traitées avec des codes unidimensionnels). Cela veut dire que nous ne traiterons pas la rivière sur tout son profil en long mais à l'échelle du tronçon. Notons que la limitation de l'emprise spatiale de la modélisation a des conséquences sur la durée des périodes de temps qu'il est possible de modéliser (voir chapitre 4 paragraphe 4.2).

3. L'ÉCOULEMENT EN RIVIERE

3.1. QUELQUES NOTIONS D'HYDRAULIQUE FLUVIALE

Le problème de l'écoulement en rivière peut se résumer ainsi : il y a d'un côté ce qui tend à faire couler l'eau, la gravité et de l'autre ce qui tend à la ralentir, le frottement sur le fond. L'intensité avec laquelle la gravité va s'appliquer sur l'écoulement dépend de la pente, tandis que celle du frottement dépend des caractéristiques de l'écoulement et de celles de l'interface solide (granulométrie et topographie).

Pour un débit donné, les conditions d'écoulement dépendent donc de la pente mais aussi du débit liquide et des propriétés granulométriques et topographiques du lit. Quand la vitesse de l'écoulement est telle que les variations de hauteur d'eau induites par des perturbations topographiques ne peuvent pas remonter vers l'amont, on parle d'écoulement torrentiel. Ce cas ne se rencontre que dans des torrents de montagne ou bien dans des cas bien particuliers (déversoir d'un seuil ...). Sinon, l'écoulement est dit fluvial. Il existe entre les deux cas une différence de comportement très marquée. Les cas rencontrés dans la thèse seront toujours en régime fluvial. Signalons ici que le cas torrentiel nécessite des traitements numériques assez différents, notamment en ce qui concerne les conditions aux limites.

Le frottement ne s'appliquant que sur les frontières solides de l'écoulement (lit et berges), la vitesse de l'écoulement n'est pas uniforme dans la section. Dans un tronçon rectiligne, la zone des vitesses maximales se situe vers le milieu de la section, et près de la surface libre.

L'écoulement en rivière est de manière générale fortement turbulent. Des structures turbulentes vont donc naître avec pour origine toutes les zones où l'on trouve des forts gradients de vitesse : lits et berges, mais aussi toutes les discontinuités topographiques du lit. La taille maximale de ces structures turbulentes est limitée par les échelles spatiales maximales dans la direction considérée : hauteur d'eau dans le plan vertical et largeur de la section transversale dans le plan horizontal. Ces structures jouent un rôle important dans la déformation du lit par l'écoulement.

3.2. BIDIMENSIONNALITE

Yalin (1992) a introduit son livre fondamental intitulé « River mechanics » en rappelant que les rivières sont généralement très larges par rapport à la hauteur d'eau (dit de manière plus imagée par Philippe Bois : « la rivière est une flaque qui coule »). La figure 2.2 représente schématiquement la section d'une rivière pour un rapport entre la largeur du lit et la hauteur d'eau de 50 (qui correspond à peu près aux deux cas que l'on traitera par la suite). Cette représentation à l'échelle est très différente de ce que l'on a l'habitude de tracer !

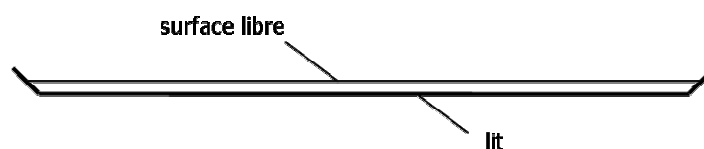


figure 2.2 – section de rivière

Une conséquence de cette constatation est que l'écoulement (au moins à grande échelle) est presque purement bidimensionnel. Cela s'oppose à une idée très présente parmi les spécialistes des rivières, qui considèrent que les courants secondaires dans les courbes, et en particulier les courants hélicoïdaux, sont une caractéristique fondamentale de l'écoulement en rivière. D'après Yalin (1992), cette idée provient de la pratique de modèles réduits à échelle verticale distordue, pour lesquels les courants secondaires sont effectivement très importants.

Les courants hélicoïdaux dans les méandres sont créés par le fait que la force centrifuge s'applique surtout près de la surface car la vitesse de l'écoulement est plus forte près de la surface que près du lit. Le courant transversal près de la surface est donc dirigé vers l'extérieur de la courbe. En considérant que la moyenne des vitesses transversales sur la verticale doit être nulle, le courant transversal près du fond est dirigé vers l'intérieur de la courbe. Le « moteur » de ce courant de fond est la pente de la surface libre entre l'extérieur et l'intérieur de la courbe en raison de l'accumulation entraînée par le courant de surface dirigé vers l'extérieur.

Toujours d'après Yalin (1992), les courants secondaires dans les méandres ne sont pas toujours de type hélicoïdal. En effet, le courant hélicoïdal est basé sur l'hypothèse de concentricité des lignes de courant dans le méandre qui impose que la moyenne des vitesses transversales sur la verticale soit nulle. Dans la réalité, cette hypothèse n'est pas forcément vérifiée et la déviation vers l'extérieur de la courbe du courant de surface n'est pas forcément compensée par un courant de fond dirigé vers l'intérieur de la courbe mais plutôt par une accélération de l'écoulement au niveau de l'extérieur de la courbe. Ce deuxième type de courant secondaire se caractérise donc par des vitesses transversales toutes dirigées vers l'extérieur du méandre, l'ampleur de la déviation étant plus forte en surface que près du fond. D'après Yalin (1992), le courant de type hélicoïdal est plutôt présent dans les rivières de très faible rapport largeur / hauteur et de faible rugosité tandis que le deuxième type de courant secondaire se trouve plutôt dans les rivières dans de grand rapport largeur / hauteur et de grande rugosité.

Les courants secondaires ne sont pas seulement liés aux courbes, mais peuvent aussi être liés aux bifurcations et aux confluences (une revue récente se trouve dans Parsons et al. (2007)).

Comme nous l'avons mentionné, l'importance des courants secondaires est contestée (au moins pour les rivières de grande taille) pour des raisons analytiques par Yalin (1992), qui conteste de plus, nous l'avons vu, que ceux-ci soient surtout de type hélicoïdal. Cela semble être confirmé par des mesures récentes sur des rivières de grande taille dans le cas de séquences seuils-mouilles (Ma et al. (2002)) et dans le cas d'une séquence confluence-bifurcation (Parsons et al. (2007)).

Il semble que les courants tridimensionnels à grande échelle sont effectivement importants dans les petites rivières avec des rayons de courbure faibles et des rapports entre largeur de la section et hauteur d'eau faibles, mais plutôt négligeables dans les grandes rivières. Dans les cas que nous traiterons au cours de la thèse, nous supposons ces effets négligeables. Cette simplification est motivée par des raisons pratiques (nous utiliserons en effet un code de calcul bidimensionnel), mais sera aussi justifiée de manière plus physique.

Il n'y a par contre aucun doute sur le fait que des courants tridimensionnels plus locaux jouent un rôle très important par la dissipation d'énergie qu'ils entraînent : il s'agit des recirculations derrière les dunes ou bien derrière les ouvrages (épaves). Nous développerons ces aspects plus en détail dans le chapitre 3, et dans l'étude du site sur la Loire (chapitre 5).

4. LES PROCESSUS DE TRANSPORT

Ce sous-chapitre apporte quelques éclairages sur les processus de transport de sédiments non cohésifs en rivière. Il s'agit uniquement d'une description : les formulations permettant des prédictions quantitatives par l'ingénieur seront présentées au chapitre 3.

4.1. MODES DE TRANSPORT

Nous cherchons ici à décrire comment le mouvement des grains s'organise selon l'intensité de l'écoulement qui les met en mouvement, et en particulier à préciser la distinction classique entre charriage et suspension (cf. figure 2.3).

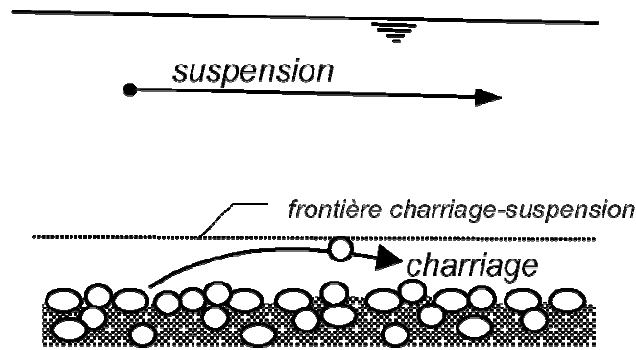


figure 2.3 – distinction entre les modes de transport par charriage et suspension

En deçà d'un certain seuil (qui sera défini au chapitre 3), l'écoulement est trop faible pour bouger les sédiments, puis, quand le débit augmente, quelques grains commencent à bouger par roulement et saltation. Ce mouvement s'étend ensuite à l'ensemble des sédiments de surface. Dans le cas de sédiments grossiers, la mobilisation totale du lit nécessite des pentes du lit élevées ou des conditions hydrauliques extrêmes, alors qu'elle est courante dans le cas de lits sableux.

Avec l'augmentation de l'intensité de l'écoulement, l'épaisseur de couche de saltation augmente aussi, jusqu'à ce que les trajectoires des grains puissent occuper toute la colonne d'eau. Il s'agit d'un processus continu, et un critère permettant de distinguer transport par charriage (proche du fond) et transport en suspension sera donc arbitraire.

Dans le cas de rivières de gravier, le transport solide est généralement trop faible pour donner lieu à de la suspension. La suspension se trouve plutôt dans les rivières de sable. Pour celles-ci, le transport solide s'accompagne généralement de dunes (voir paragraphe suivant). La distinction entre charriage et suspension peut alors se définir en comparant la longueur de saltation et la longueur caractéristique des dunes. Dans le cas où le trajet des grains est nettement inférieur à la longueur de dune, il s'agit de transport par charriage, et dans le cas contraire il s'agit de transport par suspension. La justification de cette distinction sera apportée au paragraphe 4.2.3 de ce chapitre.

Une autre différence entre les deux modes de transport est que le transport par charriage en un point donné ne dépend que des caractéristiques hydrauliques locales tandis que le transport en suspension dépend de la concentration dans la colonne d'eau et donc de tout l'historique de la mise en suspension (et de la sédimentation) en amont du point considéré. Ce critère est lui aussi assez arbitraire car la définition de ce qui est « local » n'est pas facile (on peut, comme dans le cas précédent, utiliser pour cela l'échelle de la dune), il est néanmoins intéressant car il rejoint des considérations de modélisation numérique liées à la discrétisation spatiale (chapitre 4 paragraphe 3.2).

Une méthode simple pour déterminer si il y a tendance à la suspension réside en la comparaison entre la vitesse de chute des sédiments (qui dépend du diamètre de grain) et une vitesse verticale turbulente caractéristique au sein de l'écoulement. La vitesse de frottement (qui est une autre manière d'exprimer la contrainte au fond, cf. chapitre 3 paragraphe 2.2.1) donne un ordre de grandeur de cette dernière (Van Rijn (1993)).

Nous nous sommes intéressés dans ce paragraphe uniquement au transport des sédiments du lit. Il existe souvent en plus un transport en suspension de grains très fins qui proviennent de lessivage à l'amont, et ne se déposent pas dans le lit (terme anglo-saxon : washload). Ce type de transport intervient néanmoins dans la morphologie fluviale : il peut être piégé par la végétation et contribuer ainsi à l'exhaussement d'îles, ou bien se déposer à la décrue dans certaines zones de la plaine alluviale (formation de bourrelets de digue).

Remarquons enfin que le transport de sédiment sur fond plat est, dans le cas de lits sableux, une situation exceptionnelle qui correspond soit à un transport très faible soit à un transport très fort (mais sera le cas général dans le cas de lits de graviers). Le paragraphe suivant s'attachera donc aux formes de fond générées par le transport solide.

4.2. FORMES DE FOND

4.2.1. INTRODUCTION

Nous appelons ici « forme de fond » une structure topographique répétitive directement liée au transport solide. En conséquence les séquences seuils mouillés (banc alternés), qui sont plus liées au tracé du lit qu'au transport solide, ne sont pas considérées ici comme des formes de fond. Plusieurs types de formes de fond peuvent être superposés.

Les formes de fond sont un aspect fondamental du transport solide, en particulier parce qu'en modifiant la frontière liquide/solide (notamment en augmentant la rugosité) elle vont rétroagir sur l'écoulement de manière importante. Ce rôle là sera détaillé au chapitre 3, de même que les formulations permettant de prévoir l'évolution de ces formes de fond.

Les formes de fond liées à un transport solide de sont pas propres aux rivières ni même aux interfaces liquide/solide : dunes éoliennes sableuses, neige (sastrugi...).

4.2.2. TYPES DE FORMES DE FOND

Différents types de formes de fond peuvent se trouver en rivière selon les conditions hydrauliques et le matériau du lit. En voici une liste non-exhaustive :

nappes de charriage : ce sont des formes de fond des rivières de gravier à granulométrie assez large. Elles se caractérisent par une très faible hauteur, et la présence d'un fort tri granulométrique longitudinal au sein de la forme de fond (Whiting et al. (1988)). En raison de leur faible hauteur, nous les assimilons au fond plat.

rubans de sable : Ce sont des formes typique des rivières sable-gravier. Dans des conditions hydrauliques suffisantes pour entraîner le sable mais pas le gravier, le sable entraîné se sépare du gravier et forme des rubans, qui améliorent le transport du sable (le sable est plus mobile dans un mélange sableux que dans un mélange sable/gravier). Quand plus de sable devient disponible, ces rubans se développent et se transforment en barkhanes (voir dunes).

rides : Ce sont des petites formes de fond qui ne peuvent se développer que dans le cas de sédiments fins. D'après Van Rijn (1984), elles n'apparaissent que pour des tailles de grain inférieures à 0.5 millimètres.

dunes : Il s'agit de formes de grande taille (longueur jusqu'à six fois la hauteur d'eau) typiques des rivières de sable (mais certains auteurs en décrivent pour des dunes de gravier, voir Carling (1999) pour une revue). Elles sont généralement asymétriques, avec une face amont de faible pente et une face aval très raide. Elles tapissent généralement tout le lit (trains de dunes) mais quand l'approvisionnement en sable est limité (cas d'un lit composé d'un mélange sable gravier), des dunes de sable isolées sur un lit de gravier, les barkhanes, peuvent être trouvées. Les dunes sont en opposition de phase avec les ondulations de la surface libre (contrairement aux antidunes).

antidune : il s'agit de l'évolution de la dune en régime torrentiel. Les antidunes sont en phase avec les ondulations de la surface libre. Elles se déplacent généralement vers l'amont, contrairement à toutes les autres formes de fond.

Les conditions d'apparition des différents types de formes de fond dépendent donc à la fois de la nature des sédiments (diamètre des grains mais aussi nature du mélange), et des conditions hydrauliques (hauteur d'eau et contrainte). Ces dépendances seront explicitées de manière qualitative au paragraphe suivant, et de manière plus quantitative au chapitre 3, mais on peut déjà tracer un diagramme purement qualitatif des formes de fond les plus usuelles en rivière (cf. figure 2.4).

Les rivières étudiées dans le cadre de la thèse, la Loire et l'Arc, sont respectivement une rivière de sable et une rivière de gravier. On s'intéressera donc en particulier aux dunes et au transport sur fond plat de gravier.

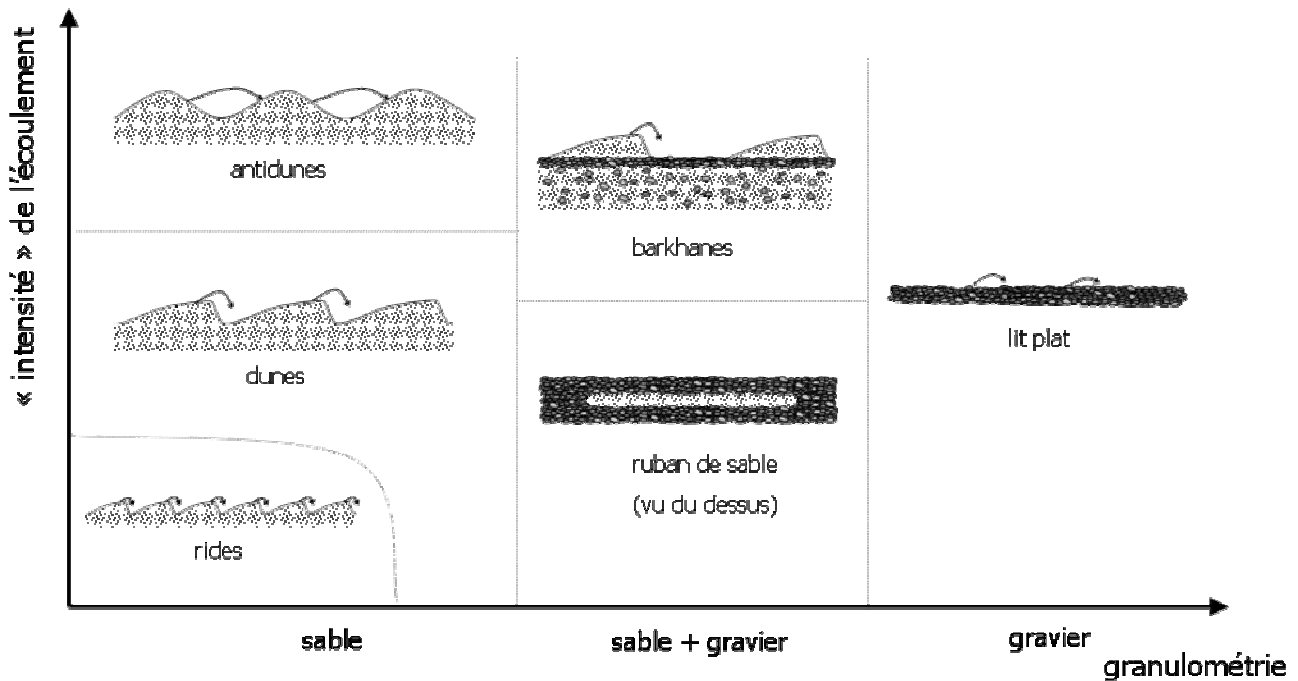


figure 2.4 – diagramme qualitatif d'existence des formes de fond

4.2.3. MODELES QUALITATIFS DE FONCTIONNEMENT

Nous présentons ici comment les formes de fond se créent et évoluent. Nous nous appuyons essentiellement sur Yalin (1992) qui propose des explications basées sur la turbulence.

Les rides sont liées à l'existence d'une sous-couche visqueuse au fond. Pour que des rides puissent se former, il faut donc que les sédiments soient suffisamment petits (inférieurs à 0,5 mm) pour que la sous-couche visqueuse puisse avoir une influence sur eux. De plus, la seule variable de l'écoulement influençant leur développement est la vitesse de frottement (la hauteur d'eau ne joue pas). Comme il s'agit de formes de fond de petite taille, il est possible de considérer qu'elles s'adaptent de manière immédiate aux conditions hydrauliques.

Les dunes, elles, sont liées aux structures turbulentes verticales (l'axe de rotation des tourbillons se situe dans le plan horizontal) qui prennent naissance près du lit, croissent ensuite en taille, et ont leur taille maximale limitée par la hauteur d'eau (Yalin (1992)). La hauteur des dunes dépend elle aussi de la hauteur d'eau, mais d'autres paramètres interviennent, en particulier le diamètre de grain. Le rapport entre hauteur de dune et longueur est de l'ordre de 0,06. Cela semble assez faible, et la raison pour laquelle l'effet des dunes ne peut pas être négligé par rapport au cas du fond plat provient de leur géométrie très asymétrique. Si leur face amont est de pente faible (ce qui provoque, en régime fluvial, une accélération de l'écoulement), leur face aval est généralement de pente très raide (de l'ordre de l'angle de repos du sédiment, soit environ 30°), ce qui crée une zone de recirculation fortement dissipatrice d'énergie à l'aval immédiat du décrochement.

Le mécanisme d'avancée de la dune est donc le suivant : sur la face amont, le transport solide croît de l'amont vers l'aval (ce qui entraîne l'érosion et donc l'avancée de cette face), sur la face aval, il se dépose en raison de la chute brutale de la vitesse du courant dans la zone de recirculation.

Ce mécanisme est donc lié au comportement de l'écoulement en présence d'une irrégularité du fond : accélération de l'écoulement sur la face amont et ralentissement sur la face aval. Ce n'est le cas qu'en régime fluvial ; en régime torrentiel le comportement est inversé et l'évolution des formes de fond le sera donc aussi : les grains sont érodés sur la face aval et se déposent sur la face amont. De telles formes de fond, les antidunes, se déplacent donc vers l'amont, et sont en phase avec la surface libre (au contraire des dunes).

Quand le transport augmente, la distance de saltation des grains transportés augmente aussi. Les grains qui ont été transportés sur la face amont et passent la crête ne se déposent pas directement sur le haut de la face aval, mais plus loin dans le creux précédant la dune suivante, ou bien sont entraînés dans la colonne d'eau (pour se déposer probablement dans un creux une ou plusieurs dunes plus loin). La face aval de la dune sera donc moins pentue, et la hauteur de la dune sera réduite. L'augmentation de la longueur de saltation (qui correspond à la mise en suspension) tend donc à aplanir les dunes et à réduire leur hauteur (cf. Engelund et Fredsoe (1974)).

En résumé, l'évolution des dunes à fort transport est limitée par deux phénomènes : l'augmentation du nombre de Froude tend, dans un premier temps, à aplanir la crête des dunes, puis à créer des antidunes, tandis que l'augmentation de la part du transport en suspension tend à lisser la face aval de la dune, puis à l'aplanir.

Plusieurs niveaux de formes de fond (rides / dunes, petites dunes / grandes dunes) peuvent être superposés. Kleinhans (2002) indique que d'après d'autres auteurs la superposition petites dunes / grandes dunes est causée par les changements rapides de débit : le train de petite dune correspondrait à la formation de dunes liées à l'hydraulique actuelle tandis que les grandes dunes seraient une relique d'une situation antérieure. Cette explication est valable seulement pour le cas de petites dunes actives sur des grandes dunes inactives. L'explication de Carling et al. (2000) est plutôt que les dunes secondaires se développent dans la couche limite créée par les grandes dunes. Cette explication est aussi citée par Kleinhans (2002). Ces explications ne sont en fait pas incompatibles.

La vitesse à laquelle les formes de fond se développent ou bien disparaissent dépend d'un côté de leur volume et de l'autre de l'ampleur du débit solide. Pour les rides, le volume en jeu est faible, et on a vu que leur évolution était quasiment immédiate par rapport à l'échelle de temps des variations des conditions hydrauliques. Ce n'est pas le cas pour les dunes : celles-ci ne sont pas forcément adaptées aux conditions hydrauliques dans lesquelles on les rencontre : il peut y avoir un décalage, spatial ou temporel.

4.3. GRANULOMETRIE ETENDUE

4.3.1. CARACTERISATION DES SEDIMENTS

Jusqu'ici, nous ne sommes pas intéressés au fait que les sédiments rencontrés dans les rivières ne présentent pas une taille de grain unique, mais sont formés d'un mélange de grains de tailles différentes. Le mélange sera entièrement défini par la donnée d'une courbe de répartition granulométrique.

L'échelle logarithmique pour les tailles de grain est plus adaptée que l'échelle linéaire car la courbe granulométrique est généralement proche d'une loi lognormale.

Plusieurs diamètres caractéristiques du mélange peuvent être définis, comme le diamètre médian D_{50} ou bien le diamètre moyen D_m .

Différents paramètres définis à partir de la distribution granulométrique peuvent être utilisés pour caractériser le mélange. On trouvera une revue détaillée des différentes méthodes possibles pour caractériser un mélange granulométrique dans les rivières de gravier dans Bunte et Abt (2001). Pour les rivières de sable, ces méthodes s'appliquent de la même manière, mais dans ce cas l'étendue granulométrique est généralement plus faible et la courbe plus simple, ce qui fait que ces méthodes ont moins d'utilité.

4.3.2. LIEN ENTRE ETENDUE GRANULOMETRIQUE ET TRANSPORT

Les forces que l'écoulement exerce sur un grain sont des forces de frottement qui s'exercent sur la surface ($\sim D^2$) tandis que ce qui s'oppose à son mouvement est son poids ($\sim D^3$). La faculté au mouvement d'un grain devrait donc suivre une loi de type $1/D$.

Cette loi est valable en première approximation quand on compare deux sédiments de granulométrie uniforme ayant des tailles de grain différentes. Si par contre on considère un mélange de granulométrie étendue, les effets de mélange vont s'opposer dans une certaine mesure au transport préférentiel des grains fins par rapport aux gros.

L'explication ces effets de mélange est la suivante : les gros grains dans un mélange sont plus exposés au flot que si ils étaient seuls représentés dans le lit, et inversement pour les grains fins (voir figure 2.5). En conséquence, les gros grains sont plus faciles à déplacer et leur transport sera plus élevé que s'ils étaient seuls. Inversement pour les petits grains. Ce phénomène est connu sous le nom de « masquage et exposition ».

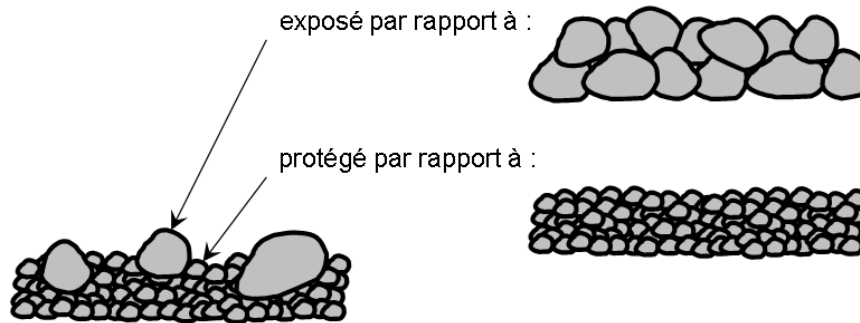


figure 2.5 – Explication schématique des phénomènes de masquage et exposition

Cet effet a donc tendance à contrecarrer la différence de mobilité intrinsèque des grains. On peut imaginer que tous les grains d'un mélange sont mobiles en même temps quelle que soit leur taille : il n'y a alors pas de transport sélectif. Ce cas n'est pas général (il ne peut être considéré que comme une approximation, et seulement dans certains cas), nous reviendrons sur les expressions quantitatives des différences de mobilité entre les différentes tailles de grain au chapitre 3.

Une conséquence du transport préférentiel des sédiments plus fins est que la granulométrie des sédiments transportés est généralement plus fine que celle des sédiments du lit.

4.3.3. VARIATION DE LA COMPOSITION DES SEDIMENTS DANS LE LIT

Les différentes tailles de sédiment vont donc se déplacer différemment (se « trier »), et la composition du mélange à chaque endroit est donc variable dans le temps. Ce tri entraîne des variations spatiales (horizontales mais aussi verticales) et temporelles de composition. Ces phénomènes sont des éléments essentiels de la morphologie fluviale.

Cette variabilité de la taille des grains est donc liée à une variation des conditions de l'écoulement, à l'exception des apports ponctuels de sédiment provenant des versants (éboulements) ou bien des affluents.

Variation à grande échelle :

Une caractéristique générale des rivières est que les sédiments qui composent le lit sont de plus en plus fins dans la direction aval. Ce phénomène est causé par le transport préférentiel des sédiments les plus fins ainsi que par l'abrasion, et est associé à une diminution de la pente du lit vers l'aval. Les diamètres des grains du lit peuvent aller de plusieurs dizaines de centimètres dans les torrents de montagne, à quelques dixièmes de millimètres au niveau de l'embouchure des fleuves.

Variation dans un tronçon :

A l'échelle du tronçon (longueur de rivière de l'ordre de dix fois la largeur), des variations systématiques de taille des sédiments peuvent s'observer au niveau des alternances seuil-mouille. La granulométrie des seuils est en général plus grossière que celle des mouilles, au moins à la surface du lit.

4.3.4. VARIATION VERTICALE DES SEDIMENTS EN RIVIERE

En plus des variations en plan de la composition de mélange, il y a aussi des variations de composition sur la verticale. Pour les rivières dont le lit contient une fraction non négligeable de gravier, la couche de surface présente dans le cas général une granulométrie plus grossière que le reste du lit : il s'agit du phénomène de pavage.

Ce pavage est généralement un phénomène dynamique qui n'empêche pas le transport solide. Par contre dans certains cas, par exemple en aval d'un barrage bloquant le transit des sédiments, il ne reste en surface que des sédiments grossiers incapables d'être transportés par l'écoulement. On parle alors de pavage statique.

La formation d'une couche de pavage peut avoir plusieurs origines :

- Déséquilibre du transport solide : si il y a érosion (apport insuffisant de sédiments de l'amont) et que les sédiments fins sont entraînés préférentiellement aux gros graviers, une couche superficielle plus grossière que le substrat va se développer.

- Dépôt des grains fins directement dans le substrat, appelé percolation. Quand des grains fins sont transportés au dessus d'un lit composé essentiellement de gros grains, les grains fins quand ils se déposent ont tendance à filtrer sous la surface à travers les graviers (Wilcock et Kenworthy (2002)). Ainsi, dans un canal de laboratoire avec recirculation de sédiment, il peut y avoir développement d'une couche de surface qui a une composition plus grossière que le substrat. Ce phénomène a aussi été observé par Recking (2006) dans des expériences en laboratoire avec alimentation constante de sédiments bimodaux.

Pour les lits sableux, le transport se fait par formes de fond (dunes et rides). Dans le cas d'un mélange de granulométrie étendue, celles ci ont généralement une composition plus fine que le lit. Ce phénomène est particulièrement marqué dans le cas de mélanges sable-gravier : il peut alors y avoir transit de dunes de sable au dessus d'une couche de gravier immobile (Carling et al. (2000), Kleinhans (2002)).

5. LES PROCESSUS MORPHOLOGIQUES

L'objectif de ce sous-chapitre est de décrire les conséquences des processus de transport décrits plus haut sur la morphologie de la rivière à l'échelle du tronçon.

5.1. RIVIERE DE SABLE – RIVIERE DE GRAVIER

Nous avons distingué jusqu'ici les rivières dont le lit est composé de sable des rivières dont le lit est composé de gravier (le seuil entre les deux étant fixé à 2 mm). Une caractéristique des rivières de gravier est que pour le débit de plein bord, la contrainte hydraulique est du même ordre de grandeur que la contrainte de mise en mouvement des sédiments, tandis qu'elle en est bien supérieure pour les rivières de sable Parker (2007). Une autre caractéristique (qui est liée à la précédente) des rivières de gravier par rapport aux rivières de sable est que – généralement – il n'y pas de formes de fond bien marquées.

Par contre des bancs alternés (séquence seuils-mouilles) peuvent être présents ou pas dans les deux cas. Il n'existe donc pas de morphologie type des rivières de gravier ni de morphologie type des rivières de sable. La distinction rivière de sable – rivière de gravier, bien que fondamentale, n'est pas suffisante pour rendre compte de la diversité des formes des lits fluviaux rencontrés.

5.2. DIFFERENTS STYLES FLUVIAUX

Une revue des différentes méthodes de classification des rivières est proposée par Kondolf et al. (2003). En ce qui concerne les styles fluviaux (morphologie de lit) une classification générale en quatre styles différents selon deux critères (sinuosité et unicité du chenal) est présentée dans le tableau 2.1.

	chenal unique	chenaux multiples
rectiligne	rectiligne	en tresse
sinueux	à méandres	anastomosé

tableau 2.1 – classification de Rust des styles fluviaux d'après Bravard et Petit (1997)

La présence de tressage est associée, d'après Bravard et Petit (1997), à une forte charge sédimentaire, à l'érodabilité des berges, à une grande variabilité des débits et à des pentes élevées, mais aucun de ces facteurs n'est déterminant.

Dans beaucoup de cas, le style fluvial est aussi la conséquence des aménagements : le chenal est souvent « unifié », les berges fixées. Dans ce cas on a quand même conservation de séquences seuils mouilles ou de bancs alternés caractéristiques des rivières à méandres. Une des conditions de l'existence du tressage est l'érodabilité des berges. Les endiguements tendent donc à détruire le tressage (qui est remplacé par des bancs alternés). Les rivières que nous étudierons dans les cas-tests correspondent au cas de rivières à berges fixées.

Le style fluvial est déterminé, d'après Yalin (1992), par les structures turbulentes horizontales. Le type de lit que celles-ci sont capables d'engendrer (sans bancs, à bancs alternés, à tresses) dépend des caractéristiques géométriques (largeur et hauteur) du lit et de la granulométrie car ce sont ces paramètres qui déterminent la manière dont les structures turbulentes interagissent avec le lit et les berges. Ils détermineront du coup aussi si l'adaptation de la pente se fait, dans le cas où la pente doit diminuer, par érosion du chenal ou bien par accentuation de la sinuosité par le méandrement.

Le style fluvial va donc dépendre des mécanismes d'ajustement des caractéristiques géométriques au débit liquide et à la charge sédimentaire.

5.3. MECANISMES D'AJUSTEMENT MORPHOLOGIQUES

Les variations des caractéristiques géométriques (pente, largeur et hauteur) et du style fluvial sont causées par un déséquilibre entre la quantité de sédiments qui est amenée au point considéré et la quantité qui en est évacuée. La rivière s'adapte pour assurer le transport des sédiments provenant de l'amont.

Il est très difficile de préciser comment cette adaptation va se faire face à des variations des contraintes extérieures (débit liquide et débit solide) ou bien face à des aménagements qui, typiquement, contraignent sa largeur.

Dans le cas où la largeur de la rivière est fixée, le problème de la détermination des caractéristiques géométriques du lit adaptées à un débit liquide et un débit solide donnés peut se résoudre à partir de la loi de frottement et de la loi de transport (même si, en pratique, les incertitudes sur ces deux lois rendent la prévision délicate). La principale variable d'ajustement de la rivière est alors la pente, et le comportement de la rivière face aux perturbations peut être décrit schématiquement par la balance de Lane (cf. figure 2.6).

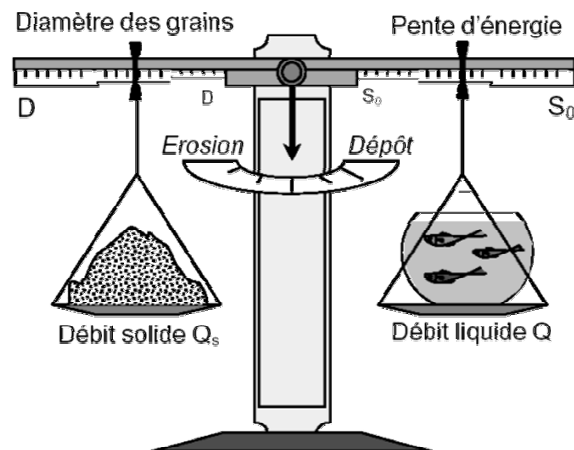


figure 2.6 – Balance de Lane d'après Recking (2006)

Dans le cas où les berges sont érodables, il est nécessaire de disposer d'une troisième équation pour résoudre le problème. Généralement, cette équation exprime la minimisation d'une grandeur telle que la dissipation d'énergie ou le nombre de Froude. Le choix de cette troisième équation est plus problématique et est très loin de faire consensus (Darby et van de Wiel (2003), Yalin (1992)). Il n'est donc pas possible de résoudre le problème analytiquement de manière satisfaisante.

Le type d'analyse que nous venons de présenter est de plus considérablement limité par le fait que ces méthodes ne prennent en compte ni les variations longitudinales des caractéristiques de la rivière, ni la variation temporelle du débit qui fait que la rivière est en fait en perpétuel déséquilibre. La végétation ainsi que la géologie, qui modifient l'érodabilité des berges, jouent aussi un rôle important.

Dans le cadre de la modélisation numérique, la formulation mécaniste utilisée doit permettre de déterminer naturellement les évolutions des caractéristiques des rivières en tenant compte des variations spatiales de la géométrie de la rivière et des évolutions temporelles du débit.

Dans la pratique, nous ne pourrions pas représenter tous les processus : les mécanismes d'érosion des berges, souvent composées de matériaux cohésifs, ne sont pas représentés spécifiquement dans le modèle, les formulations pour représenter ces mécanismes étant assez limitées (ASCE Task Committee on Hydraulics (1998a,b); Pizzuto (2003)). On ne peut donc utiliser raisonnablement le modèle qu'à berges fixes. De plus, les variations à grande échelle de profil en long se font à des échelles de temps trop longues et des échelles spatiales trop étendues pour nos outils numériques. Nous nous intéressons donc aux ajustements sur des périodes plus courtes, et l'essentiel des processus que nous pouvons alors espérer prendre en compte concerne l'ajustement local de la pente, et la manière dont la géométrie locale en est affectée.

6. CONCLUSION

Nous avons décrit dans ce chapitre les caractéristiques du système fluvial, en insistant en particulier sur les processus de transport solide.

Nous avons vu que la complexité du système rendait délicates les prévisions globales sur le comportement du système. Une solution possible est d'avoir recours à la modélisation numérique pour faire le lien entre l'échelle des processus et l'échelle des formes. Avant d'appliquer l'outil numérique, il faut préciser comment ces processus peuvent être quantifiés. C'est ce qui est fait dans le chapitre suivant.

FORMULATIONS ET EQUATIONS

1. INTRODUCTION

Ce chapitre présente les formulations physiques susceptibles d'être utilisées pour le calcul du transport solide en rivière dans un modèle numérique. Comme le modèle numérique qui sera utilisé est bidimensionnel, nous nous intéressons au transport solide local (et non pas intégré sur une section ou sur tout un tronçon). Le calcul du transport solide nécessite dans un premier temps celui des paramètres de l'écoulement. Nous verrons qu'il est nécessaire pour cela de tenir compte de la rétroaction du transport solide sur l'écoulement par la modification de l'interface solide / liquide.

Ce chapitre, comme le précédent est essentiellement bibliographique, mais nous chercherons à dégager un choix cohérent de formulations bien adapté à la modélisation numérique.

2. L'ÉCOULEMENT, MOTEUR DE TRANSPORT SOLIDE

2.1. EQUATIONS

Une approche descriptive de l'écoulement en rivière a été présentée au chapitre précédent. Nous nous intéressons ici aux processus physiques élémentaires formalisés par des équations, pour préciser ce qui est programmé dans le code de calcul, et aussi pour déterminer à quel point ces équations résolues dans le modèle numérique peuvent reproduire le comportement décrit précédemment.

Les modélisations hydrauliques effectuées au cours des travaux de la thèse s'appuient sur les équations de Saint-Venant bidimensionnelles. Nous les présentons ici en insistant sur les hypothèses et simplifications physiques par rapport aux équations de Navier-Stokes de manière à bien cerner quelles en sont les limites et ce que nous serons capables de modéliser dans notre perspective fluviale. Le lecteur pourra trouver dans la littérature de nombreuses références plus complètes concernant leur obtention. Ainsi Hervouet (2001) décrit précisément ce qui est utilisé dans TELEMAC.

Nous commençons donc par les équations de Navier-Stokes. Dans le cas d'un fluide incompressible, l'expression de la conservation de la masse du fluide s'écrit :

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad (3.1)$$

avec : u et v vitesses horizontales, w vitesse verticale.

La deuxième équation, parfois appelée équation de conservation de la quantité de mouvement, est l'expression pour les fluides du principe fondamental de la dynamique (somme des forces = accélération). Elle s'écrit dans le cas d'un fluide incompressible et newtonien et en négligeant les forces de Coriolis (ce qui est justifié dans le cas fluvial par la faible empreinte géographique des modèles) :

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + \nu \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) \quad (3.2.a)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} + \nu \left(\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial z^2} \right) \quad (3.2.b)$$

$$\frac{\partial w}{\partial t} + u \frac{\partial w}{\partial x} + v \frac{\partial w}{\partial y} + w \frac{\partial w}{\partial z} = g - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} + \nu \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} \right) \quad (3.2.c)$$

avec ρ la masse volumique de l'eau, p la pression, g l'accélération de la pesanteur et ν le coefficient de viscosité cinématique.

Le terme de gauche correspond donc à l'accélération du fluide tandis que les deux termes de droite des équations sur u et v correspondent aux résultantes des forces de pression et des forces visqueuses respectivement.

Dans le cas d'écoulements en rivière, il est généralement possible de considérer que les termes d'accélération des vitesses verticales sont négligeables par rapport aux autres termes de l'équation (3.2.c)

Celle-ci s'écrit alors :

$$\frac{\partial p}{\partial z} = -\rho g \quad (3.3)$$

soit

$$p = p_0 + \rho g(Z - z) \quad (3.4)$$

avec p_0 la pression atmosphérique et Z la cote de la surface libre.

Avec cette hypothèse de pression hydrostatique, l'équation (3.2) s'écrit :

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} = -g \frac{\partial Z}{\partial x} + \nu \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) \quad (3.5.a)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} = -g \frac{\partial Z}{\partial y} + \nu \left(\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial z^2} \right) \quad (3.5.b)$$

A ces équations sont associées deux conditions aux limites au fond, l'une exprimant l'imperméabilité, et l'autre exprimant la contrainte au fond par une loi de frottement, et deux conditions aux limites à la surface libre, l'une exprimant l'imperméabilité (ce qui permet d'en déduire la hauteur d'eau) et l'autre exprimant la contrainte à la surface qui est nulle sauf dans le cas de vent.

Le système formé par les équations (3.1), (3.5) et les conditions aux limites décrit fidèlement l'écoulement en rivière, mais il est impossible à résoudre rigoureusement en raison de la turbulence. En effet, des échelles spatiales très fines et des échelles temporelles très courtes sont associées à celle-ci, rendant la résolution numérique dite « directe » de ce système très difficile pour des raisons de puissance de calcul (ASCE Task Committee (1988a), Nelson et al. (2003)). On aurait pu espérer qu'en résolvant le système à des échelles plus grossières, le champ moyen au moins pourrait être déterminé. Ce n'est pas le cas car la turbulence a un effet important sur le champ moyen, et de tels calculs seraient fortement instables (Nelson et al. (2003)). La prise en compte de la turbulence s'effectue classiquement en appliquant la décomposition de Reynolds et l'hypothèse de Boussinesq. La décomposition de Reynolds consiste à séparer la vitesse en un terme de vitesse moyenne et un terme de vitesse turbulente. Des termes supplémentaires (de corrélation entre les vitesses turbulentes) dits tenseurs de Reynolds apparaissent alors dans les équations (3.5), et traduisent physiquement le fait que la turbulence tend à transférer de la quantité de mouvement de manière analogue à la viscosité. L'hypothèse de Boussinesq consiste à traiter ces termes de la même manière que le tenseur des forces visqueuses : la turbulence ajoute de la viscosité, et celle-ci est même bien supérieure à la viscosité moléculaire. Le coefficient de viscosité turbulente qui s'ajoute au coefficient de viscosité cinématique (et même le remplace puisqu'il lui est largement supérieur) dans les équations (3.5) n'est pas constant et doit être déterminée à partir des paramètres de l'écoulement. Les modèles généralement utilisés font le lien avec une longueur de mélange, ou bien avec l'énergie turbulente (modèle k-epsilon) dont la connaissance nécessite la résolution d'une équation de conservation supplémentaire (ASCE Task Committee (1988a)).

Les équations de Navier-Stokes peuvent donc être résolues numériquement avec les hypothèses et formulations que nous venons de décrire. Nous ne les utiliserons néanmoins pas pendant la thèse au profit des équations de Saint-Venant. La résolution de ces dernières est en effet beaucoup moins lourde en temps de calcul. Ces équations s'obtiennent par intégration sur la verticale des équations de Navier-Stokes. Les vitesses de l'écoulement auxquelles on s'intéresse maintenant sont donc des vitesses moyennes sur la verticale, et toute l'information sur la structure verticale de l'écoulement est perdue. Ces équations sont utilisées dans des codes de calcul bidimensionnels horizontaux (comme TELEMAC 2D, celui que nous utiliserons) qui sont appliqués couramment en ingénierie.

L'intégration de l'équation (3.1) donne après quelques traitements (Hervouet (2001)) :

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial HU}{\partial x} + \frac{\partial HV}{\partial y} = 0 \quad (3.6)$$

avec H la hauteur d'eau, U et V les vitesses horizontales moyennées sur la verticale.

Cette équation est l'expression en deux dimensions de la conservation de la masse pour un fluide incompressible à surface libre.

L'intégration de l'équation (3.5) donne (Hervouet (2001)) :

$$\frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} + V \frac{\partial U}{\partial y} = -g \frac{\partial Z}{\partial x} + \frac{\tau_x}{\rho H} + \frac{1}{H} \frac{\partial}{\partial x} \left(H v \frac{\partial U}{\partial x} \right) + \frac{1}{H} \frac{\partial}{\partial y} \left(H v \frac{\partial U}{\partial y} \right) \quad (3.7.a)$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} + U \frac{\partial V}{\partial x} + V \frac{\partial V}{\partial y} = -g \frac{\partial Z}{\partial y} + \frac{\tau_y}{\rho H} + \frac{1}{H} \frac{\partial}{\partial x} \left(H v \frac{\partial V}{\partial x} \right) + \frac{1}{H} \frac{\partial}{\partial y} \left(H v \frac{\partial V}{\partial y} \right) \quad (3.7.b)$$

avec τ_x et τ_y les composantes de la contrainte au fond.

Des termes provenant de l'intégration sur la verticale du terme d'accélération convective ont été oubliés dans l'équation (3.5). Ces termes (dits de dispersion) sont dus au fait que la convection par l'écoulement réel (avec un profil de vitesse non constant sur la verticale) est différente de la convection par la vitesse moyenne. Ces termes ne sont pas traités explicitement dans TELEMAC 2D : ils sont assimilés à la diffusion turbulente par augmentation de la valeur de la viscosité (cf. Hervouet (2001)). Ces termes peuvent avoir de l'importance notamment dans le cas des méandres. Les courants hélicoïdaux (cf. chapitre 2 paragraphe 3.1.2) ont en effet tendance à convecter les vitesses plus élevées en surface vers l'extérieur du méandre. En 2D, le courant hélicoïdal ne peut pas être représenté et rien n'est convecté transversalement à l'écoulement principal, en conséquence les zones de fortes vitesses seront bien trop à l'intérieur du méandre. La représentation de ce terme de dispersion par une viscosité plus élevée peut éventuellement améliorer les résultats par élargissement des zones de fortes vitesses, mais ne peut rendre compte de toute la complexité du phénomène. Certains auteurs ont tenté de prendre en compte cet effet de manière plus détaillée dans des codes bidimensionnels, mais la détermination dans le code de calcul du rayon de courbure du méandre est nécessaire, ce qui implique d'utiliser des maillages curvilignes (ce qui n'est pas notre cas). D'après Nelson (2003), cet effet est souvent, mais pas toujours, négligeable par rapport au forçage de l'écoulement par la topographie du méandre (le banc de convexité imposant les vitesses élevées vers l'extérieur du banc).

L'intégration des termes $\nu \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$ et $\nu \frac{\partial^2 v}{\partial z^2}$ des équations (3.5.a) et (3.5.b) donne la contrainte au fond. Celle-ci, qui était une condition à la limite dans le cas des équations de Navier Stokes devient un terme explicite des équations de Saint-Venant. Elle doit être calculée par une loi de frottement basée sur les paramètres moyens de l'écoulement et non plus sur la vitesse au fond comme dans le cas des équations de Navier-Stokes (voir paragraphe suivant).

L'intégration des autres termes de viscosité donne par contre lieu à des approximations dues cette fois-ci encore à la non-uniformité du profil vertical de vitesses. De plus, nous avons vu que ces termes doivent tenir compte de la dispersion dont le rôle est souvent bien supérieur à celui de la diffusion turbulente (ASCE Task Committee (1988a)). L'application de modèles de turbulence développés dans le cas tridimensionnel n'est pas possible directement, des modèles spécifiques sont donc utilisés comme le modèle d'Elder (Hervouet (2001)) qui prend en compte la dispersion en supposant que les profils verticaux des vitesses sont logarithmiques, ou bien des modèles de turbulence du type k-epsilon adaptés au cas bidimensionnel (ASCE Task Committee (1988b), Hervouet (2001)).

2.2. LE COUPLAGE ENTRE L'ÉCOULEMENT ET LE LIT

2.2.1. PROFIL DE VITESSE ET CONTRAINTE AU FOND

La contrainte au fond précise la relation entre l'écoulement et le lit. Elle a une double importance : elle définit le rôle de la frontière solide sur l'écoulement, et elle est à l'origine du transport solide de fond.

Il faut une relation empirique pour calculer la contrainte en fonction des variables locales définissant l'écoulement

En 3D, la contrainte peut être reliée à la vitesse près du fond, par exemple en considérant que le profil de vitesse est logarithmique :

$$\frac{u(z)}{u_*} = \frac{1}{k} \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (3.8)$$

avec : k : constante de von Kármán ($k=0.4$) ;

$$u_* : \text{vitesse de frottement définie par } u_* = \sqrt{\frac{\tau}{\rho}}$$

z_0 : hauteur d'annulation de la vitesse

Cette expression du profil de vitesse peut se retrouver théoriquement dans le domaine proche de la paroi (Holmes (2003)), mais les données expérimentales indiquent qu'elle est approximativement valable sur toute la colonne d'eau (Smart (1999), Holmes (2003)). Dans le cas d'écoulements à frontière rugueuse (pour lesquels la hauteur des éléments de rugosité est très supérieure à l'épaisseur de la sous-couche visqueuse), la hauteur d'annulation de la vitesse peut se réécrire, à la suite des travaux de Nikuradse, en fonction d'une longueur caractéristique des éléments de rugosité.

$$z_0 = \frac{k_s}{30} \quad (3.9)$$

avec k_s longueur de rugosité.

L'hypothèse de profil logarithmique des vitesses sur la verticale permet l'écriture d'une loi de frottement en 2D, c'est-à-dire une expression de la contrainte au fond en fonction de la hauteur d'eau, de la vitesse moyennée sur la verticale, et d'un coefficient de rugosité. En effet, l'intégration sur la verticale de l'équation (3.8) donne :

$$\frac{U}{u_*} = \frac{1}{k} \ln\left(\frac{30H}{ek_s}\right) \quad (3.10)$$

Cette équation permet d'écrire la contrainte en fonction de U et H qui sont les paramètres de l'écoulement dans le cas bidimensionnel, et k_s , qui caractérise la surface du lit. Il s'agit donc bien d'une loi de frottement que nous appellerons « loi de Nikuradse ».

Cette loi de frottement est assez peu utilisée en ingénierie, au détriment de la loi de Strickler (connue aussi sous le nom de loi de Manning). Celle-ci peut s'écrire ainsi :

$$\tau = \rho g \frac{U^2}{K_s^2 H^{1/3}} \quad (3.11)$$

avec : U vitesse moyenne sur la verticale ;

K_s coefficient de Strickler ($m^{1/3}/s$).

La loi de Chézy est aussi parfois utilisée, elle s'écrit :

$$\tau = \rho g \frac{U^2}{C^2} \quad (3.12)$$

avec C coefficient de Chézy ($m^{1/2}/s$).

Cette loi suppose donc que la contrainte ne dépend que de la vitesse moyenne de l'écoulement. Cette hypothèse n'est pas adaptée aux écoulements en rivière.

La loi de Nikuradse (équation (3.10)) et la loi de Strickler (équation (3.11)) sont en réalité extrêmement proches car dans le domaine de H/k_s où l'on se trouve généralement en rivière, la loi logarithmique est très proche d'une loi puissance et les équations (3.10) et (3.11) sont équivalentes (Henderson (1966)).

Il sera donc possible d'utiliser l'une ou l'autre loi indifféremment. L'avantage de la loi de Nikuradse est l'expression plus physique du coefficient de frottement. Nous l'utiliserons donc quand nous chercherons à faire le lien entre ce coefficient et les propriétés du lit (granulométrie ou topographie).

2.2.2. CAS D'UN LIT PLAT

Dans le cas d'un fond plat (ce qui est le cas, nous l'avons vu au chapitre 2, principalement pour les rivières de gravier) la loi logarithmique est une bonne approximation (Smart (1999)) et la rugosité dans l'équation doit être liée à la granulométrie du lit. Il reste à préciser ce lien.

A la suite des travaux de Nikuradse, qui a effectué des expériences en conduites sur les parois desquelles des grains de sable étaient collés, la longueur de rugosité est généralement reliée au diamètre des grains sous la forme :

$$k_s = mD \quad (3.13)$$

avec m coefficient empirique et D diamètre de grain.

Nikuradse avait proposé $k_s = D$. Pour des lits naturels, m est sans doute supérieur à 1, c'est-à-dire que la rugosité est supérieure au diamètre de grain. En effet dans les expériences de Nikuradse, les grains de sable étaient collés côte à côte alors qu'en rivière l'arrangement du lit à petite échelle est moins régulier. Les différentes valeurs de m trouvées dans la littérature sont très variables. Les raisons pouvant expliquer cette variabilité sont la granulométrie étendue et le transport de sédiments (Yalin (1992), Recking (2006)).

A partir de revues de littérature Van Rijn (1993) a proposé $k_s = 3D_{90}$, tandis que Yalin (1992) a proposé $k_s = 2D_{50}$ tant que le paramètre de Shields est inférieur à 1 (ce qui couvre la plupart des situations en rivière).

Whiting et Dietrich (1990) ont cherché à déterminer la relation entre longueur de rugosité et diamètre de grain d'une manière qui est particulièrement intéressante pour nous. Ils ont en effet cherché la meilleure relation de manière à ce que les débits de transport solide calculés se rapprochent de ceux mesurés sur une rivière de sable et une rivière de gravier. Pour cela, les débits de transports sont calculés avec une adaptation de la formule de Meyer-Peter et Müller (voir paragraphe 3.3.3 de ce chapitre) et la contrainte calculée à partir de la longueur de rugosité estimée par la relation testée. Ils trouvent $k_s = 3D_{84}$.

La variation de m avec le transport solide ne fait aucun doute. Ce qui est moins clair est de savoir si cet effet est significatif pour les conditions de transport couramment rencontrées en rivière. Ce n'est pas le cas d'après Van Rijn (1993), Whiting et Dietrich (1990), ou Wilson (1989) qui a effectué des expériences en conduite couvrant une large gamme de taux de transport. Au contraire, d'après Recking (2006) qui se base sur ses mesures en canal et sur une compilation de données de la littérature, la rugosité augmente dès la mise en mouvement des grains : $k_s=D$ dans le cas où il n'y a pas de transport et $k_s=2,6D$ pour un transport bien établi. Plusieurs modèles (Smith et McLean (1977), Wilson (1989), Smart (1999)) ont été proposés pour tenir compte de l'augmentation de la rugosité par le transport sédimentaire. Ces modèles font généralement le lien entre l'augmentation de la rugosité et celle de l'épaisseur de la couche de saltation. D'après ces modèles (qui donnent d'après nos tests des résultats très différents), la longueur de rugosité à fort transport dépend de la contrainte hydraulique et plus du diamètre de grain.

Devant le manque de consensus sur une formulation prenant en compte la variation de la rugosité avec le transport solide, il semble plus raisonnable d'utiliser dans la suite du travail l'équation (3.13), avec D pris comme D_{50} ou bien D_m .

2.2.3. CAS D'UN LIT AVEC FORMES DE FOND

2.2.3.1. L'ÉCOULEMENT SUR DES FORMES DE FOND

Nous avons vu au chapitre 2 que les dunes étant caractérisées par une face aval très raide, l'écoulement près du fond était très affecté par la présence de dunes. En particulier des zones de recirculation de l'écoulement sont souvent présentes derrière la face aval des dunes, qui créent des forces de pression importantes entre l'écoulement et le lit. La contrainte exercée par l'écoulement sur le lit (ou réciproquement) peut donc être séparée en une contrainte due aux variations de pressions le long de la dune (contrainte de forme) et une contrainte due au frottement sur les grains eux-mêmes (contrainte de peau).

La simulation détaillée de ce type d'écoulement par des outils numériques est très délicate, et la représentation des dunes dans un maillage sur des cas de grande emprise est de toute façon impossible pour des problèmes d'échelle (cf. chapitre 4 paragraphe 3.1). Il est donc nécessaire de prendre en compte les effets de la présence des dunes de manière implicite par l'augmentation de la longueur de rugosité dans l'équation (3.10). La longueur de rugosité ne sera alors plus reliée au diamètre de grain mais aux caractéristiques des dunes.

Notons aussi qu'en présence de dunes, l'équation (3.10) n'est en fait plus valable car le profil de vitesse ne suit plus une loi logarithmique. Il est par contre possible de définir un profil logarithmique à plusieurs segments si on moyenne spatialement (sur l'horizontale) les caractéristiques de l'écoulement (Smith et McLean (1977)). Dans la partie supérieure de l'écoulement, le paramètre d'échelle (u_* de l'équation (3.10)) est la contrainte totale tandis que dans la partie inférieure ce paramètre d'échelle est la contrainte de peau. Nous considérerons tout de même que l'équation (3.10) peut être utilisée comme loi de frottement même dans le cas de dunes.

La présence de dunes va aussi jouer sur la relation entre la contrainte hydraulique et le transport solide. En effet, c'est la contrainte de peau (et pas la contrainte totale) qui entraîne le transport solide, comme le prouvent Wiberg et Smith (1989) : les points de mesure (en canal de laboratoire) du transport solide adimensionnel n'ont pas une relation univoque avec la contrainte totale mais par contre tombent sur une seule courbe s'ils sont tracés en fonction de la contrainte de peau (calculée par les auteurs en soustrayant à la contrainte totale une contrainte de forme calculée à partir des dimensions des dunes et en supposant un coefficient de traînée de 0,2).

Une formulation satisfaisante devra donc d'un côté pouvoir prévoir l'influence des formes de fond sur l'écoulement moyen par augmentation du frottement, et d'autre part pouvoir séparer du frottement total la part directement responsable du transport. Pour cela il serait d'une grande utilité de pouvoir prévoir la dimension des formes de fond.

2.2.3.2. LES DIMENSIONS DES DUNES

L'étude la plus aboutie pour prévoir le type et la dimension des dunes dans les rivières de sable a été présentée par Van Rijn (1984c). Pour un diamètre de grain donné, le seul paramètre déterminant la présence des dunes est le paramètre de transport T défini par Van Rijn qui s'écrit :

$$T = \frac{\tau_p - \tau_c}{\tau_c} \quad (3.14)$$

avec τ_c contrainte seuil d'après Shields (voir paragraphe 3.2 de ce chapitre) et τ_p contrainte de peau calculée par l'équation (3.10) avec $k_s = 3D_{90}$.

Dans le cas d'un diamètre de grain supérieur à 0.5 millimètres, des dunes apparaissent pour $T > 0$ et existent jusqu'à un T de 25, pour lequel on retombe sur un lit plat.

De plus, Van Rijn (1984c) a proposé des formules permettant de prévoir les dimensions des formes de fond (hauteur Δ et longueur d'onde λ) en fonction de la hauteur d'eau, du diamètre de grain (D_{50}) et du paramètre de transport T . Ces formules sont basées sur des données en canal de laboratoire et en rivière.

$$\frac{\Delta}{H} = 0.11 \left(\frac{D_{50}}{H} \right)^{0.3} (1 - e^{-0.5T})(25 - T) \quad (3.15)$$

$$\lambda = 7.3H \quad (3.16)$$

Julien et Klaassen (1995) indiquent qu'à partir de la compilation de données qu'ils utilisent, les formules 3.15 et 3.16 proposées par Van Rijn (1984c) donnent des résultats corrects pour un paramètre de transport T proche de 5. Par contre, il n'observe pas de décroissance de Δ/H quand T augmente, contrairement à ce qu'indique la formule 3.15. La décroissance correspondrait à l'aplanissement des dunes à transport élevé. La critique de Julien et Klaassen revient à dire que, en rivière (et contrairement aux expériences en canal), le nombre de Froude reste faible même quand T approche de 25, et que donc on ne passe pas du domaine des dunes au domaine du lit plat. Les formules proposées par Julien et Klaassen (1995) ne font pas intervenir le paramètre de transport T , et elles ont été calées sur des rivières de sable pour des débits importants :

$$\frac{\Delta}{H} = 2.5 \left(\frac{D_{50}}{H} \right)^{0.3} \quad (3.17)$$

$$\lambda = 6.25H \quad (3.18)$$

Par rapport à l'équation de Van Rijn, Julien et Klaassen (1995) ont remplacé le terme $25 - T$ par une constante de manière à ne plus représenter le passage des dunes au fond plat. Ils ont aussi fait disparaître le terme $(1 - e^{-0.5T})$, qui correspond à une diminution de la hauteur de dune avec T pour les T faibles. La non prise en compte de cet effet est justifiée en invoquant des expériences en canal qui semblent indiquer que la hauteur des dunes à transport faible est indépendante de T .

Ces formules ne sont applicables que si les dunes sont adaptées aux caractéristiques de l'écoulement. En effet l'évolution des dunes est un processus assez lent et dans le cas de variations rapides des conditions hydrauliques, les dimensions des dunes peuvent correspondre à un état antérieur des conditions hydrauliques. Les formulations pour prévoir l'évolution temporelle des dunes suite à des variations de conditions hydrauliques (Van Rijn (1993), Coleman et al. (2005)) ne sont pas encore opérationnelles, principalement en raison du manque de mesures de terrain (Coleman (2005)).

2.2.3.3. LA RUGOSITE DE FORME

Une fois les dimensions des dunes connues, il reste à en déduire la longueur de rugosité qui en résulte.

Van Rijn (1982) a proposé à partir de données de terrain et de laboratoire :

$$k_s = 1.1\Delta \left(1 - e^{-25\Delta/\lambda} \right) \quad (3.19)$$

Julien et al. (2002) a testé avec succès cette formule en comparant les coefficients de frottement mesurés au cours d'une crue du Rhin à ceux donnés par cette formule en se basant sur les dimensions mesurées des dunes.

2.2.3.4. LA CONTRAINTE DE PEAU

La contrainte de peau peut se calculer en enlevant à la contrainte totale la contrainte de forme calculée à partir des dimensions des dunes et d'un coefficient de traînée (Wiberg et Smith (1989)).

Elle peut aussi se calculer s'appuyant sur des hypothèses sur le profil vertical des vitesses dans un champ de dunes (Smith et McLean (1977), Bennett (1995)).

Smith et al. (1999) ont aussi cherché à calculer non pas la contrainte de peau moyenne mais celle au sommet de la dune.

Toutes ces méthodes peuvent être assez compliquées et surtout nécessitent dans tous les cas la connaissance de la taille des dunes. On a vu que leur connaissance était problématique dans le cas d'écoulements non permanents en raison du temps d'adaptation des dunes aux conditions hydrauliques. De plus ces méthodes n'ont pas été développées pour le cas de dunes superposées, qui sont souvent présentes en nature.

Dans ces conditions, il est peu probable qu'un modèle complexe fasse mieux qu'un modèle simple qui n'a pas besoin de la taille de dune.

Ainsi Van Rijn (1984a) considère que la contrainte de peau peut se calculer de la même manière que la contrainte totale dans le cas d'un lit plat. Il suffit donc pour cela d'utiliser l'équation (3.10) avec l'équation (3.13).

3. TRANSPORT SOLIDE EN GRANULOMETRIE UNIFORME

3.1. ANALYSE DIMENSIONNELLE DU PROBLEME DU TRANSPORT

Nous avons considéré jusqu'ici que la contrainte au fond était le paramètre de l'écoulement qui déterminait le débit de transport solide, nous le démontrons dans ce qui suit.

Dans le cas d'un mélange de granulométrie uniforme, les paramètres à prendre en compte pour déterminer localement le transport solide Q_s sont :

- les paramètres du fluide : ρ et ν ;
- les paramètres de l'écoulement. Ils sont au nombre de deux dans le cas d'un écoulement bidimensionnel : par exemple τ la contrainte au fond et H la hauteur d'eau ;
- les paramètres du sédiment : ρ_s et D (les paramètres de forme sont négligés) ;
- l'accélération de la pesanteur : g ;
- la pente locale du fond S (non pas pour son rôle sur l'écoulement qui est déjà pris en compte dans les paramètres de l'écoulement, mais pour son influence sur le transport solide) ;

Nous pouvons définir à partir de ces paramètres les variables adimensionnelles suivantes :

densité relative :
$$s = \frac{\rho_s}{\rho}$$

hauteur de grain relative :
$$\frac{D}{H}$$

nombre de Reynolds de grain :
$$R_g = \frac{u_* D}{\nu} \quad \text{avec} \quad u_* = \sqrt{\frac{\tau}{\rho}}$$

contrainte adimensionnelle (appelée aussi paramètre de Shields) : $\tau^* = \frac{\tau}{\rho g(s-1)D}$

débit solide adimensionnel : $Q_s^* = \frac{Q_s}{\sqrt{g(s-1)D^3}}$ ou bien $W^* = \frac{\rho^{3/2}g(s-1)Q_s}{\tau^{3/2}}$

pente locale du fond : S

En ce qui concerne le débit solide adimensionnel, nous utiliserons l'une ou l'autre possibilité selon les cas. Le choix de W^* est intéressant dans le cas de la granulométrie étendue car ce paramètre ne fait pas intervenir la taille de grain dans son expression.

Notons que le paramètre de Shields est une estimation du rapport entre la force exercée par l'écoulement sur le grain et le poids du grain. Il est donc un indicateur de la mobilité du grain.

L'analyse dimensionnelle (voir par exemple Yalin (1977)) nous indique qu'il existe une relation entre ces six paramètres :

$$W^* = F(\tau^*, R_g, s, \frac{D}{H}, S) \quad (3.20)$$

D'après Yalin (1977), l'effet de la densité relative s peut être négligée.

Si l'on considère le charriage comme un phénomène uniquement de fond (surfacique), alors la hauteur d'eau n'a aucune influence sur lui. La contrainte au fond est donc le seul paramètre de l'écoulement intervenant dans le transport solide par charriage et le paramètre D/H qui représente le rôle de la hauteur d'eau peut être éliminé.

Il reste donc :

$$W^* = F(\tau^*, R_g, S) \quad (3.21)$$

Définissons la contrainte adimensionnelle seuil (appelée aussi paramètre de Shields critique) τ_c^* comme la contrainte en deçà de laquelle il n'y a pas de transport. Alors :

$$F(\tau_c^*, R_g, S) = 0 \quad (3.22)$$

L'influence de la pente sur le transport solide sera étudiée au paragraphe 3.4. On a dans le cas d'un fond plat :

$$F(\tau_c^*, R_g) = 0 \quad (3.23)$$

Une formule de transport solide par charriage suivant les hypothèses précédentes peut donc se mettre sous la forme :

$$W^* = F(\tau^*, \tau_c^*) \quad (3.24)$$

On considérera donc dans la suite du document qu'il est possible, pour un sédiment uniforme, de déterminer le transport solide local à partir de la contrainte hydraulique adimensionnelle et de la contrainte adimensionnelle seuil du sédiment à l'endroit considéré en utilisant une formule du type de l'équation (3.24). Ces relations sont explicitées plus loin. Dans le cas où des formes de fond sont présentes, la contrainte hydraulique utilisée est la contrainte de peau (voir 2.2.3.4).

3.2. LA CONTRAINTE SEUIL

Shields (1936) a déterminé expérimentalement la relation 3.23.

Pour des nombres de Reynolds de grain faibles, il est généralement admis que la contrainte adimensionnelle seuil suit une loi de type :

$$\tau_c^* = \frac{const}{R_g} \quad (3.25)$$

Pour des nombres de Reynolds grands (on parle de frontière rugueuse), la sous-couche visqueuse disparaît de l'interface liquide/solide et la viscosité ne joue plus de rôle. Le nombre de Reynolds est le seul paramètre dans lequel on trouve la viscosité : il doit disparaître de la relation, et donc :

$$\tau_c^* = constante \quad (3.26)$$

Il est possible d'écrire une relation équivalente à 3.23 en remplaçant le paramètre R_g par un autre paramètre adimensionnel dont le lien avec la taille de grain est plus direct. Il s'agit du diamètre de grain adimensionnel :

$$D^* = D \left[\frac{(s-1)g}{\nu^2} \right]^{1/3} \quad (3.27)$$

La courbe correspondant au seuil du mouvement tracée en utilisant cette variable (et en s'appuyant sur la paramétrisation de la courbe par Van Rijn (1993)) est représentée sur la figure 3.1.

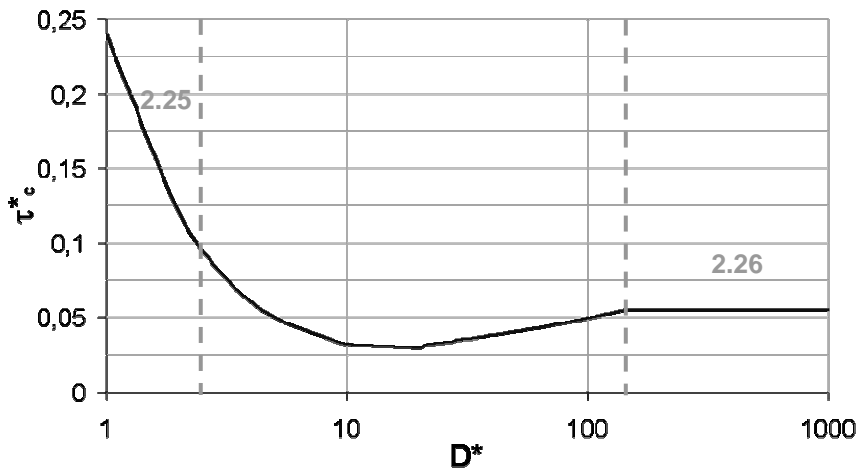


figure 3.1 – Courbe de début du mouvement

La contrainte seuil est définie comme la contrainte au delà de laquelle les grains sont en mouvement. Il y a donc deux cas possibles : transport non nul pour une contrainte supérieure à la contrainte seuil, transport nul pour une contrainte inférieure à la contrainte seuil. Les choses ne sont bien sûr pas si simples : d'une part parce qu'il n'est pas possible que tous les grains d'un lit naturel, avec leurs variations de forme et de disposition sur le lit, présentent tous la même contrainte de début d'entraînement, d'autre part parce que la contrainte exercée par l'écoulement sur les grains est fluctuante à cause de la turbulence de l'écoulement. Ces fluctuations font que pour une contrainte moyenne inférieure à la contrainte seuil, des grains pourront quand même être entraînés et le transport solide sera non nul. De nombreux auteurs, par exemple Kleinhans (2002), ont proposé une formulation stochastique prenant en compte l'influence de la turbulence sur le début de transport.

L'aspect « flou » de la notion de contrainte seuil rend difficile la détermination expérimentale de sa valeur. Les différences entre les valeurs des contraintes seuil adimensionnelles trouvées dans la littérature (Buffington et Montgomery (1997)) sont souvent d'un facteur deux. Dans le même article, Buffington et Montgomery ont résumé les différentes méthodes possibles pour déterminer expérimentalement la contrainte seuil d'un sédiment. La méthode la plus satisfaisante et la plus utilisée consiste à extrapoler des mesures de transport solide à zéro ou bien à une valeur très faible. L'extrapolation à zéro pose problème car elle induit une grande dépendance à la sensibilité de la mesure de transport solide. La contrainte seuil est donc plutôt définie comme une contrainte de référence τ_r^* permettant d'obtenir une valeur de débit solide très faible mais bien déterminée. Ainsi Parker et al. (1982) proposent comme débit de référence $W_r^* = 0.002$. Cette valeur est faible et du coup la contrainte de référence est très proche de la contrainte seuil. Par exemple, si on cherche pour la formule de Meyer-Peter et Müller à quelle contrainte correspond cette valeur du transport, on trouve $\tau^* = 0.04719$, soit $\tau_r^* = 1.004 \tau_c^*$. Dans la suite du travail on ne fera pas la distinction entre contrainte de référence et contrainte seuil.

Le « début du mouvement » ne correspond donc pas à une notion physique bien définie : il est possible de l'employer comme indicateur de mobilité mais certainement pas comme « frontière » entre transport solide nul et transport solide existant. Il faut donc considérer que la contrainte seuil est un paramètre de la loi de transport plus qu'une grandeur physique significative.

Signalons par ailleurs que pour les rivières de gravier le transport a lieu généralement dans le domaine $\tau^* < 2\tau_c^*$ (Parker et al. (1982)) et pour les rivières de sable dans le domaine $\tau^* > 2\tau_c^*$.

3.3. FORMULES DE TRANSPORT

3.3.1. INTRODUCTION

Il existe une très vaste littérature concernant les formules de prédiction de transport solide. Les paragraphes ci-dessous ne fournissent pas une revue détaillée. Il est déjà difficile de faire une revue exhaustive de toutes les revues effectuées sur le sujet, citons simplement parmi elles celles de Yalin (1977), Gomez et Church (1989) et Van Rijn (1993). Nous cherchons par contre à dégager de ce qui existe les formulations les mieux adaptées aux modèles numériques bi ou tri dimensionnels.

Notons que les objectifs de toutes ces formules ne sont pas forcément les mêmes : parfois elles cherchent à donner le transport solide dans toute la section, et s'appuient sur des variables facilement mesurables à grande échelle, comme la pente ou bien la hauteur d'eau moyenne. Le but de ces formules est de pouvoir réaliser facilement des bilans sédimentaires. Pour la modélisation numérique, il est plus pertinent d'utiliser des formules utilisant directement les variables du calcul, à savoir la hauteur d'eau et la vitesse moyennée sur la verticale, ou bien la contrainte.

Beaucoup de formules ont été calées sur des mesures en canal et sont donc directement utilisables dans la modélisation numérique. En effet, en canal le transport est constant sur la section, et on a donc directement accès au transport local, qui est celui qui nous intéresse. Par ailleurs, les expériences en canal donnent directement facilement la valeur de la contrainte au fond par la pente de la ligne d'eau (des méthodes existent pour soustraire le frottement sur les parois du canal). Avant de nous pencher sur les lois de transport issues de mesures en laboratoire, nous examinons rapidement les conclusions des études théoriques sur le transport.

3.3.2. APPROCHE ANALYTIQUE

Une expression pour la formule de transport solide obtenue à partir de considérations dimensionnelles (Yalin (1992)) fait dépendre le transport solide de la contrainte hydraulique (ou du paramètre de Shields) avec un exposant 3/2. Des approches similaires mais s'appuyant en plus sur le calcul théorique des trajectoires de saltation des grains ont été proposées par Van Rijn (1984a) et par Wiberg et Smith (1989). L'expression pour la formule de transport ainsi trouvée par Van Rijn (1984a) met la contrainte à une puissance 2.1, mais cette expression a été corrigée ultérieurement (Van Rijn (1993)) dans le cas de transports élevés et un exposant de 3/2 a alors été utilisé. Wiberg et Smith (1989) n'ont pas proposé d'expression explicite pour la formule de transport, mais les courbes qu'ils ont obtenues numériquement se rapprochent des formules classiques avec un exposant 3/2.

3.3.3. APPROCHE EXPERIMENTALE

Les expériences en canal de laboratoire sous diverses conditions nous donnent des informations précieuses sur le comportement que doit avoir la loi de transport.

Faible transport

Le transport ne peut pas s'exprimer à partir d'un excès de contrainte puisqu'on est alors en dessous de la contrainte seuil. Les expériences de laboratoire indiquent une très grande sensibilité du transport solide à la contrainte, ce qui se traduit par une loi de transport avec un exposant très élevé pour la contrainte. Ainsi, Paintal (1971) propose d'après ses mesures une loi exprimant le transport solide à partir de la contrainte à une puissance 16.

Transport modéré

La formule de référence dans ce domaine est la formule de Meyer-Peter et Müller (1948), qui a été calée à partir de mesures en laboratoire sur du gravier et du sable grossier (certaines expériences étant à lit plat, d'autres présentant des formes de fond) à transport modéré ($\tau_c^* < \tau^* < 2\tau_c^*$).

D'après cette formule, le débit solide adimensionnel s'écrit :

$$Q_s^* = 8(\tau_p^* - \tau_c^*)^{3/2} \quad (3.28)$$

avec τ_c^* : contrainte adimensionnelle critique (0.047 d'après les auteurs) ;

τ_p^* : contrainte de peau adimensionnelle.

La contrainte de peau adimensionnelle est donc calculée au préalable pour tenir compte du rôle des dunes. Elle est donnée d'après les auteurs par :

$$\tau_p^* = \left(\frac{K_p}{K_s} \right)^{3/2} \tau^* \quad (3.29)$$

avec τ^* : contrainte adimensionnelle totale ;

K_s : coefficient de Strickler total ;

K_p : coefficient de Strickler de peau.

D'après les auteurs :

$$K_p = \frac{26}{D_{90}^{1/6}} \quad (3.30)$$

La formule de Meyer-Peter et Müller a pour principal avantage sa simplicité, qui permet de la modifier facilement.

Le calcul de la contrainte de peau est différent de ce qu'on a vu au paragraphe 2.2.3.4. Une analyse critique de cette formule concernant en particulier la correction pour les dunes, est donnée par Wong et Parker (2006).

Une autre limitation de la formule de Meyer-Peter et Müller est qu'il s'agit d'une formule à seuil, et nous avons vu que la notion de contrainte seuil était discutable. Cela risque d'être gênant dans le cas de rivières de gravier, pour lesquelles le transport a lieu à des paramètres de Shields plus proches de τ_c^* que de $2\tau_c^*$. En conséquence, des formules spécifiques à ce type de rivières ont été développées (Parker et al. (1982), Parker (1990), Wilcock et Crowe (2003)) en combinant les caractéristiques des formules à faible transport (pas de contrainte seuil, exposant élevé mis à la contrainte) et la tendance $Q_s^* \sim \tau^{3/2}$ à contrainte plus élevée, tout en utilisant une contrainte de référence (cf. paragraphe 3.2 de ce chapitre) pour ne pas abandonner complètement la notion de début de transport.

Fort transport

Il est difficile voire impossible de reproduire en laboratoire les conditions naturelles, surtout quand on s'intéresse au domaine des fortes contraintes. Il n'est en effet pas possible d'obtenir des fortes contraintes par une grande hauteur d'eau comme en rivière, aussi les expériences de laboratoire dans ce domaine se font à pente forte ou bien dans des conduites en charge.

Ainsi l'analyse des données en canal à pente élevée par Recking (2006) indique que si, pour les transports modérés, une loi du type « Meyer-Peter et Müller » rend bien compte des mesures, dans le cas des transports élevés (pour $\tau^* > 5\tau_c^*$ environ) le transport suit plus une loi s'appuyant sur la contrainte à une puissance 5/2.

Notons que la formule d'Engelund-Hansen, qui est souvent utilisée par les praticiens dans le cas de rivières de sable, adopte aussi un exposant 5/2.

Par contre, les analyses théoriques de Wilson (1987) ainsi que ses mesures expérimentales en conduite indiquent qu'une loi avec un exposant 3/2 est bien adaptée aux fortes contraintes.

La question de la forme d'une loi de transport pour les paramètres de Shields élevés est donc encore ouverte.

3.3.4. BILAN

Au vu de ce qui précède, la formule pour le transport solide que nous adopterons pour les calculs sera une formule de type Meyer-Peter et Müller (équation (3.28)) dont nous calerons les paramètres. Dans le cas de transport à paramètre de Shields élevé, nous testerons aussi des formules avec un exposant de 5/2, tandis que dans le cas de transport à faible paramètre de Shields nous testerons aussi des formules sans seuil développées pour ce type de situation.

3.4. ROLE DE LA PENTE SUR LE TRANSPORT SOLIDE.

La pente du lit modifie le transport solide. La pente dans le sens de l'écoulement va selon son signe, augmenter ou bien diminuer le transport solide tandis que la pente transversale à l'écoulement va elle provoquer une déviation de l'angle de ce transport solide par rapport à la direction de l'écoulement.

Le rôle de la pente peut être pris en compte de plusieurs manières (voir Cayocca (1996) pour une revue de littérature). La méthode la plus simple consiste à modifier directement l'amplitude du transport solide en fonction de la pente. Comme il est difficile de caractériser physiquement ce processus, les formulations de ce type sont empiriques.

Un autre type de formulation consiste à modifier la contrainte seuil du sédiment par rapport au cas du fond plat. En effectuant un bilan des forces s'exerçant sur un grain au seuil du mouvement, il est possible de déterminer une relation pour cette correction. Ce travail est fait par exemple dans Hamm et al. (1994). Une relation équivalente mais écrite dans un repère différent est proposée par Soulsby (1997). Elle s'écrit :

$$\frac{\tau_c}{\tau_{co}} = \frac{\cos \psi \sin \beta + (\cos^2 \beta \tan^2 \phi - \sin^2 \psi \sin^2 \beta)^{0.5}}{\tan \phi} \quad (3.31)$$

avec :

- τ_c : contrainte critique
- τ_{co} : contrainte critique sur fond plat
- β : pente du fond
- ψ : angle entre la direction du courant et la direction de la pente
- ϕ : angle de frottement interne du sédiment

Les valeurs trouvées dans la littérature (Van Rijn (1993)) pour l'angle de frottement interne des sédiments naturels sont dans l'ensemble comprises entre 40° et 50°.

Cette formulation n'est bien sûr utilisable que si on utilise une formule de transport solide utilisant la notion de contrainte seuil ou bien de contrainte de référence.

La déviation du transport solide causée par la pente du fond dépend du rapport entre la force de l'écoulement sur le grain (qui tend à déplacer le grain dans le sens de l'écoulement) et le poids du grain (qui tend à le faire aller dans le sens de la pente). La formule doit donc faire intervenir le paramètre de Shields, qui est défini justement comme le rapport entre ces deux forces. Ainsi la formule générale suivante peut se trouver dans Talmon et al. (1995) :

$$\tan \alpha = \frac{\sin \delta - \frac{1}{f(\tau^*)} \frac{\partial Z_f}{\partial y}}{\cos \delta - \frac{1}{f(\tau^*)} \frac{\partial Z_f}{\partial x}} \quad (3.32)$$

avec : α : direction du transport solide ;

δ : direction de l'écoulement ;

Z_f : cote du fond ;

f : fonction exprimant le rapport entre la force de l'écoulement sur le grain et le poids du grain;

Talmon et al. (1995) ont proposé :

$$f(\tau^*) = K\sqrt{\tau^*} \quad (3.33)$$

et recommandent $K = 0.85$ mais montrent que la fonction f ne dépend pas seulement de τ^* , et en conséquence la valeur du coefficient de calage de l'équation (3.33) ne peut pas être générale.

Notons que dans le cas d'une granulométrie étendue, les grains plus gros, qui ont un paramètre de Shields plus faible, subiront bien une déviation supérieure à celle des grains de plus petite taille.

Les formules qui ont été présentées ici correspondent à ce qui sera utilisé dans la modélisation pour tenir compte du rôle de la pente.

4. TRANSPORT SOLIDE EN GRANULOMETRIE ETENDUE

4.1. FORMULATION GENERALE

4.1.1. DECOMPOSITION DU MELANGE

L'approche couramment utilisée consiste à discrétiser la courbe granulométrique en plusieurs classes i , définies par un pourcentage p_i de présence dans le mélange et un diamètre moyen D_i . Ce type d'approche a été utilisé pour la première fois par Einstein (1950) pour le calcul du transport solide.

4.1.2. FORMULE DE TRANSPORT

Nous chercherons à exprimer en fonction de la contrainte hydraulique et de la granulométrie le débit solide adimensionnel W défini au paragraphe 3.1 de ce chapitre, mais écrit cette fois ci pour une classe i :

$$W_i^* = \frac{\rho^{3/2} g (s-1) Q_s}{p_i \tau^{3/2}} \quad (3.34)$$

avec p_i : fraction de la classe i dans le mélange.

Une hypothèse très forte que nous allons utiliser dans la suite du travail consiste à supposer que toutes les classes de grain obéissent à la même formule de transport. Ainsi nous pouvons écrire :

$$W_i^* = F(\tau^*_i, \tau^*_{ci}) \quad (3.35)$$

avec : $\tau^*_i = \frac{\tau}{\rho g (s-1) D_i}$: contrainte adimensionnelle pour la classe i ;

$\tau^*_{ci} = \frac{\tau_{ci}}{\rho g (s-1) D_i}$: contrainte adimensionnelle seuil pour la classe i .

Il s'agit d'une hypothèse qui est étayée par les résultats expérimentaux, au moins en première approximation (Parker et al. 1982). On suppose de plus qu'on peut utiliser les mêmes formes de la loi de transport que dans le cas uniforme.

L'équation (3.35) s'écrit généralement en terme de rapport entre τ_i^* et τ_{ci}^* :

$$W_i^* = F(\tau_i^*/\tau_{ci}^*) \quad \text{ou bien} \quad W_i^* = F(\tau_i/\tau_{ci}) \quad (3.36)$$

Avec cette formulation, les différences de comportement entre les classes sont entièrement prises en compte par la variation de la contrainte seuil entre les classes. Il est donc nécessaire de connaître cette variation pour pouvoir prévoir le transport solide par classes. Notons ici que, étant donné la forme des lois de transport (voir par exemple l'équation (3.28)), la valeur du débit solide sera très sensible à la valeur de la contrainte seuil quand le transport a lieu à des contraintes au fond proches de la contrainte seuil. Il y sera par contre assez insensible pour des fortes valeurs de contrainte. La prise en compte des effets de la granulométrie étendue sur la variation de la contrainte seuil ne sera donc importante que quand le transport a lieu à des contraintes proches de la contrainte seuil, ce qui est essentiellement le cas des rivières de gravier.

Si on suit l'hypothèse d'un comportement de type « granulométrie uniforme » pour chaque classe, on peut prendre pour τ_{ci}^* la valeur donnée par le diagramme de Shields pour le diamètre D_i et les conditions hydrauliques données.

Mais, comme on l'a vu au chapitre 2 (paragraphe 4.3.2), chaque classe ne se comporte en fait pas comme un mélange uniforme et on ne peut pas considérer que le mouvement des grains d'une classe est indépendant de la composition du mélange dans lequel il se trouve. Il s'agit du phénomène de « masquage et exposition ».

La plupart des relations de la littérature qui tentent de représenter ce phénomène se mettent sous la forme :

$$\tau_{ci}^* = F\left(\frac{D_i}{D_{ref}}\right) \quad (3.37)$$

D_{ref} étant un diamètre caractéristique du mélange, qui dépend des auteurs. Ce sont D_{50} ou D_m qui sont le plus couramment utilisés.

Ces relations seront étudiées en détail au paragraphe 4.3.

Il reste à définir la composition à utiliser pour alimenter le modèle, c'est à dire quels p_i et quel D_{ref} . Cette question est traitée au paragraphe suivant.

4.2. STRATIFICATION

4.2.1. SURFACE OU SUBSTRAT ?

Quels sont les sédiments à prendre en compte pour calculer le transport solide ? La question ne se posait pas vraiment pour les formules écrites pour des mélanges de granulométrie uniforme (la question se posait en fait de la définition du diamètre caractéristique à utiliser). Mais, dans le cas de mélanges de granulométrie étendue, on a vu (chapitre 2, paragraphe 4.3.4) que la composition des sédiments du lit pouvait varier sur la verticale.

Les auteurs des premières formulations pour le transport en granulométrie étendue se basaient sur la composition du substrat ou bien ne spécifiaient pas clairement sur quelle composition ils s'appuyaient. La prise en compte de façon explicite de la surface est assez récente. Parker et Wilcock (1993) ont fait remarquer que dans le cas – courant – où la surface présente une composition différente du substrat, il n'y a en fait pas de relation unique entre la composition du substrat et le transport solide. En effet la relation entre composition du substrat et transport solide est « filtrée » par la composition de la surface, cette dernière étant régie par un processus dynamique dépendant de l'hydrodynamique et des apports de sédiment de l'amont.

Le choix entre une formulation basée sur la surface ou bien le substrat correspond en fait à une différence d'approche. Personne ne conteste le fait qu'à un instant donné, ce sont les sédiments qui sont à la surface du lit qui sont entraînés. Pourtant, utiliser une formule basée sur la composition du substrat peut être plus pertinent pour certaines applications. Dans le cas où ce que l'on recherche est une estimation globale du transport solide (bilan sédimentaire), l'emploi d'une formulation surfacique ne se justifie pas.

Si on s'intéresse précisément à la dynamique des phénomènes alors il peut être nécessaire d'utiliser une formule de transport qui s'appuie sur la composition de la surface et qui est intégrée dans un modèle numérique avec stratification du lit.

4.2.2. MODELE DE COUCHE ACTIVE

Le concept de couche active a été introduit par Hirano (1971). Le lit est divisé en une couche supérieure (couche active), dont la composition (c'est-à-dire les p_i) est utilisée pour déterminer le transport par charriage, et un substrat non mobilisable dans l'immédiat. La couche active définit donc un volume de contrôle qui permet de calculer des variations temporelles de composition de la surface. Sans un tel volume de contrôle qui définit la quantité de sédiments du lit à laquelle les sédiments transportés se mélangent, il n'est pas possible de calculer des variations de composition.

L'épaisseur de la couche active doit donc représenter l'épaisseur de sédiment mobilisable à l'instant donné. Dans le cas d'un fond plat, Hirano et la plupart des auteurs à sa suite lui donnent une épaisseur de l'ordre de la taille maximum des sédiments, ce qui est en accord avec l'étude expérimentale sur des rivières de gravier réalisée par DeVries (2002) qui conclut que des sédiments peuvent être mobilisés sur une épaisseur de $2 D_{90}$ ou bien $1.5 D_{max}$.

Les formes de fond ne sont généralement pas représentées dans le maillage d'un modèle informatique. Comme une forme de fond est un vecteur du transport solide, des auteurs ont lié l'épaisseur de la couche active à la hauteur des formes de fond. Ainsi Ribberink (1987) propose, dans le cas de dunes triangulaires, de prendre pour épaisseur de la couche active la demi hauteur des dunes.

Par souci de simplicité, certains auteurs considèrent l'épaisseur de la couche active constante. Nous adopterons cette hypothèse dans la suite du travail.

Etudions maintenant comment une telle formulation pour la stratification du lit permet de reproduire les processus de tri vertical. Un modèle de couche active suppose naturellement que toutes les interactions entre lit et transport solide passent par la couche active : les sédiments mis en transport proviennent de la couche active et les sédiments en transport qui se déposent sont incorporés à la couche active. Il n'y a donc pas de transfert direct entre les sédiments en transport et le substrat (voir figure 3.2)

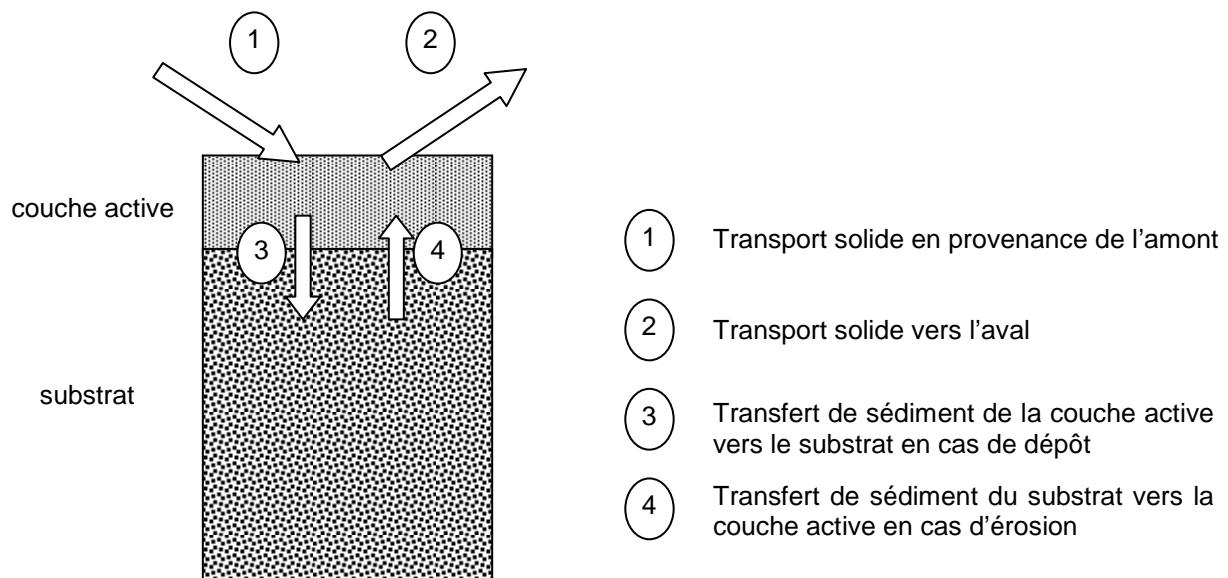


figure 3.2 : Flux de sédiment dans un modèle de couche active classique

Si l'on part d'une situation où la couche active et le substrat ont la même composition, il faut, pour qu'une différence se crée entre la composition de la couche active et celle du substrat, qu'au moins une des deux conditions suivantes soit respectée :

- compositions des flux 1 et 2 différentes ;
- volumes des flux 1 et 2 différents (on a érosion ou bien dépôt) et composition de ces flux différente de celle de la couche active.

Un tel modèle de couche active permet de donc de reproduire un pavage statique, puisque ce cas - déficit en sédiment venant de l'amont et transport préférentiel des grains fins - correspond à la deuxième des conditions. La simulation d'une expérience de laboratoire avec formation d'un pavage statique est présentée dans l'annexe B.

Dans le cas où le lit est à l'équilibre (par exemple une expérience en canal avec recirculation des sédiments), le modèle de couche active ne permet pas d'obtenir de pavage. Pourtant on a vu au paragraphe 4.3.4 chapitre 2 l'existence d'un phénomène de percolation des grains fins en transport qui se déposent directement dans le substrat, ce qui entraîne la formation d'un pavage mobile.

Par ailleurs le phénomène de tri à l'intérieur des formes de fond est certainement trop complexe pour être représenté par un modèle aussi simple que celui de la couche active.

De nombreux raffinements du modèle de couche active ont été proposés, comme l'introduction de couches supplémentaires ou bien la complexification des flux entre les couches (Toro-Escobar et al. (1996)), pour tenter de reproduire ces phénomènes qui ne sont pas pris en compte dans le modèle classique. On trouvera une revue de ces variantes dans Blom et Parker (2004).

Certains auteurs considèrent même que le concept d'une stratification par couches du lit est trop limité et ont proposé de le remplacer par un concept continu (Parker et al. (2000), Blom et Parker (2004)).

Ce nouveau concept n'est pas encore utilisable dans une perspective d'ingénierie. On travaillera donc avec un modèle de couche active. On n'utilisera pas les raffinements existants (c'est-à-dire qu'on se limitera au schéma de la figure 3.2) car ceux-ci introduisent de la complexité supplémentaire et des nouveaux paramètres de calage, ce que l'on souhaite éviter au maximum.

4.3. CONTRAINTE SEUIL EN GRANULOMETRIE ETENDUE

4.3.1. FORMULATION POUR LE MASQUAGE ET L'EXPOSITION

Etudions maintenant comment les effets de masquage et exposition peuvent être pris en compte par la modification de la contrainte adimensionnelle seuil.

La plupart des formulations ne font intervenir que le rapport D_i/D_{ref} soit par des considérations théoriques soit de manière empirique. L'idée de ce type de formulations est que le masquage ou bien l'exposition d'un grain à la surface du lit dépend principalement du rapport entre sa taille et la taille moyenne des grains qui l'entourent.

La formulation théorique la plus souvent citée est sans doute celle d'Egiazaroff (1965). En étudiant l'équilibre d'un grain de taille D_i à la surface d'un lit de taille moyenne D_m , il obtient à la suite de nombreuses hypothèses simplificatrices la relation suivante :

$$\frac{\tau_{ci}^*}{\tau_{cm}^*} = \left[\frac{\log(19)}{\log(19 \cdot D_i / D_m)} \right]^2 \quad (3.38)$$

avec : τ_{ci}^* : contrainte adimensionnelle seuil pour les grains de taille D_i

τ_{cm}^* : contrainte adimensionnelle seuil pour les grains de taille D_m

La formulation empirique la plus simple et la plus couramment utilisée se présente sous la forme :

$$\frac{\tau_{ci}^*}{\tau_{cref}^*} = \left(\frac{D_i}{D_{ref}} \right)^{-a} \quad (3.39)$$

avec : τ_{cref}^* : contrainte adimensionnelle seuil pour les grains de taille D_{ref}

a : coefficient empirique

D_{ref} : diamètre caractéristique du mélange, généralement D_{50} ou D_m

On peut trouver une revue des différentes valeurs de τ_{cref}^* et a de la littérature dans Buffington et Montgomery (1997). Il faut noter que les valeurs de τ_{cref}^* et a dépendent de la composition utilisée : celle de la surface ou bien celle du substrat. L'analyse des données basées sur la composition de la surface et obtenues avec la méthode de transport de référence décrite au paragraphe indique des valeurs de τ_{cref}^* très variées (entre 0,027 et 0,087) et des valeurs de a plus cohérentes, généralement entre 0,8 et 1 à part quelques exceptions. Les différences entre les τ_{cref}^* peuvent s'expliquer de nombreuses manières : différences méthodologiques dans le calcul de la contrainte hydraulique, forme des grains... (Buffington et Montgomery (1997)). Les exceptions à la tendance 0,8 - 1 seront analysées plus loin.

Le comportement de cette formule empirique pour différentes valeurs de a ainsi que de la formulation d'Egiazaroff en terme de contrainte seuil (et non pas de contrainte seuil adimensionnelle) est représenté sur la figure 3.3.

La formulation d'Egiazaroff n'est pas satisfaisante pour les faibles valeurs de D_i/D_{ref} . Ashida et Michue (1973) ont proposé une correction à la formulation d'Egiazaroff dans ce cas :

$$\frac{\tau_{ci}^*}{\tau_{cref}^*} = 0,85 \frac{D_m}{D_i} \quad \text{pour} \quad \frac{D_i}{D_m} < 0,4 \quad (3.40)$$

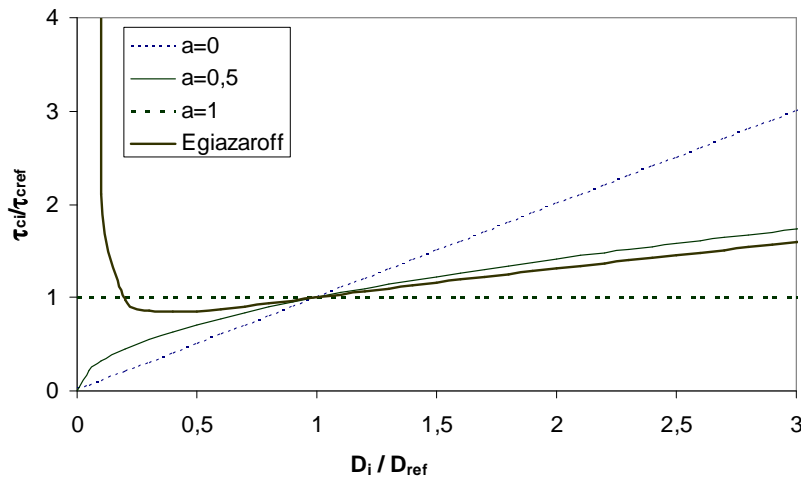


figure 3.3 - Comparaison de formulations de masquage et exposition

En ce qui concerne la formulation empirique 3.39, on voit que pour le cas $a = 1$, les grains de toutes les tailles ont la même contrainte seuil. L'influence des phénomènes de masquage et exposition compense alors exactement la différence de mobilité intrinsèque des grains de tailles différentes.

On a vu que la valeur de l'exposant a se trouvait généralement dans le domaine 0,8 – 1. Dans quelle mesure cette tendance pour a est-elle valable ? D'après Wilcock (1993), les mélanges unimodaux généralement trouvés dans les rivières de sable et utilisés dans les expériences de laboratoire présentent bien cette propriété. Mais ce n'est plus le cas pour les mélanges sable-gravier fortement bimodaux, comme le montrent les expériences de Wilcock (1993) et de Kuhnle (1993). Wilcock (1993) comme Kuhnle (1993) ont alors tenté de reproduire le comportement du mélange avec la formulation empirique (3.39) et un exposant a bien inférieur à 1.

La formulation empirique (3.39) est sans doute mal adaptée au cas des mélanges bimodaux car cette formulation n'utilise comme paramètre caractéristique du mélange que le diamètre moyen (ou médian) alors que pour représenter une distribution bimodale il faudrait au minimum utiliser comme paramètres les diamètres moyens de chaque mode ainsi que la répartition entre les modes, par exemple la proportion de sable dans le mélange. Les formulations présentées dans les paragraphes suivants sont construites de cette manière.

4.3.2. FORMULATIONS SABLE-GRAVIER DE LA LITTERATURE

Wilcock et Kenworthy (2002) ont développé une formulation pour représenter le comportement des mélanges sable-gravier.

Cette formulation permet de déterminer la contrainte seuil et le transport des deux classes d'un mélange sable - gravier. Une classe représente le mode de sable et l'autre le mode de gravier.

Le mélange est entièrement déterminé par la donnée des diamètres caractéristiques du sable et du gravier D_s et D_g , et de la fraction de sable à la surface f_s . Les auteurs ne précisent pas comment calculer D_s et D_g : diamètre modal ou bien diamètre moyen de chaque mode.

Les auteurs ont cherché à exprimer en fonction de la fraction de sable f_s la contrainte adimensionnelle seuil pour le sable $\tau_{rs}^*(f_s)$ et la contrainte adimensionnelle seuil pour le gravier $\tau_{rg}^*(f_s)$. Ils s'appuient sur des expériences en laboratoire (Wilcock et al. 2001). Leur description de l'interaction entre sable et gravier est la suivante : le sable et le gravier ont chacun de leur côté un comportement homogène. C'est la proportion de sable dans le mélange f_s qui va contrôler ces comportements :

- Quand f_s est faible, les graviers se touchent les uns les autres et le sable est bien caché dans les interstices. Le gravier n'est pas influencé par le sable et le sable ne peut bouger que si le gravier est entraîné : sable et gravier ont donc une mobilité similaire, qui est celle du gravier seul.

- Quand f_s augmente, les interstices entre les grains de gravier se remplissent (ils sont pleins pour $10\% < f_s < 30\%$). On peut alors avoir transport de sable pour des contraintes qui n'entraînent pas le gravier. Pour le gravier, l'influence est moins facile à déterminer de manière intuitive.

- Quand f_s augmente encore (au-delà de 30%), les grains de gravier ne sont plus en contact. Le sable se comporte alors comme s'il n'y avait pas de gravier. Par contre le gravier est entraîné plus facilement que s'il était seul : en effet l'érosion du sable qui entoure un grain de gravier facilite l'entraînement de celui-ci, et le transport du grain en mouvement sur un lit de sable plus lisse est facilité.

Wilcock et Kenworthy (2002) ont mis ces idées en équation de la manière suivante :

- Cas d'un mélange à gravier dominant (f_s tend vers 0) :

Pour le gravier dans un mélange de gravier seul, Wilcock et Kenworthy (2002) proposent comme contrainte adimensionnelle seuil :

$$\tau_{cg}^*(0) = 0,035 \quad (3.41)$$

Le gravier se situe dans la zone constante du diagramme de Shields (voir figure 4). Cette valeur doit donc être indépendante de la taille caractéristique de la classe de gravier.

Pour le cas limite du sable présent dans un mélange de gravier, on a vu à la section 2.5 que le sable est entraîné pour la même contrainte seuil que le gravier, ce qui s'écrit en terme de contrainte seuil adimensionnelle :

$$\tau_{cs}^*(0) = \tau_{cg}^*(0) \cdot \frac{D_g}{D_s} \quad (3.42)$$

- Cas d'un mélange à sable dominant (f_s tend vers 1):

Pour le sable dans un mélange de sable seul, Wilcock et Kenworthy (2002) proposent comme contrainte adimensionnelle seuil :

$$\tau_{cs}^*(1) = 0,065 \quad (3.43)$$

Le sable se trouve dans la région du diagramme de Shields où la contrainte adimensionnelle seuil dépend de la taille de grain (voir figure 3.4). On ne peut donc pas s'attendre à ce que la valeur proposée par les auteurs soit universelle.

Pour le cas limite du gravier présent dans un mélange de sable, on a vu au paragraphe 2.5 que l'entraînement du gravier est facilité. Wilcock et Kenworthy (2002) se réfèrent à d'autres auteurs qui ont étudié le seuil d'entraînement d'un grain isolé bien plus large que les grains qui l'entourent pour proposer :

$$\tau_{cg}^*(1) = 0.011 \quad (3.44)$$

Il reste à déterminer les valeurs pour f_s entre 0 et 1. Les auteurs suggèrent :

$$\tau_{ci}^* = \tau_{ci}^*(1) + (\tau_{ci}^*(0) - \tau_{ci}^*(1))e^{-14f_s} \quad i = s \text{ ou } g \quad (3.45)$$

Ces deux courbes sont représentées sur la figure 3.4 (avec l'hypothèse $D_g/D_s=10$).

On voit que la présence de sable dans le mélange va augmenter la mobilité du gravier. Quand la proportion de sable est faible dans le mélange, le sable est fortement protégé par le gravier. Le mélange a un comportement type « mélange de sable » pour des proportions de sable supérieures à 30%, ce qui correspond au moment où les grains de gravier ne sont plus en contact : la matrice du mélange n'est plus le gravier mais le sable.

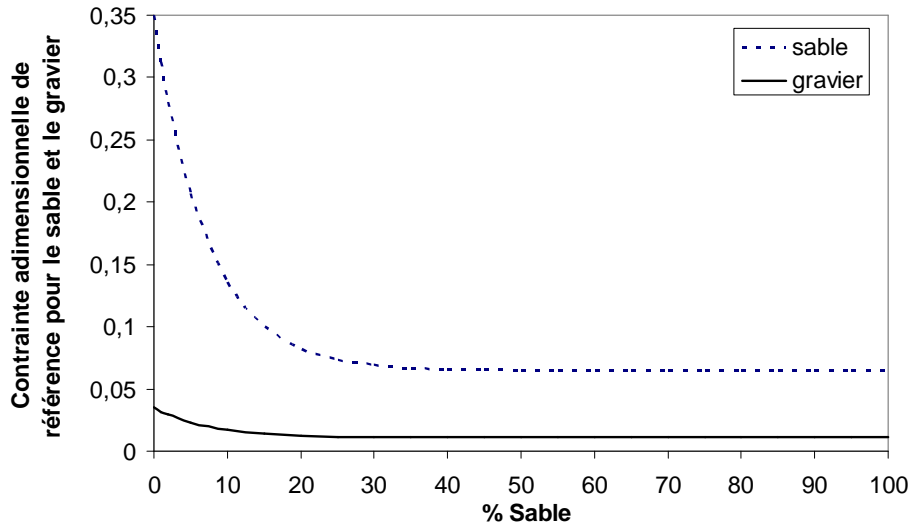


figure 3.4 – contrainte adimensionnelle seuil du sable et du gravier en fonction du taux de sable avec $D_g / D_s = 10$, formulation de Wilcock et Kenworthy (2002)

On a finalement :

$$\begin{cases} Q_{s_s}^* = f_s F(\tau^*, \tau_{cs}^*) & \text{débit solide adimensionnel pour le sable} \\ Q_{s_g}^* = (1 - f_s) F(\tau^*, \tau_{cg}^*) & \text{débit solide adimensionnel pour le gravier} \end{cases} \quad (3.46)$$

avec :

F : formule de transport solide à choisir. Wilcock et Kenworthy (2002) en ont par exemple proposé une.

La formulation précédente est limitée à deux classes, ce qui est insuffisant pour représenter de nombreux processus, comme la variation spatiale ou temporelle de la composition d'un mode ou bien le transport sélectif au sein d'un mode. La modélisation du pavage n'est ainsi certainement pas possible en n'utilisant qu'une classe pour représenter le mode de gravier.

Wilcock et Crowe (2003) ont proposé une formulation multiclasse qui s'appuie sur la proportion de sable dans le mélange. Mais leur formulation utilise aussi le diamètre moyen du mélange qui n'est pas un paramètre pertinent pour une distribution bimodale. Nous proposons dans le paragraphe suivant une formulation multiclasse basée sur les diamètres moyens de chaque mode.

4.3.3. NOUVELLE FORMULATION GENERALE

Cette formulation est aussi présentée (en anglais) dans de Linares et Belleudy (2007).

Il s'agit d'une extension de la formulation de Wilcock et Kenworthy (2002) au cas multi-classes. Elle s'appuie sur la composition de la surface et peut donc être utilisée dans un modèle numérique avec couche active.

L'hypothèse principale de cette formulation est que toutes classes d'un mélange unimodal ont la même contrainte seuil. Il s'agit bien sûr d'une approximation. Le corollaire de cette hypothèse est que le transport ne devient sélectif de manière significative que pour les mélanges bimodaux.

La description par Wilcock et Kenworthy (2002) du comportement d'un mélange sable-gravier (voir paragraphe précédent) peut être étendu au cas multi-classes :

Dans le cas d'un mélange de gravier majoritaire, le gravier n'est pas « dérangé » par le sable, et se comporte donc comme un mélange unimodal, c'est à dire que toutes les classes de gravier ont la même contrainte seuil. Le sable ne peut être mis en mouvement que quand le gravier est entraîné : toutes les classes de sable ont la même contrainte seuil, qui est aussi celle du gravier

Dans le cas d'un mélange dominé par le sable, les grains de gravier, rares, n'ont pas d'influence sur le sable. Le sable se comporte comme un mélange unimodal, et toutes les classes de sable ont la même contrainte seuil. Pour le gravier, comme les grains sont séparés les uns des autres, les effets de mélange, qui sont responsables de la tendance à l'égalité des contraintes seuils dans le cas unimodal, ne peuvent plus jouer. Le transport du gravier est sélectif, c'est-à-dire qu'au sein d'un mode de gravier les grains fins seront entraînés pour des contraintes plus faibles que les gros graviers.

Toutes ces situations sont résumées dans les figures 3.5 et 3.6.



	gravier dominant 	sable dominant 
contrainte seuil des classes de gravier	A <i>constante</i>	C <i>augmente avec la taille de grain</i>
contrainte seuil des classes de sable	B <i>constante, égale à celle du gravier</i>	D <i>constante</i>

figure 3.5 : description du comportement des deux modes d'un mélange bimodal sable gravier

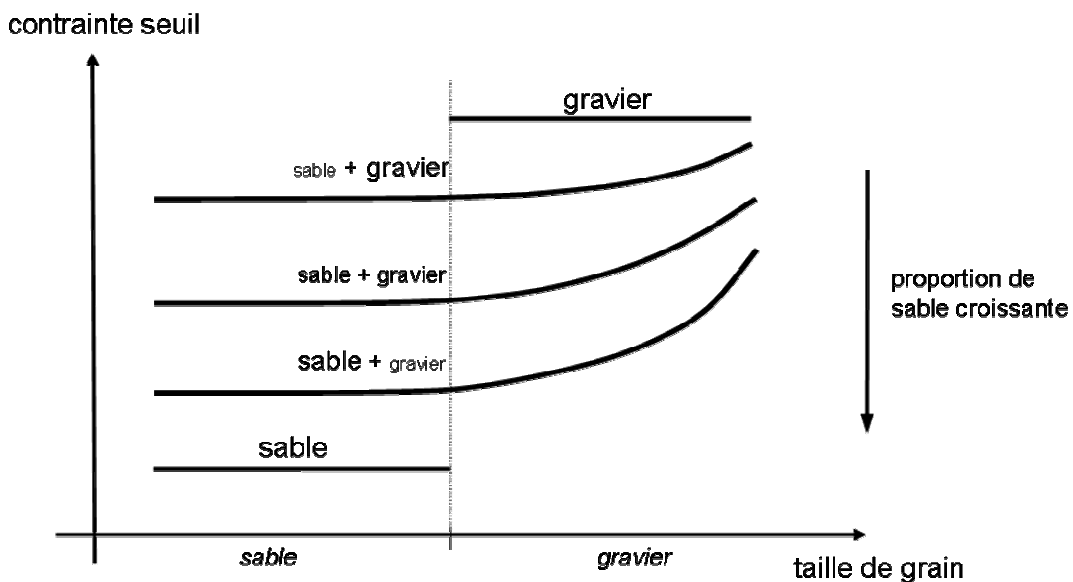


figure 3.6 : contraintes seuil pour un mélange bimodal sable gravier : tendances schématiques

Mettons maintenant en équations la description ci dessus.

Pour le gravier dans un mélange « gravier dominant » (cas A de la figure 3.5), toutes les classes de gravier ont la même contrainte seuil et donc :

$$\tau_{ci}^*(0) = \tau_{cgm}^*(0) \cdot \frac{D_{gm}}{D_i} \tag{3.47}$$

Le sable en faible proportion dans un mélange de gravier (cas B de la figure 3.5) a la même contrainte seuil que le gravier et donc dans ce cas l'équation (3.47) s'applique aussi aux classes de sable.

Pour le sable dans un mélange « sable dominant » (cas D de la figure 3.5) toutes les classes ont la même contrainte seuil et donc :

$$\tau_{c_i}^*(1) = \tau_{c_{sm}}^*(1) \cdot \frac{D_{sm}}{D_i} \quad (3.48)$$

Il reste à choisir une relation nous permettant de déterminer la contrainte adimensionnelle seuil $\tau_{c_i}^*(1)$ pour un grain de gravier isolé de taille D_i sur un lit constitué de grains de taille moyenne beaucoup plus faible D_{sm} (cas C de la figure 3.5). Pour cela, nous allons utiliser un nouvel indicateur de mobilité, M qui s'écrit de manière analogue à la contrainte adimensionnelle seuil en considérant que la mobilité du grain peut s'exprimer en fonction de la vitesse prise à une certaine hauteur $c_1 D_i$, et non plus à partir de la vitesse de frottement :

$$M = \frac{u(c_1 D)^2}{g(s-1)D} \quad (3.49)$$

et donc :

$$M = \tau^* \left(\frac{u(c_1 D)}{u_*} \right)^2 \quad (3.50)$$

Appelons M_c la valeur du paramètre M correspondant au début du mouvement. On a :

$$M_c = \tau_c^* \left(\frac{u(c_1 D)}{u_*} \right)^2 \quad (3.51)$$

En se plaçant en régime turbulent, le profil de vitesse s'écrit de la manière suivante :

$$\frac{u(z)}{u_*} = \frac{1}{k} \ln \left(\frac{30z}{k_s} \right) \quad (3.52)$$

avec : k_s longueur de rugosité du lit

La longueur de rugosité peut s'écrire (cf. paragraphe 2.2.1 de ce chapitre) $k_s = c_2 D_{sm}$.

En posant $c = c_1/c_2$ on a pour un grain de taille D_{sm} :

$$\frac{u(c_1 D_{sm})}{u_*} = \frac{1}{k} \ln(30c) \quad (3.53)$$

et donc :

$$M_c = \tau_{c_{sm}}^* \cdot \left[\frac{1}{k} \ln(30c) \right]^2 \quad (3.54)$$

On voit donc que dans le cas d'un mélange uniforme, les paramètres M et τ^* sont équivalents (à un facteur près).

Pour un grain de gravier de taille D_i dans un lit de taille moyenne D_{sm} :

$$\frac{u(c_1 D_i)}{u_*} = \frac{1}{k} \ln \left(\frac{30c D_i}{D_{sm}} \right) \quad (3.55)$$

Et donc :

$$M_c = \tau_{ci}^*(1) \cdot \left[\frac{1}{k} \ln \left(\frac{30cD_i}{D_{sm}} \right) \right]^2 \quad (3.56)$$

Si on considère que le paramètre M est un indicateur pertinent du début de mouvement, alors la valeur de ce paramètre correspondant au début du mouvement est la même dans les deux situations. On a donc :

$$\tau_{ci}^*(1) = \tau_{csm}^* \left[\frac{\ln(30c)}{\ln \left(30c \frac{D_i}{D_{sm}} \right)} \right]^2 \quad (3.57)$$

En prenant $c = 0,63$ on retrouve l'équation (3.38) d'Egiazaroff (1965). Egiazaroff avait proposé d'utiliser sa formule pour toutes les classes d'un mélange, mais nous ne l'utilisons que dans le cas particulier de grains isolés sur un lit de grains plus fins. Misri et al. (1994) ont aussi proposé une correction similaire pour les sédiments grossiers d'un mélange.

Les équations (3.47), (3.48) et (3.57) donnent la contrainte seuil adimensionnelle dans les cas extrêmes des mélanges à sable dominant et à gravier dominant. Il reste maintenant à la calculer en fonction de F_s pour les cas intermédiaires ($0 < F_s < 1$). Nous reprenons la relation proposée par Wilcock et Kenworthy (2002) :

$$\tau_{ci}^* = \tau_{ci}^*(1) + (\tau_{ci}^*(0) - \tau_{ci}^*(1)) e^{-14F_s} \quad (3.58)$$

La validation de la formulation présentée plus haut, et la détermination de la valeur des paramètres numériques, ne peuvent être effectuées qu'en appliquant notre formule à un jeu de mesures expérimentales. Il est nécessaire de disposer de mesures du transport par classes et de la composition de la surface pour des contraintes hydrauliques données. Parmi les jeux de données à notre connaissance, seul celui de Wilcock et al. (2001) remplit ces conditions.

Les auteurs ont mesuré le transport par classe ainsi que la composition de la surface pour différents mélanges et différentes conditions hydrauliques dans un canal à recirculation. On a donc un jeu de données reliant transport par classe, composition de la surface et contrainte hydraulique.

Pour tous les mélanges la composition du substrat est trimodale. La seule différence entre les mélanges concerne la proportion du mode de sable dans le mélange : 6%, 14%, 21%, 27%. Une série antérieure d'expériences (Wilcock et McArdeil (1993), similaire, a été ajoutée. Pour cette série la proportion de sable dans le mélange est 34%.

Le mélange est composé de 14 classes de bornes $[D_{i-1}, D_i]$ avec $D_i = \sqrt{2} D_{i-1}$. L'exemple de la composition du mélange à 14% de sable est donné en figure 10. On constate que le sédiment est en réalité trimodal mais comme la séparation entre les deux modes de gravier est assez peu marquée on le considèrera bimodal.

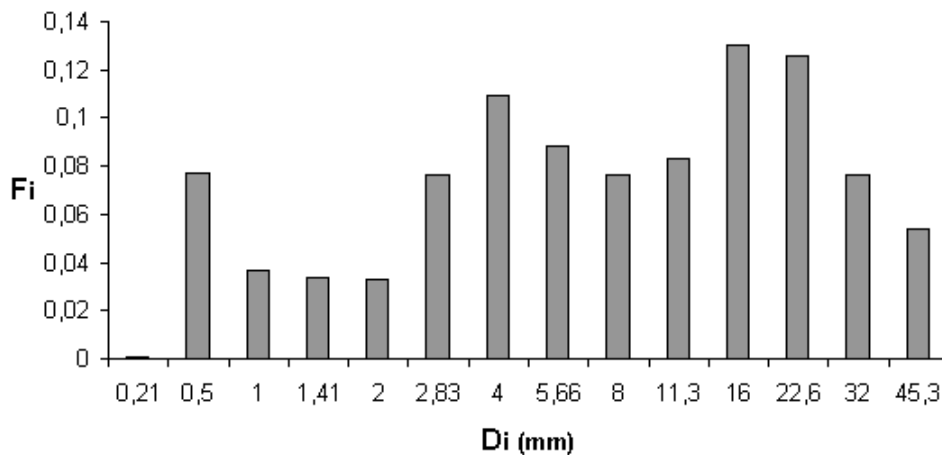


figure 3.7 : composition du mélange à 14% de sable utilisé par Wilcock et al. 2001. Les diamètres représentés en abscisse sont les diamètres minimums de la classe.

Pour chaque série d'expériences (c'est-à-dire chaque composition sédimentaire) les auteurs ont effectué plusieurs essais avec un débit liquide différent, et pour chaque essai ont mesuré une fois l'équilibre atteint (plus d'évolution mesurable) les paramètres hydrauliques, le débit solide, la composition du débit solide et la composition de la surface.

Les paramètres hydrauliques permettent de calculer la contrainte hydraulique (on reprend les valeurs données par les auteurs qui ont utilisé la méthode proposée par Chiew et Parker (1994) pour tenir compte des parois). On a donc un jeu de donnée reliant contrainte, transport solide et composition de la surface pour chaque classe.

Il faut dans un premier temps interpoler à partir des données expérimentales les contraintes seuil qui serviront de référence. Les auteurs précédents (Kuhnle (1993), Wilcock (1993), Wilcock and Kenworthy (2002), Wilcock and Crowe (2003)) l'ont fait visuellement ou bien à l'aide d'une formule de transport solide. Dans tous les cas, ils ont donné plus d'importance aux mesures proches du transport solide de référence ($W_i^*=0,002$). Comme nous sommes plus intéressés par le transport que par le début du transport en lui-même, nous déterminons la contrainte seuil pour chaque classe et chaque mélange en calant une formule de transport solide aux données pour lesquelles $W_i^*>0,002$.

La loi de transport utilisée est celle proposée par Wilcock et Crowe (2003) :

$$\begin{cases} W_i^* = 0,002 \left(\frac{\tau}{\tau_{ci}} \right)^{7.5} & \text{pour } \tau < 1,35 \tau_{ci} \\ W_i^* = 14 \left(1 - 0,894 \left(\frac{\tau_{ci}}{\tau} \right)^{0.5} \right)^{4.5} & \text{pour } \tau \geq 1,35 \tau_{ci} \end{cases} \quad (3.59)$$

Le critère utilisé pour le calage de la formule est inspiré de van der Scheer et al. (2002): les valeurs des contraintes seuils pour chaque fraction et chaque classe sont choisies telles que le « score » suivant soit maximal :

$$score = \frac{1}{n} \sum_{j=1}^n ratio(j) \quad (3.60)$$

avec: n = nombre de mesures; $ratio(j) = W_i^*(sim)/W_i^*(obs)$ si $W_i^*(obs) > W_i^*(sim)$; $ratio(j) = W_i^*(obs)/W_i^*(sim)$ si $W_i^*(obs) < W_i^*(sim)$; $W_i^*(sim)$ est le débit de transport adimensionnel calculé à partir de l'équation (3.59) avec le τ_{ci} testé ; $W_i^*(obs)$ est le débit de transport adimensionnel observé. Le meilleur score possible est 1.

Les contraintes seuil déterminées ainsi sont montées en figure 3.8 avec les estimations de Wilcock et Crowe (Peter R. Wilcock, communication personnelle). Il y a une différence systématique entre nos estimations et celle de Wilcock et Crowe seulement pour quelques classes des mélanges 6% et 14%. Cela indique que l'équation (3.59) n'a pas une forme correcte dans ces cas.

On détermine ensuite (par minimisation de la différence relative moyenne) les meilleurs paramètres $\tau_{csm}^*(1)$, $\tau_{cgm}^*(0)$ et c pour que les contraintes seuil théoriques calculées avec notre formulation s'approchent le plus possible des contraintes seuil expérimentales. On trouve $\tau_{csm}^*(1) = 0.066$, $\tau_{cgm}^*(0) = 0.043$, et $c = 0.3$. La comparaison entre les valeurs alors données par le modèle et les valeurs expérimentales est présentée en figure 3.8.

Etudions en quoi ce nouveau modèle diffère de celui de Wilcock et Crowe (2003), qui est le seul auquel il peut être comparé (modèle multiclasse pour mélanges sable-gravier basé sur la composition de la surface). La principale différence entre ce modèle et celui de Wilcock et Crowe (2003), que nous appellerons WC03 est que, avec le modèle WC03, le transport est toujours sélectif que ce soit pour le mode de sable ou bien pour le mode de gravier et quelle que soit la composition du mélange, alors qu'avec le nouveau modèle le transport n'est sélectif que pour les classes de gravier dans un mélange sable-gravier. La figure 3.9 illustre cette différence pour le cas du mélange à 6% de sable et montre que les formulations sont équivalentes dans le cas du mélange à 34% de sable.

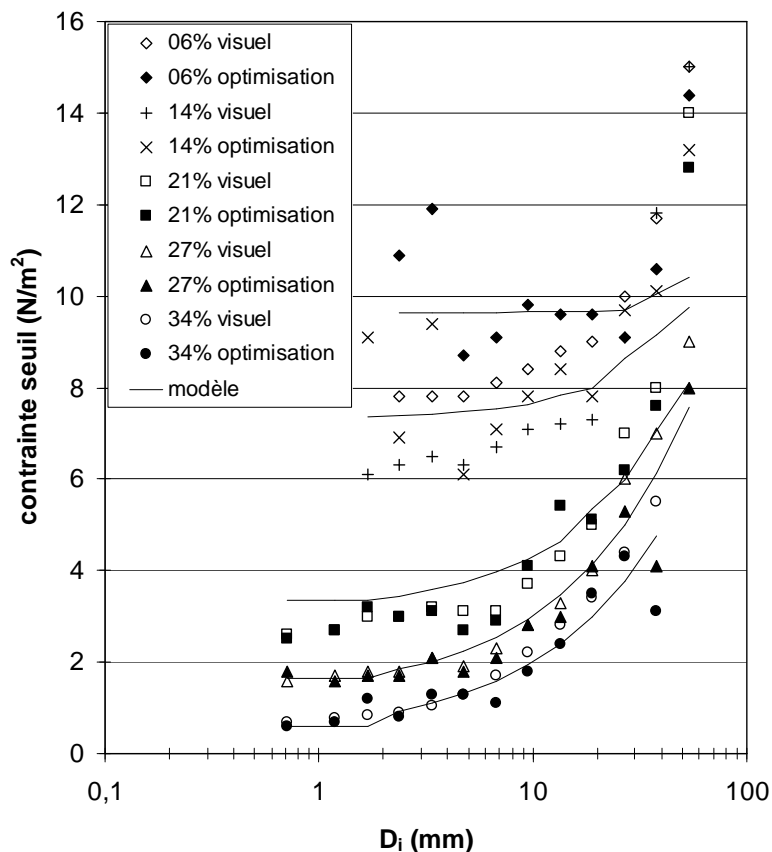


figure 3.8 – Comparaison entre les valeurs des contraintes seuil estimées visuellement (Wilcock et Crowe) et par optimisation et les valeurs données par le nouveau modèle

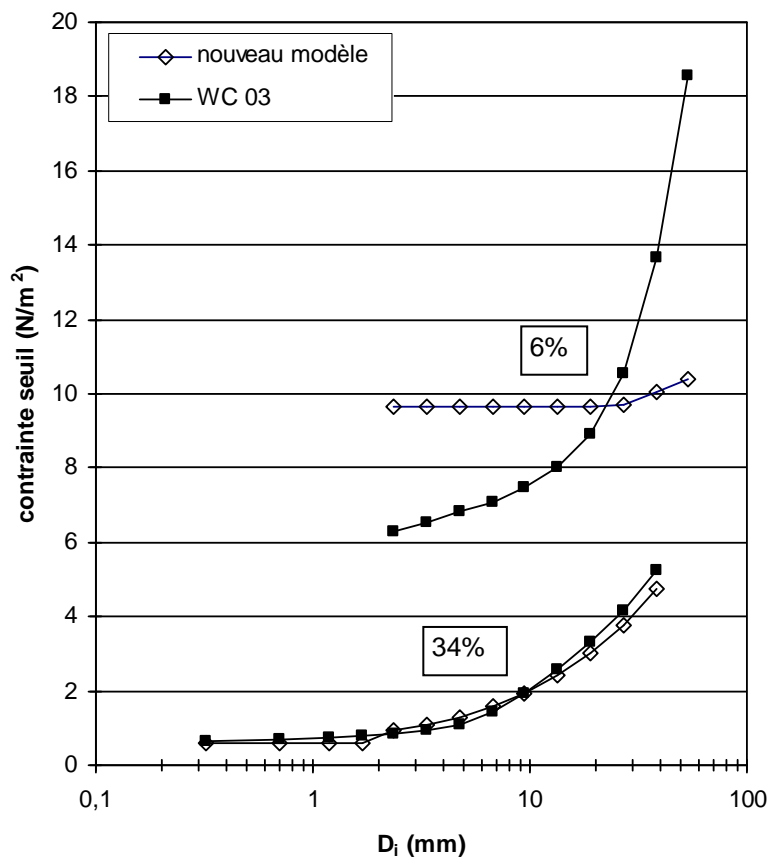


figure 3.9 – Comparaison entre le nouveau modèle et le modèle de Wilcock et Crowe (2003) dans les cas du mélange 6% et du mélange 34%.

La nouvelle formulation développée se base sur le comportement observé des mélanges sables-gravier et utilise des paramètres plus pertinents pour décrire ceux-ci que le modèle de Wilcock et Crowe (2003). Ce nouveau modèle s'appuie lui aussi sur la composition de la surface, il est donc bien adapté aux outils numériques utilisant un modèle de couche active.

5. EVOLUTION DU FOND

Une fois le transport solide déterminé, le calcul de l'évolution du fond s'obtient par la résolution de l'équation de conservation du volume de sédiment (parfois appelée équation d'Exner).

$$(1-n) \frac{\partial Z_f}{\partial t} + \frac{\partial Q_{sx}}{\partial x} + \frac{\partial Q_{sy}}{\partial y} = 0 \quad (3.61)$$

avec : n : porosité du sédiment dans le lit ;

Z_f : cote du fond ;

Q_{sx} et Q_{sy} : débit de transport solide volumique dans la direction x et dans la direction y respectivement.

6. CONCLUSION

Nous avons présenté dans ce chapitre les équations et formules qui seront utilisées dans la modélisation pour calculer l'écoulement, le transport solide et la déformation du fond.

Il reste, avant de chercher à les appliquer sur des cas réels, à préciser comment elles sont implémentées dans l'outil numérique. C'est ce qui est fait au chapitre suivant.

MODELISATION DES EVOLUTIONS MORPHOLOGIQUES

1. INTRODUCTION

Les chapitres précédents se sont attachés à décrire les processus physiques et la manière dont ceux-ci peuvent être représentés dans des formulations mathématiques. Dans ce chapitre, ce sont les problèmes liés à la mise en oeuvre des formulations dans les outils numériques, et à l'utilisation de ces outils, qui sont abordés.

Dans un premier temps, nous nous intéressons au cadre informatique dans lequel s'inscrivent les formulations qui ont été présentées au chapitre précédent. Nous reviendrons ensuite sur les liens (esquissés au chapitre 1 et au chapitre 3) entre les formulations physiques et les techniques numériques. Enfin, le problème du calage des modèles morphologiques (sur quoi et comment ?) est abordé.

2. PRINCIPES ET ALGORITHMES

2.1. LE SYSTEME TELEMAT

Nous utilisons des codes du système TELEMAT version 5.6 (EDF-LNHE / SOGREAH) qui consiste en un ensemble de codes de calculs pour l'hydraulique à surface libre dans l'environnement (site web : <http://www.telematystem.com/>). Les codes de calcul que nous utiliserons en particulier sont TELEMAT 2D pour l'écoulement et SISYPHE pour le transport solide et l'évolution du fond. La plupart des développements informatiques présentés par la suite ont été réalisés avant la thèse.

2.2. MAILLAGE

Les modèles numériques pour les codes de calcul du système TELEMAT s'appuient sur des maillages triangulaires non-structurés qui sont adaptés aux techniques de résolution par éléments finis (utilisées pour les calculs hydrauliques dans TELEMAT 2D) mais peuvent aussi être adaptés à des techniques de résolution par volumes finis (utilisées dans le code de calcul sédimentaire SISYPHE). Ce type de structure permet une adaptation fine du maillage à la topographie (suivi des berges) et à la bathymétrie (suivi des ruptures de pentes, raffinements locaux ...). Par ailleurs, il est possible de définir des îles dans le maillage, et de définir plusieurs frontières liquides amont et plusieurs frontières liquides aval, ce qui permet la représentation de lits composés.

2.3. CALCULS HYDRAULIQUES

Les calculs hydrauliques sont effectués par le module TELEMAT 2D du système TELEMAT. Les équations traitées sont les équations de Saint-Venant instationnaires, qui ont été présentées au chapitre 3. Elles sont résolues par des techniques éléments finis (Hervouet (2001)), la méthode des caractéristiques (suivi de la trajectoire des variables convectées) pouvant aussi être utilisée pour traiter le terme de convection des équations de transport.

Une des forces de TELEMAT 2D réside dans le traitement des bancs découvrants : il est en effet possible au cours du calcul que des nœuds ne soient plus en eau (à la suite d'une décrue par exemple). Le traitement de ce type de situations pose souvent problème d'un point de vue numérique. En effet si de l'eau est laissée sur les surfaces découvertes, des pentes locales très fortes de surface libre, et donc des vitesses élevées, vont y apparaître et se transmettre aux zones en eau (Hervouet (2001)). Dans TELEMAT 2D, ces situations sont traitées en corrigeant (sans forcément l'annuler) la pente de la surface libre pour les nœuds concernés (Hervouet (2001)).

Les frontières d'un maillage sont soit des frontières solides (qui correspondent aux berges), soit des frontières liquides. Pour un modèle fluvial (et pour un écoulement subcritique, ce qui sera toujours le cas pour nous), les conditions aux limites pour la (ou les) frontière(s) amont consistent à imposer le débit entrant dans le domaine, alors que les conditions aux limites pour la (ou les) frontière(s) aval consistent à imposer la cote de l'eau au niveau de la frontière. Ces conditions, aval comme amont, peuvent varier dans le temps, ce qui permet d'introduire dans le modèle les hydrogrammes observés.

2.4. CALCULS SEDIMENTAIRES

2.4.1. PRINCIPE ET RESOLUTION

Une fois le transport solide déterminé à partir des variables de l'écoulement (cf. chapitre 3 paragraphe 3), l'équation (3.61) doit être résolue pour calculer l'évolution du fond.

Les premières versions de SISYPHE résolvaient cette équation par des méthodes aux éléments finis. Une méthode volumes finis a été programmée ultérieurement, elle permet de mieux résoudre les problèmes liés à la présence de fonds non-érodables. C'est cette méthode que nous utiliserons au cours de la thèse, nous la présentons ici.

L'équation (3.61) étant une équation de conservation, elle est bien adaptée à une résolution par une technique volume finis. Cette technique consiste à exprimer la conservation du volume de sédiments pour chacun des volumes de contrôle (qui sont les éléments du maillage volume fini). Dans notre cas, il faut dans un premier temps définir les volumes de contrôle. Puis, pour chaque volume de contrôle et chaque pas de temps :

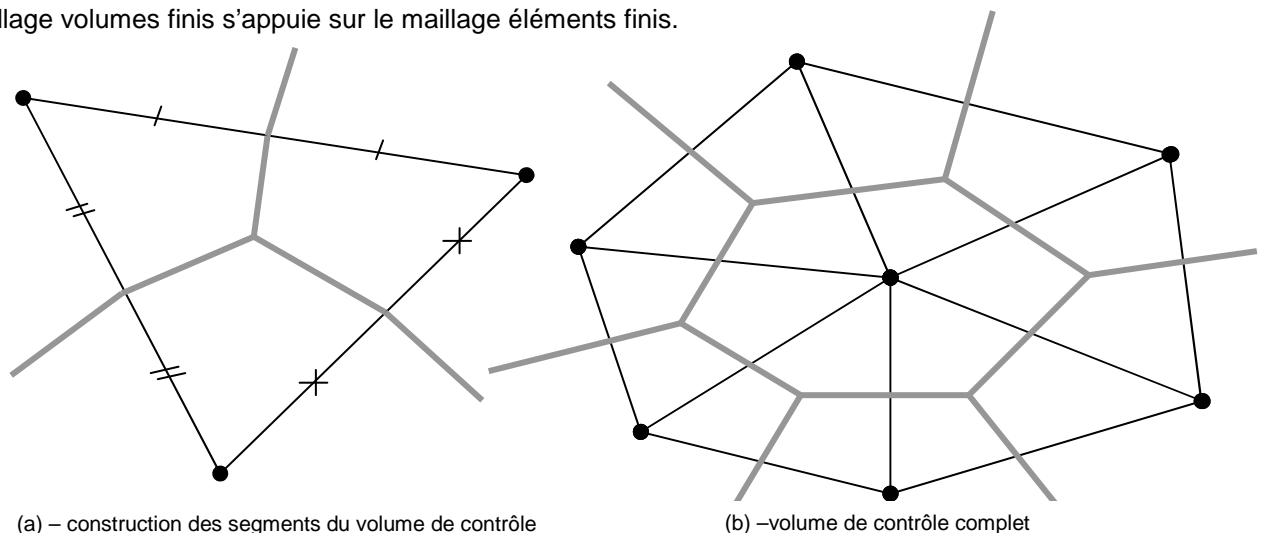
$$VS(t+dt) - VS(t) = -FLUX * dt \tag{4.1}$$

avec VS volume de sédiment dans le volume de contrôle, $FLUX$ la quantité de sédiment entrant dans le volume de contrôle par unité de temps, t le temps et dt le pas de temps. Cette équation n'est que la retranscription discrétisée de l'équation (3.61).

Comme $VS(t+dt)-VS(t)=(ZF(t+dt)-ZF(t))*AIRE$ (avec $AIRE$ la surface du volume de contrôle), on obtient ainsi l'évolution du fond pour chaque pas de temps et chaque volume de contrôle.

Il faut donc préciser la structure du maillage volumes finis, ce qui permettra de calculer $FLUX$ et $AIRE$.

Le maillage volumes finis s'appuie sur le maillage éléments finis.



- maillage éléments finis
- maillages volumes finis
- noeuds du maillage

figure 4.1 – Structures du maillage volumes finis. (a) construction des segments ; (b) volume de contrôle complet

Les variables sont calculées aux mêmes points que pour un maillage éléments finis, points qui sont situés au milieu des volumes de contrôle. Les segments composant le maillage volume finis sont construits entre les centres de gravité des triangles du maillage éléments finis.

Le terme *FLUX* pour chaque segment d'interface entre volumes de contrôle est égal au produit scalaire du vecteur débit solide au niveau du segment et d'un vecteur normal au segment et de même norme que le segment. Le débit solide au niveau du segment est interpolé à partir des débits solides des deux nœuds voisins :

$$QSSEG = \psi QS_{amont} + (1 - \psi) QS_{aval} \quad (4.2)$$

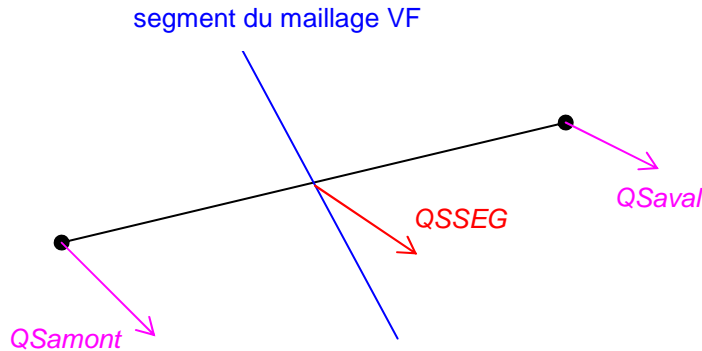


figure 4.2 – zoom sur un segment du maillage volumes finis

Nous utilisons un schéma centré, c'est-à-dire $\psi=0.5$.

Cette formulation donne des résultats généralement identiques à ceux donnés par la méthode des éléments finis (avec l'option « mass-lumping »). Les différences qui peuvent exister proviennent du traitement des frontières liquides qui est différent en volumes finis et en éléments finis.

Des schémas décentrés amont (« upwind »), c'est-à-dire $\psi=1$, ont aussi été testés. Dans ce cas, le flux à l'interface est calculé à partir du débit solide du nœud amont. Pour déterminer quel nœud est le nœud amont pour une interface, le flux traversant l'interface est calculé dans un premier temps en utilisant un schéma centré. Le schéma décentré amont a une moins bonne précision que le schéma centré et produit une forte diffusion numérique. Les résultats sont lissés, et peuvent présenter des différences importantes avec le cas du schéma centré. Nous utiliserons donc le schéma centré. Le schéma décentré amont sera tout de même très utile pour les problèmes de fonds non érodables (voir paragraphe suivant).

En ce qui concerne les conditions aux limites pour le transport sédimentaire, celles-ci sont imposées naturellement par l'application d'une formule de transport solide pour les points des frontières liquides, et l'évolution de la cote des points frontière est alors calculée par la méthode volumes finis (de Linares (2003)). Cela revient à supposer que le tronçon immédiatement à l'amont ou à l'aval en dehors du maillage reste à l'équilibre au cours des calculs. On ne peut guère faire mieux : si l'on suppose que ce n'est pas le cas, il faut déplacer la frontière (cf. paragraphe 4.2). Il est aussi possible d'imposer l'évolution des points frontières (généralement, l'évolution imposée est nulle).

Pour les frontières solides du modèle, le flux au niveau des interfaces est imposé à zéro.

Signalons enfin que l'utilisation d'une formule de type « volumes finis » assure la conservativité du volume de sédiments au cours du calcul.

2.4.2. FONDS NON ERODABLES

La possibilité d'utiliser des fonds non-érodables, c'est-à-dire de définir pour chaque point une cote limite d'érosion du fond, est nécessaire pour la représentation des singularités de type épis, seuils, protection des berges ...

Une première méthode (par exemple dans SISYPHE jusqu'à la version 5.2) consiste à imposer à zéro le débit de transport solide pour les nœuds sur lesquels il n'y a plus de sédiments. Dans certains cas, cette méthode ne donne pas de résultats satisfaisants (par exemple, érosion de fonds non érodables).

Une nouvelle méthode qui s'appuie sur la résolution par volumes finis a été programmée. Le principe consiste à réduire le débit solide sur les noeuds pour lesquels le fond solide sera atteint pendant le pas de temps. La nouvelle valeur du débit solide est calculée de manière à ce que tous les sédiments qui étaient présents dans le volume de contrôle le quittent pendant le pas de temps – mais pas plus. Pour cela, un schéma décentré amont est utilisé sur ces noeuds. Ainsi, le flux qui quitte la cellule est uniquement fonction du débit solide du noeud, et pas du débit solide des noeuds voisins comme c'est le cas avec un schéma centré. Pour plus de détails sur l'algorithme utilisé, ainsi que la validation sur des cas-tests, voir de Linares (2003).

2.4.3. EQUATIONS EN GRANULOMETRIE ETENDUE

Nous avons vu au chapitre 3 paragraphe 4.1.1 que la courbe granulométrique était discrétisée en plusieurs classes i .

Le calcul est d'autant plus précis que la discrétisation de la courbe granulométrique est fine et donc que le nombre de classes est important. D'un autre côté, le coût de calcul augmente avec le nombre de classes. Il ne faut toutefois pas exagérer l'importance de ce dernier aspect : dans notre cas, les calculs hydrauliques sont bien plus gourmands en temps machine que les calculs sédimentologiques. D'après Basile (2001), le nombre optimum de classes dépend du type de mélange granulométrique, et pour des sédiments que l'on trouve typiquement en rivières, ce nombre est de 4 ou 5. Cela reste assez théorique, car dans la pratique le problème sera surtout la connaissance des propriétés du mélange, étant donné les coûts et la complexité des mesures granulométriques. Le nombre maximal de classes dans SISYPHE est de 10.

Pour calculer l'évolution du lit, l'équation (3.61) pourrait être résolue en utilisant :

$$Q_s = \sum_{i=1}^N Q_{s_i} \quad (4.3)$$

Ce n'est pas ce qui est fait car cela ne permettrait pas de calculer l'évolution de la composition du mélange sédimentaire. L'équation d'évolution est donc résolue pour chaque classe. Elle s'écrit :

$$(1-n) \frac{\partial Z_{f_i}}{\partial t} + \frac{\partial Q_{sx_i}}{\partial x} + \frac{\partial Q_{sy_i}}{\partial y} = 0 \quad (4.4)$$

avec : Z_{f_i} : épaisseur de sédiment de la classe i ;

Q_{sx_i} et Q_{sy_i} : débit de transport solide volumique pour la classe i dans la direction x et dans la direction y respectivement.

Le transport solide de chaque classe est calculé par une formule adaptée à la granulométrie étendue (cf. 4.1.2).

Cette équation est résolue pour chaque classe par la méthode volumes finis décrite plus haut, ce qui donne l'évolution par classe pendant un pas de temps ΔZ_{f_i} .

La somme des évolutions par classe donne ensuite l'évolution globale :

$$\Delta Z_f = \sum_{i=1}^N \Delta Z_{f_i} \quad (4.5)$$

Il reste la question de l'évolution de la composition du mélange.

On a vu en 4.1.2 du chapitre 3 la nécessité de calculer le transport solide partir de la surface, et en 4.2.2 le principe d'un modèle de couche active. Nous en détaillons le fonctionnement par la suite.

2.4.4. STRATIFICATION EN GRANULOMETRIE ETENDUE

La définition de la stratification est double : d'une part il est possible de définir une stratification initiale pour représenter des couches de sédiments différents dans le lit au début du calcul, et d'autre part une séparation entre surface et substrat (voir paragraphe 4.2 du chapitre 3) est nécessaire pour que le transport solide soit calculé à partir de la composition de la surface et que l'évolution temporelle de la composition de la surface puisse être modélisée.

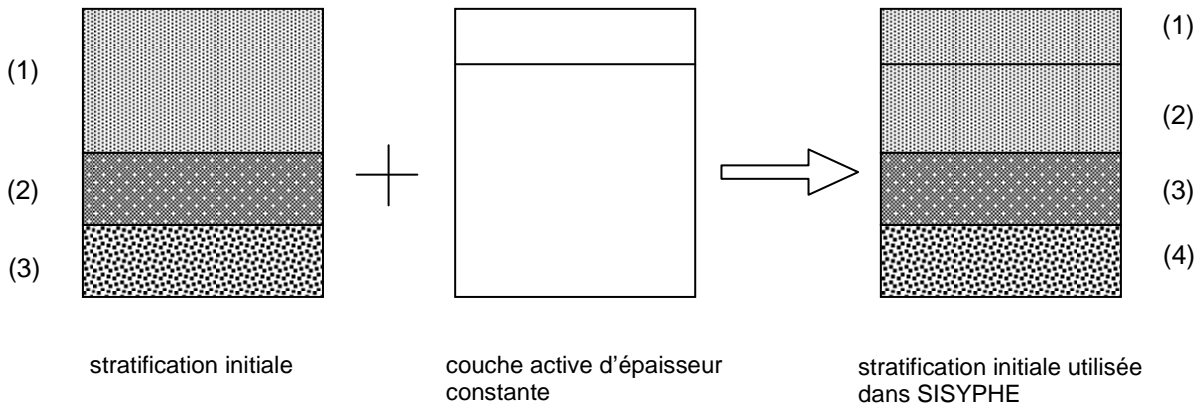


figure 4.3 – définition de la stratification du lit dans SISYPHE

A chaque pas de temps, la composition des deux premières couches est recalculée en effectuant un bilan volumique par classe. Cette opération ne mérite pas d'explication particulière, les équations sont faciles à obtenir en écrivant la conservation du volume de sédiment pour chaque classe. Il est par contre nécessaire pour cela de définir des règles pour l'évolution de l'épaisseur des couches selon les différents cas (érosion ou dépôt).

Appelons dZ l'évolution du lit pendant un pas de temps, E_m l'épaisseur de la couche active, et E_{as} l'épaisseur de la première strate (couche 2 à droite dans la figure 4.3). L'épaisseur E_m est constante, et imposée par l'utilisateur (voir 4.1.2 chapitre 3).

Cas du dépôt

La couche de sédiment d'épaisseur dZ se dépose dans la couche active, mais comme celle-ci est d'épaisseur constante, elle fournit une quantité de sédiment équivalente (mais de composition différente) à la première strate, dont l'épaisseur devient $E_{as}+dZ$.

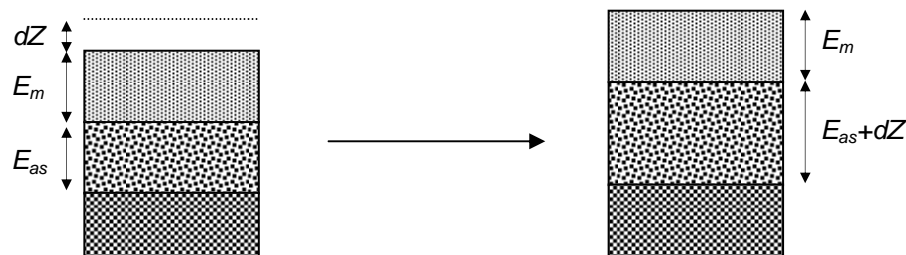


figure 4.4 – évolution de la stratification en cas de dépôt

La composition des couches a changé à la suite du pas de temps. La composition de la couche active change à cause des sédiments reçus par le charriage et sédiments fournis à la première strate. La composition de la première strate change aussi à cause des sédiments reçus de la première strate.

Cas de l'érosion

L'épaisseur de la couche active reste constante, et l'épaisseur de la couche active devient donc $E_{as}+dZ$ ($dZ<0$).

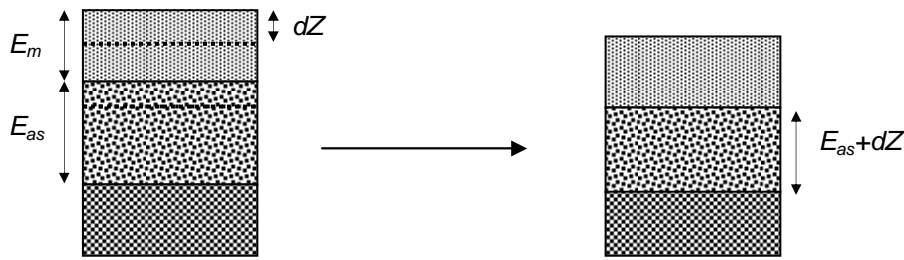


figure 4.5 – évolution de la stratification en cas d'érosion

Quand E_{as} devient nul, alors la deuxième strate remplace la première strate et diminue d'épaisseur à son tour.

La composition de la couche active change à cause des sédiments perdus par charriage et des sédiments reçus de la première strate.

La composition de la première strate ne change pas, à moins que la première strate ne disparaisse et soit remplacée par la deuxième strate.

Une cote correspondant aux fonds non-érodables est définie en dessous des strates. Quand la couche de sédiments au dessus du fond non-érodable est inférieure à l'épaisseur imposée de la couche active, alors l'épaisseur de la couche active (qui est la seule couche restante) est diminuée de manière à être égale à l'épaisseur de sédiment au dessus du fond non-érodable. Une conséquence de cela est qu'il est possible de « shunter » tout le modèle de stratification et de représenter toute la hauteur de sédiments par une seule couche. Il suffit pour cela d'imposer dans le modèle une épaisseur de couche active supérieure à la hauteur de sédiment au dessus des fonds non-érodables.

2.5. COUPLAGE ENTRE CALCULS HYDRODYNAMIQUES ET SEDIMENTAIRES

Ce qu'on appelle ici « calculs hydrosédimentaires » consiste en la simulation de l'évolution du lit sous l'effet d'un écoulement instationnaire. Pour cela TELEMAC 2D, qui effectue les calculs hydrodynamiques, et SISYPHE, qui effectue les calculs sédimentaires, communiquent leurs résultats à chaque pas de temps. Ainsi, les calculs hydrauliques continuent en utilisant une bathymétrie modifiée par le transport sédimentaire, et le calcul de l'évolution sédimentaire s'effectue à partir des variables hydrauliques recalculées pour tenir compte de l'évolution du fond et de la variation des conditions aux limites (hydrogramme).

De cette manière, il est possible de reproduire des situations réelles sans hypothèses simplificatrices sur les conditions aux limites et les couplages entre hydraulique et transport sédimentaire. Le seul découplage que nous utilisons se produit à l'échelle du pas de temps. En effet, au cours d'un pas de temps, les aspects hydrauliques et sédimentaires sont considérés complètement indépendants (alors que certains codes résolvent les équations hydrauliques et sédimentaires en même temps au cours du pas temps). La justification de ce découplage se trouve dans le fait qu'au cours d'un pas de temps, les évolutions morphologiques sont trop faibles pour avoir une influence notable sur l'hydraulique. Cette hypothèse sera bien plus valide dans notre cas de la modélisation 2D avec des pas de temps courts que dans le cas 1D pour lequel les pas de temps peuvent être beaucoup plus longs. Une discussion sur les effets de ce découplage se trouve dans Cao et Carling (2002).

3. LES ECHELLES SPATIALES

3.1. RESOLUTION DU MAILLAGE ET DONNEES DE TERRAIN

Etant donné que les équations sont résolues sur un maillage, toutes les données sont considérées en des points séparés d'une certaine distance. Il est souhaitable que cette distance soit suffisamment faible pour que les variations réelles de ces données puissent être représentées dans le modèle. Les données dont on parle ici sont la bathymétrie mais aussi dans le cas de la granulométrie étendue les caractéristiques du mélange sédimentaire. Nous nous intéressons essentiellement à la bathymétrie, mais nous mentionnerons rapidement les problèmes liés aux variations de composition du mélange sédimentaire.

La problématique de la résolution spatiale est différente entre un modèle purement hydraulique (par exemple pour des calculs d'écoulement en crue) et un modèle hydrosédimentaire à fonds mobiles. En effet, dans le premier cas il est possible d'adapter le maillage localement pour représenter seulement les ruptures de pente, tandis que dans le deuxième cas toutes les ruptures de pente potentielles doivent être rendues possibles. Autrement dit, la résolution spatiale pour représenter l'évolution d'une bathymétrie est nécessairement beaucoup plus fine que celle nécessaire pour représenter simplement la bathymétrie elle-même.

Illustrons ce problème par un exemple simple. Prenons le cas d'une rupture de pente, qui peut être représentée fidèlement par quatre points dans un maillage (figure 4.6a). Si cette rupture de pente se déplace, sa représentation par le même maillage à quatre points va être fortement dégradée (figure 4.6b).

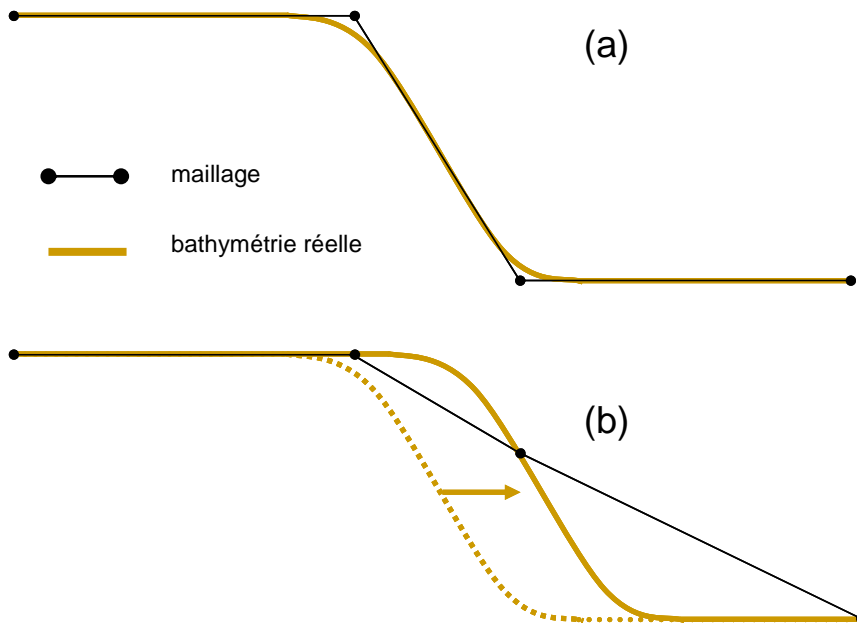


figure 4.6 – bathymétrie réelle et sa représentation dans un maillage - (a) au temps T , (b) au temps $T+\Delta T$

Appelons L_b la longueur caractéristique des objets bathymétriques que l'on souhaite représenter dans le maillage. Dans le cas de fonds fixes, la longueur de maille minimale L_m sera alors de l'ordre de L_b .

Dans le cas de fonds mobiles, l'exemple ci-dessus montre que le critère $L_m \sim L_b$ ne suffit pas, il faut $L_m \ll L_b$. Le rapport entre les longueurs caractéristiques dépendra de la précision souhaitée.

Regardons ce que cela implique dans le cas des rivières. Les variations de pente dans la direction longitudinale sont liées aux ruptures de pente à l'échelle seuil-mouille, à des singularités (bifurcation ou confluence, aménagements) ou bien aux dunes. Les deux premiers types de variation de pente doivent être résolus dans le modèle, et ils peuvent l'être si les données bathymétriques sont disponibles à la résolution nécessaire, et si cela ne rend pas le nombre de nœuds du maillage trop important pour avoir des temps de calculs raisonnables. Par contre, les dunes ont leur face aval tellement courte (de l'ordre du mètre) qu'il n'est pas envisageable de les représenter dans un modèle de grande emprise. Leur représentation ne garantirait de toute façon pas que leur rôle sur l'écoulement soit bien représenté. Il n'est en effet pas possible de modéliser les recirculations derrière les dunes avec un modèle bidimensionnel, et nous avons déjà mentionné au chapitre 3 paragraphe 2.2.3.1 la nécessité de représenter les formes de fond non pas explicitement dans la topographie, mais de manière empirique.

En ce qui concerne les variations transversales de pente, le constat est le même que pour les variations en longueur : une résolution suffisante pour résoudre les évolutions transversales de bathymétrie n'est possible que si les pentes transversales sont faibles ou si l'emprise du modèle est limitée, de manière à ce que le nombre de points du maillage soit acceptable. Les pentes transversales fortes sont souvent présentes uniquement au niveau des berges. Or nous considérons les berges fixes. Elles doivent être représentées dans la topographie, mais le maillage n'a pas besoin d'être raffiné pour pouvoir représenter leur déplacement. Des mailles allongées dans le sens de l'écoulement sont bien adaptées pour les berges.

La résolution du maillage dépend aussi de l'échelle de temps qui nous intéresse : pour représenter les évolutions à long terme (caractérisées par des changements de pentes plus faibles), on peut supposer qu'un maillage grossier fait l'affaire, alors que pour représenter des évolutions à une échelle de temps plus courte (par exemple avancée d'un banc pendant une crue) un maillage fin (justement pour représenter le banc) est nécessaire.

Ces contraintes imposées sur la résolution d'un maillage doivent être confrontées aux autres contraintes que sont la collecte des données, et la puissance informatique. Les techniques modernes de prélèvement de données topo et bathymétriques (échosondeurs, lidars...), peuvent fournir des données suffisamment détaillées, et des mesures plus traditionnelles au théodolite ou au GPS peuvent aussi suffire si la zone étudiée est de petite taille. En ce qui concerne les limites informatiques, celles-ci dépendent bien sûr du matériel utilisé. Avec les outils couramment utilisés à l'heure actuelle, et sachant que la modélisation en morphologie fera général intervenir des périodes simulées beaucoup plus longues que dans le cas de simples études hydrauliques, il ne paraît guère raisonnable de dépasser les 10 000 nœuds.

Le problème des données granulométriques est assez différent. Les mesures granulométriques sont très coûteuses en temps, et ne sont donc généralement pas assez nombreuses pour permettre une interpolation correcte et donner une information réaliste sur l'ensemble du domaine étudié. De plus, les transitions entre des zones de granulométrie différentes peuvent être brutales, ce qui limite la justesse de l'interpolation. Le facteur limitant est donc ici la mesure.

3.2. RESOLUTION DU MAILLAGE ET FORMULATIONS PHYSIQUES

Nous avons supposé au paragraphe précédent que - si l'on ne s'intéresse qu'aux évolutions à grande échelle - des simulations sur des maillages grossiers donnent des résultats similaires à ceux effectués sur des maillages fins. Le problème dans cette supposition est que les processus élémentaires (écoulement liquide et transport solide) ne sont pas représentés à la même échelle dans les deux cas. On retrouve ici le problème présenté dans un cadre général au chapitre 1 (paragraphe) : la modélisation des processus physiques au sein de la maille ne s'appuie pas forcément sur des paramètres physiques « absolus », mais dépend de la taille de la maille.

Ainsi, la résolution du modèle par rapport à celle des irrégularités de topographie va influencer la valeur du coefficient de frottement à utiliser pour caler le modèle (Bates (1997)).

En ce qui concerne le transport solide, les problèmes qui apparaissent concernent la représentation de la suspension, et l'effet de la pente.

Le transport en suspension a été présenté (chapitre 2 paragraphe 4.1) comme le transport ne dépendant pas des conditions hydrauliques et sédimentaires locales, mais de l'ensemble des conditions à l'amont. En réalité, l'amont n'a une influence que sur une certaine longueur qui correspond à la distance nécessaire pour que l'écoulement s'adapte aux conditions de l'écoulement. Dans le cas où la résolution spatiale du modèle est suffisamment grande, l'écoulement peut se charger complètement en transport en suspension en une distance inférieure à la taille de maille, et il n'est alors pas nécessaire de résoudre l'équation de transport de sédiment par convection-diffusion dans la colonne d'eau car le débit de transport solide en suspension est uniquement fonction des paramètres hydrauliques locaux.

La longueur d'adaptation L_a du transport en suspension aux conditions hydrauliques, à laquelle la taille de maille doit être comparée, s'écrit (Parker (2006)) :

$$L_a = \frac{qC}{w_s C_b} \quad (4.6)$$

avec q débit linéique, w_s la vitesse de chute des sédiments, C la concentration moyenne et C_b concentration au fond.

Le ratio entre C et C_b peut être calculé à partir du profil de Rouse (Parker (2006)).

Notons que Soulsby (1997) propose une autre expression (sans la démontrer ni la justifier) pour la longueur d'adaptation :

$$L_a = 0.005 \frac{U^2 H}{w_s^2} \quad (4.7)$$

La résolution spatiale peut aussi intervenir sur la prise en compte des effets de la pente sur le transport solide. En effet, nous avons vu au paragraphe précédent que la résolution du maillage ne permettait pas dans tous les cas une représentation fidèle de la bathymétrie du lit. Une résolution trop grossière tendra à lisser la pente (cf. figure 4.6).

4. LES ECHELLES TEMPORELLES

4.1. ACCELERATION DE L'HYDROGRAMME

La modélisation de l'évolution morphologique à quelques années d'un tronçon de cours d'eau nécessite des calculs hydrauliques et sédimentaires couplés sur les mêmes périodes. Les calculs hydrauliques sont gourmands en temps de calcul, et il n'est pas toujours possible de calculer complètement l'hydraulique sur plusieurs années. Il est donc nécessaire de trouver un moyen de rendre les calculs plus rapides. Les possibilités pour cela sont nombreuses, la plus évidente étant sans doute de dégrader la qualité de l'hydrogramme d'entrée de manière à ne considérer qu'une suite de débits constants.

La méthode simple qui a été retenue permet de conserver tous les détails de l'hydrogramme d'entrée. Elle est inspirée de méthodes utilisées en maritime (Bernardes et al. (2006), Régis Walther, SOGREAH, communication personnelle (2006)). Il s'agit simplement d'une « accélération de l'hydrogramme ». La méthode consiste en effet à réduire la durée réelle T_r de l'hydrogramme simulé en la divisant par un « facteur d'accélération » K , tout en conservant tous les détails de l'hydrogramme (cf. figure 4.7). Afin que les évolutions simulées ne soient pas diminuées du même facteur, le débit solide est lui multiplié par K .

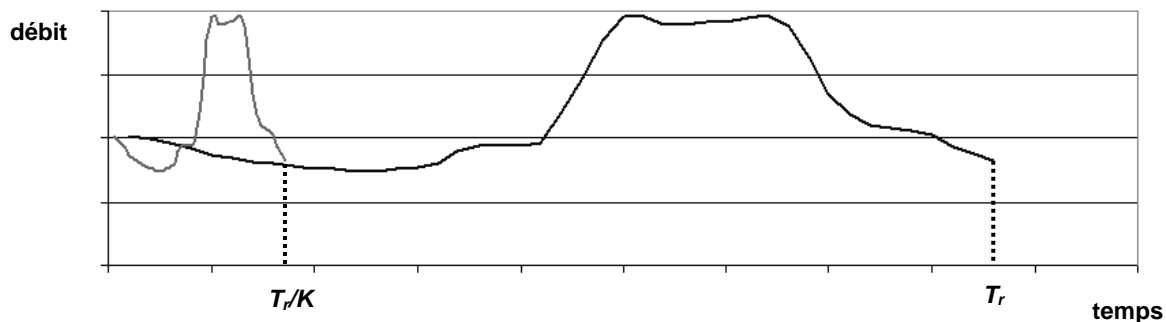


figure 4.7 – exemple d'accélération d'hydrogramme

Les types d'erreurs que cette méthode est susceptible d'entraîner sont au nombre de deux :

- cette méthode va amplifier les effets hydrodynamiques instationnaires. Ceux-ci sont généralement négligeables en rivière (Henderson (1966)), et la méthode sera valable tant que l'accélération de l'hydrogramme est suffisamment faible pour qu'ils le restent.
- l'hypothèse de découplage entre l'écoulement et l'évolution du fond au cours d'un pas de temps (cf. paragraphe 2.5 de ce chapitre) peut ne plus être valable car les évolutions au cours du pas de temps seront moins négligeables.

Il ne semble donc pas évident de définir un critère pour prévoir quel facteur d'accélération sera acceptable pour un cas donné. La méthode d'accélération de l'hydrogramme doit donc être validée au cas par cas. Une méthode statistique permettant de comparer des résultats entre eux et ainsi de valider cette méthode est présentée au paragraphe 5 de ce chapitre.

Il est tout de même possible d'évaluer a priori un facteur d'accélération acceptable de manière à ce que les effets hydrodynamiques instationnaires soient négligeables. En effet dans les équations de Saint-Venant (équation (3.7)), le terme d'accélération instationnaire s'écrit $\frac{\partial U}{\partial t}$ tandis que le terme d'accélération lié à la

pente du lit s'écrit $-g \frac{\partial Z_f}{\partial x}$.

Ces termes peuvent être calculés dans le cas étudié, et le facteur d'accélération de l'hydrogramme doit être choisi de manière à ce que le premier terme reste négligeable par rapport au second (le premier terme, lié à l'instationnarité, est directement proportionnel au facteur d'accélération). Cette comparaison sera effectuée sur les cas-tests du chapitre 5.

4.2. CONDITIONS AUX LIMITES ET DUREE DE VALIDITE DU MODELE

La limitation de l'emprise du modèle entraîne des conséquences sur sa validité.

Pour les calculs purement hydrauliques, les conditions aux limites (débit entrant à l'amont et loi de tarage à l'aval) sont bien connues et suffisent généralement pour prendre en compte l'influence de l'extérieur du domaine. La seule donnée manquante est généralement la distribution des vitesses à l'amont, mais la distance sur laquelle cette erreur est notable est très courte.

Pour les calculs hydrosédimentaires (à fonds mobiles), la situation est plus compliquée : en effet l'évolution du lit à la frontière est déterminée dans les calculs uniquement par les conditions locales, mais dans la réalité ce n'est pas le cas : à l'amont il peut y avoir arrivée d'une vague de sédiments ou bien au contraire déficit sédimentaire (et ce « débit entrant » ne peut pas être connu comme l'est le débit liquide) tandis qu'à l'aval une érosion régressive peut remonter dans le modèle. Ces erreurs inévitables sur les frontières vont se propager dans tout le domaine. L'erreur aval a une répercussion immédiate : l'hydraulique devient fautive - au moins dans la zone de remous- car la loi de tarage n'est plus valable. L'erreur amont comme l'erreur aval se propagent et la zone spatiale du modèle qui peut être considérée comme valide se réduit dans le temps.

Il faut donc remonter la frontière amont et descendre la frontière aval au delà de la zone d'étude, et ce, d'autant plus que la période que l'on souhaite modéliser est longue.

5. EVALUATION DES PERFORMANCES D'UN MODELE

L'évaluation des performances d'un modèle peut se faire dans un premier temps qualitativement. La comparaison visuelle de cartes d'évolutions en plan mesurées et simulées est ainsi un excellent moyen d'avoir un aperçu des capacités du modèle, et de localiser les problèmes éventuels. Il est aussi possible de se concentrer sur des zones d'intérêts en comparant des profils en long. Il est dangereux de se baser sur les sections transversales dans le cas de rivières de sable avec des dunes, car celles-ci introduisent une grande variabilité de la section dans les mesures, surtout si celles-ci ont été levées en crue. La comparaison de sections est par contre tout à fait pertinente pour les rivières de gravier.

La comparaison des cubatures, pour estimer l'évolution temporelle du volume de sédiment dans différentes zones du lit, est aussi une méthode intéressante car elle permet d'intégrer les résultats et les mesures sur une certaine surface et donc de s'affranchir dans une certaine mesure des erreurs locales inévitables des simulations.

Afin de caler un modèle, il est aussi nécessaire de pouvoir rapidement comparer quantitativement des résultats de simulations entre eux pour déterminer lesquels sont les plus proches des mesures. L'outil que nous utiliserons pour cela a été développé pour la météorologie mais il a aussi été utilisé pour l'évaluation des performances de modèles hydrosédimentaires, au moins dans le domaine estuarien et maritime (Sutherland et al. (2004), Bernardes (2006)). Son nom est le « Brier Skill Score », (BSS sera utilisé par la suite), et il est basé sur l'erreur quadratique moyenne.

$$BSS = 1 - \frac{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (y_i - x_i)^2}{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (b_i - x_i)^2} \quad (4.8)$$

avec : N nombre de points de mesure ;
 b_i les données initiales « baseline » (cote du fond) ;
 x_i les données de référence (cote du fond) ;
 y_i les données simulées (cote du fond).

Le BSS est ainsi une mesure de la précision de la simulation par rapport à la précision qu'aurait eue la bathymétrie initiale. Les données de référence auxquelles les résultats de simulations sont comparées peuvent être bien sûr des mesures, mais peuvent être aussi des résultats d'une autre simulation.

Un des avantages du BSS est que sa valeur n'est pas modifiée si on ajoute à ses points de calcul des points qui se trouvent dans des zones qui n'évoluent pas (au contraire d'une simple erreur). Ainsi le choix de la grille de points ne devrait pas avoir une grosse influence sur la valeur du BSS.

Dans l'idéal, les points sur lesquels le BSS est calculé correspondent aux points où sont effectués les levés bathymétriques et sont aussi des points de maillage. Dans la pratique, ce n'est généralement pas le cas : si on veut comparer une simulation à des mesures, les points des levés bathymétriques « baseline » (sur lesquels s'appuient généralement le maillage utilisé pour les simulations) et « référence » ne coïncident généralement pas. Il est donc nécessaire d'effectuer des interpolations, qui vont introduire une erreur. Il n'est donc pas vraiment pertinent d'utiliser la valeur du BSS en elle-même pour estimer la qualité des résultats de modélisation. Par contre, quand deux simulations sont comparées entre elles, le BSS est bien de 1 pour deux simulations égales. Il est aussi possible de comparer la pertinence de deux simulations en comparant leurs BSS calculés avec des mesures comme données de référence.

6. CONCLUSION

L'implémentation dans les outils numériques des formulations détaillées au chapitre 3 a été présentée. Nous avons de plus précisé certaines limites intrinsèques de ces outils, et décrit des méthodes facilitant leur utilisation.

Nous avons parfois manqué de précision dans la description des conséquences des limites des outils et de l'application des méthodes formulées au cours de ce chapitre. L'utilisation des outils numériques et des méthodes associées sur des cas-test, et la confrontation des résultats aux données, devrait permettre de combler en partie ces lacunes. Ce travail est présenté au chapitre suivant.

CHAPITRE 5 - CAS TESTS

1. FRESNE-INGRANDES

1.1. ETUDE DU SITE

1.1.1. PRESENTATION

Le site dans le contexte ligérien

La Loire est souvent qualifiée de « dernier grand fleuve sauvage d'Europe ». Cette description est bien sûr abusive. En réalité la Loire a subi depuis longtemps des aménagements et des interventions humaines (chevrettes, digues, épis, extractions de gravier ...) qui ont profondément affecté sa morphologie (cf. Ultsch (2005) pour un historique rapide de ces aménagements).

Il n'en reste pas moins que la Loire présente des caractéristiques remarquables par rapport à ses cousins régulés, rectifiés, et barrés. En raison à la fois de cette hydrologie irrégulière et de la chenalisation moins prononcée que sur les autres fleuves, les processus morphologiques (déplacements de bancs, chenaux secondaires ...) sont encore présents de manière spectaculaire.

Pour plus de détails, le lecteur pourra se référer à Babonaux (1970) qui fait encore référence.

Le site étudié se trouve sur la Loire entre les pk 103 et 108.5 (mesurés de l'aval vers l'amont à partir de Saint-Nazaire). Il s'agit des derniers tronçons de Loire qui ne subissent pas l'influence de la marée (celle-ci remonte jusqu'à Ancenis, au pk 87).

Description du site

Une photographie aérienne et un plan de situation sont présentés en figure 1. Les caractéristiques principales du site sont les suivantes :

- longueur du site considéré (entre le pont d'Ingrandes et la bifurcation de l'île Batailleuse) : environ 5 kilomètres. ;
- largeur du lit à Ingrandes : 500 mètres ;
- pente moyenne: 0.1 pour mille ;
- séparation en deux bras : un bras principal étroit et profond en rive droite (au nord) et un bras secondaire plus large en rive gauche (au sud). La carte de 1851 (figure 2) indique qu'à cette époque le bras sud était le chenal principal. Les deux chenaux sont séparés par l'île Meslet. Ils ont une longueur approximative de 2.5 kilomètres. Une morphologie de type seuil/mouille a pu se développer dans le bras sud (au contraire du bras nord) ;
- Présence de nombreux épis transversaux en enrochements. Ceux-ci sont absents du chenal secondaire, à part un épi à l'entrée du bras, partant de l'île Meslet mais se prolongeant à une cote plus faible par des enrochements sur toute la largeur du lit (qui ont sans doute servi à forcer l'écoulement dans le bras nord quand il a été décidé que celui-ci devait devenir le chenal principal). Notons aussi que les photographies aériennes de 1958 disponibles sur le site du SIEL indiquent qu'une île était présente en amont et en aval de ces enrochements ;
- Le chenal secondaire est fortement exhausé par rapport au chenal principal ;
- Dans les deux bras, le matériau est constitué de sable d'environ 1 mm ;

Problématique du site

Suite notamment aux extractions de sédiments et à la chenalisation, le lit de la Loire s'est abaissé de plusieurs mètres dans sa partie aval : 2.10 m à Ingrandes, 3.20 à Ancenis. Les conséquences sont nombreuses : instabilité des ouvrages, baisse du niveau de la nappe, remontée de l'intrusion saline dans l'estuaire (Programme Interrégional Loire Grandeur Nature (2003)).

Une autre de ces conséquences est que les chenaux secondaires sont bien moins souvent mis en eau, ce qui favorise la végétalisation (et à terme, la disparition) de ces chenaux (cf. Rodrigues et al. (2006)). Une augmentation des niveaux de crue en découle car la débitance est réduite par la végétation, et l'approfondissement du chenal principal est encore accentué. La remise en eau des chenaux secondaires est une piste pour relever la ligne d'eau d'étiage (Programme Interrégional Loire Grandeur Nature (2003)), et le site de Fresne-Ingrandes est un site pilote pour l'étude de solutions face à ces problèmes.

L'expérience qui a été menée sur le site de Fresne-Ingrandes a consisté en l'implantation de deux seuils à échancrure constitués de seuils en enrochement surmontés de boudins en géotextile remplis de sable (cf. figure 3 pour une photographie du seuil amont) à l'entrée du bras principal de la bifurcation de l'île Meslet à l'aval immédiat de la localité du Fresne-sur-Loire (Loire Estuaire - Cellule de mesures et de bilans (2004)). L'objectif de ces seuils est de relever la ligne d'eau d'étiage à l'amont et de favoriser l'écoulement dans le bras secondaire pour réamorcer le transport dans ce bras et ainsi rééquilibrer la cote du lit entre les deux bras. La construction des seuils s'est effectuée en deux phases, d'abord au cours de l'été 2002 (construction des seuils en enrochement) puis au cours de l'été 2003 (mise en place des boudins), et un suivi du site a été réalisé de manière à évaluer les conséquences de la construction des seuils et mieux comprendre le fonctionnement de ce type de systèmes.

Les données recueillies au cours de ce suivi sont rassemblées sur un CD ROM (Loire Estuaire - Cellule de mesures et de bilans (2004)), et les données qui seront utilisées dans le cadre de notre travail sont présentées dans le sous-paragraphe suivant. Une analyse de ces données a aussi été présentée par Rodrigues et al. (2006).

1.1.2. OBJECTIFS DE LA MODELISATION

L'objectif principal de la modélisation est de tirer parti du suivi exceptionnel du site pour valider le principe de la modélisation hydrosédimentaire bidimensionnelle en rivière.

Le site est intéressant pour la quantité des mesures disponibles. Un autre avantage de ce site est que les évolutions morphologiques y sont sans doute particulièrement marquées en raison de la construction des seuils. De plus il s'agit d'un site assez complet, dans le sens où on y trouve d'un côté un bras fortement anthropisé, et de l'autre un bras relativement « sauvage ».

L'étude de site doit apporter des informations sur les processus de transport solide en jeu, et nous permettre de développer des méthodologies de calage par rapport aux données disponibles et de démontrer l'intérêt de l'outil pour l'ingénieur. Pour ce dernier aspect, nous chercherons à utiliser l'outil pour étudier l'impact des seuils et l'évolution du site à long terme.

1.1.3. LES DONNEES DISPONIBLES

La plupart des données utilisées ont été fournies par le Groupement d'Intérêt Public Loire Estuaire : données bathymétriques et topographiques, lignes d'eau, granulométrie (cf. Loire Estuaire - Cellule de mesures et de bilans (2004)).

Par ailleurs, les plans des seuils fournis par le Service Maritime et de Navigation – Subdivision Etudes et Travaux Fluviaux ont été utilisés.

Des mesures de vitesse par ADCP effectuées par la DIREN-Pays de Loire ont été pré-traitées par Jérôme Le Coz (CEMAGREF-Lyon, équipe Hydrologie Hydraulique).

Enfin, les débits mesurés à Montjean-sur-Loire (8 kilomètres à l'amont du site étudié) sont fournis par la banque hydro.

Les données topo-bathymétriques disponibles sont :

- Données topographiques : données sur les berges et les têtes d'épi (1997) dans la zone de l'île Meslet ;

- Bathymétrie de mai/juin 2001 entre le pont de Montjean-sur-Loire et Belle Croix (de 8 km en amont à 12 kilomètres en aval de la zone des seuils) ;
- Bathymétries pendant la crue du printemps 2001 (voir figure 4) ;
- Bathymétries pendant la crue de début 2004. Pendant cette crue, seuls des profils transversaux ont été levés, au contraire de la crue de 2001 pour laquelle des profils longitudinaux ont aussi été levés.

Les données granulométriques proviennent d'une étude réalisée par Lorin (2003). Les mesures ont été effectuées par tamisage sur des prélèvements de sédiments de subsurface. La localisation des points de mesure (avec le diamètre moyen géométrique) est présentée en figure 5A, et des exemples de courbes granulométriques en figure 5B. Remarquons par ailleurs qu'au cours de la visite de terrain, des surfaces pavées ont été repérées dans des chenaux d'érosion (découverts à l'étiage) du bras secondaire (aussi remarquables par Peters (2002)). Ces surfaces étaient composées de sédiments d'une taille maximale d'environ un centimètre (estimation visuelle).

Les données hydrauliques sont de plusieurs types.

D'une part, des relevés de niveaux d'eau en plusieurs points pour diverses conditions hydrauliques ont été effectués.

D'autre part, des jaugeages de part et d'autre de l'île Meslet de manière à connaître la répartition des débits avant et après la construction des seuils sont disponibles.

Enfin, des profils ADCP (Acoustic Doppler Current Profiler : courantomètre par effet Doppler acoustique) pour deux débits différents et les deux bras ont été levés par les services de la DIREN - Pays de Loire. La sonde ADCP est embarquée à bord d'un bateau et permet la mesure de la vitesse de l'écoulement à toutes les altitudes de la colonne d'eau sous le bateau. Pour chaque profil, plusieurs traversées de bateau ont été effectuées, les résultats sont ensuite moyennés (entre les traversées, en largeur selon des pas d'espace, et selon la verticale) de manière à donner la répartition transversale de la vitesse moyennée sur la verticale. Tout le travail de post-traitement aboutissant à cette donnée a été effectué par Jérôme Le Coz du CEMAGREF-Lyon (équipe Hydrologie-Hydraulique).

1.1.4. ANALYSE DES PHENOMENES DE TRANSPORT

Charriage et suspension

Nous cherchons ici à déterminer quelle est la place respective des processus de transport de fond (charriage) et de transport dans la colonne d'eau (suspension) sur le site d'Ingrandes.

Les mesures de composition du transport solide en suspension par Babonaux (1970) à Muides et à Orléans montrent que la suspension sur la Loire concerne essentiellement les sables fins (inférieurs à 2 millimètres). Or les prélèvements granulométriques de J. Lorin (2003) indiquent que les sables fins sont peu présents dans le lit sur le site étudié, ce qui tendrait à indiquer que le transport en suspension ne peut concerner qu'une petite partie des sédiments du lit.

Ces mesures directes de Babonaux concernent des endroits et des périodes assez éloignés du cas étudié. Nous les complétons donc par une estimation de l'importance du transport en suspension des sédiments du lit par le rapport u^* / w_s , avec u^* la vitesse de frottement définie par $u^* = \sqrt{\tau / \rho}$ et w_s la vitesse de chute du sédiment du lit. Le tableau 5.1 présente l'intensité du transport en suspension selon ce rapport.

u^* / w_s	transport en suspension
0.5	près du fond ($z < 0.1h$)
1.25	dans la moitié inférieure de la colonne d'eau ($z < 0.5h$)
2.5	dans toute la colonne d'eau
25	concentration de sédiment en suspension quasiment uniforme dans la colonne d'eau

tableau 5.1 – Intensité du transport en suspension d'après Van Rijn (1993)

Par ailleurs, Van Rijn (1993) propose $u^*/w_s = 1$ comme critère de mise en suspension et signale qu'Engelund propose 0.25.

La contrainte au fond peut être estimée par :

$$\tau = \rho g H S \quad (5.1)$$

avec : τ contrainte au fond ;

ρ densité de l'eau ;

g accélération de la gravité ;

H hauteur d'eau ;

S pente du lit.

Comme la pente moyenne sur le site est de l'ordre de 0,1 pour 1000, on trouve que la valeur de la contrainte (en newtons par mètres carrés) est à peu près égale à la valeur de la hauteur (en mètres).

La vitesse de chute dépend du diamètre des grains, elle est calculée par les formules proposées par Van Rijn (1993).

Le tableau 5.2 donne la valeur du rapport u^*/w_s pour des contraintes entre 5 N.m⁻² et 10 N.m⁻² et trois tailles de grain caractéristiques des prélèvements granulométriques : 0.5 mm, 1 mm et 3 mm.

D (mm) τ (N.m ⁻²)	0,5	1	3
5	0,98	0,51	0,29
6	1,07	0,55	0,32
7	1,16	0,60	0,35
8	1,24	0,64	0,37
9	1,31	0,68	0,39
10	1,39	0,71	0,41

tableau 5.2 – rapport u^*/w_s pour différents diamètres de grains et différentes contraintes

Il apparaît donc que le transport en suspension ne sera jamais complètement développé mais peut avoir une certaine importance, aux fortes contraintes mais surtout pour les granulométries fines.

Les profils bathymétriques longitudinaux indiquant des dunes bien développées nous montrent aussi que le charriage est prépondérant par rapport à la suspension (cf. chapitre 2 paragraphe 4.2.3).

L'analyse de ces profils en long peut aussi nous apporter une estimation du débit de transport solide. Celui-ci peut en effet être relié à la vitesse de migration des dunes par la relation suivante (cf. Wilbers et Ten Brinke (2003)) :

$$Q_s = \beta c \Delta \quad (5.2)$$

avec : β coefficient de forme ;

c vitesse de migration de la dune ;

Δ hauteur de la dune.

Dans le cas théorique d'une dune triangulaire, β vaut 0.5. Dans le cas du Rhin, Wilbers et Ten Brinke (2003) recommandent la valeur 0.55.

Dans notre cas les profils longitudinaux (qui ont été levés uniquement pendant la crue de 2001) sont pris à des intervalles temporels très espacés (environ une semaine), ce qui fait qu'il est parfois difficile de reconnaître une dune d'un levé à l'autre, ou bien d'estimer précisément sa vitesse d'avancée. Il est toutefois possible d'appliquer cette méthode sur l'amont du site (entre le pont d'Ingrandes et l'île Meslet) entre le 3 mai et le 10 mai 2001 (débit entre 3000 et 4000 m³/s, voir figure 12B). Les débits solides ainsi obtenus sont compris (selon les dunes considérées) entre 0.25 10⁻⁴ m²/s et 10⁻⁴ m²/s. (au minimum progradation de 15 m par semaine de dunes de 2 m de haut et au maximum progradation de 40 m par semaine de dunes de 3 m de haut).

Description des formes de fond

Il est possible de distinguer trois niveaux de formes de fond sur le site : les bancs alternés (seuil-mouilles) (3 m de haut, 500 m de long), les grandes dunes (1 m de haut / 50 m de long) et les petites dunes (0.2 m de haut / 3 m de long). Les tailles indiquées ne sont qu'un ordre de grandeur, et il y a de très fortes variations, en particulier en ce qui concerne les petites dunes, mais la résolution spatiale des profils en long (environ 1.5 mètres) ne permet pas d'étudier ces dernières dans le détail. Les bancs alternés ne sont présents que dans le chenal secondaire, par contre la superposition de petites dunes sur les grandes dunes est présente aussi bien dans le chenal principal que dans le chenal secondaire. La figure 6 présente des extraits de profils en long levés le 23 mai 2001 (en situation de décrue, débit entrant : 1630 m³/s, cf. figure 12B)

Il faut noter que l'aspect de ces deux niveaux de dunes varie fortement entre des levés pris à différents niveaux de la crue. Ainsi, dans le chenal secondaire, les grandes dunes ne sont nettement présentes que sur le dernier levé (23 mai 2001), c'est-à-dire vers la fin de la décrue. Les grandes dunes sont par contre tout le temps présentes dans le chenal principal.

Bibliographie

Il existe assez peu d'études se rapportant aux processus de transport sur la Loire. La plus ambitieuse est sans doute celle de Babonaux (1970) qui s'intéresse aux processus morphologiques sur l'ensemble de la Loire, et se base sur de nombreuses mesures, en particulier de granulométrie, de transport en suspension, et de vitesse d'avancée des formes de fond. Ce travail discute en particulier de l'avancée des formes de fond, et met en évidence l'enfoncement du lit suite aux extractions.

Il manque des études détaillées des processus de transport et des formes de fond (qui y sont fortement liées). C'est pourtant cela qui nous serait bien utile pour déterminer la formulation pour le transport solide à utiliser pour la modélisation numérique à fine échelle des processus morphologiques.

Le manque d'études d'intérêt direct pour notre travail nous pousse à aller voir du côté de rivières proches d'un point de vue morphologique de la Loire au niveau de notre site d'étude, mais sur lesquelles plus de données et d'analyses sont disponibles. Le Rhin semble de ce point de vue très intéressant, d'une part car il présente certaines similitudes avec la Loire, et d'autre part parce que son importance économique considérable en a fait l'objet de bien plus d'études que la Loire. Nous compléterons donc les données disponibles et les analyses qu'elles permettent en s'appuyant sur les observations et les analyses effectuées sur le Rhin.

Ainsi de nombreuses campagnes de mesure ont eu lieu sur le Rhin hollandais aux alentours de sa séparation en plusieurs bras. Les mesures et l'analyse détaillées de champ de dunes sur plusieurs sites sont présentées par Kleinhans (2002, chapitre 6) et Wilbers et Ten Brinke (2003). Julien et Klaassen (1995) utilisent des données sur ces sites (et d'autres sur la Moselle) pour étudier le lien entre les dimensions des dunes et les paramètres hydrauliques, tandis que Julien et al. (2002) s'intéressent au lien entre dimensions des dunes et frottement hydraulique.

Une campagne sur le Rhin allemand près de la ville de Mayence, environ 150 kilomètres à l'aval du barrage d'Iffezheim a été menée, les données et leur analyse sont présentés par Carling et al (2000 a,b).

Sur le site du Rhin en Hollande les conditions sont : taille de grain entre 0.5 et 5 mm, hauteur d'eau 5 m en moyenne, 0.1 pour mille de pente, ~300 mètres de large, épis transversaux, mesures entre 1000 et 10000 m³/s.

Sur le site du Rhin en Allemagne les conditions sont : taille de grain des dunes : 0.9 mm, resserré (granulo gravier 10 mm, large), hauteur d'eau entre 3.5 m et 6.5 m, ~500 mètres de large, contrainte au fond entre 2 et 5 N.m⁻².

Rappelons les conditions sur le site étudié en Loire : taille de grain entre 0.5 et 2 mm, hauteur d'eau de 2 à 9 m selon débit et bras, 0.1 pour mille de pente, ~500 mètres de large, épis transversaux, mesures entre 1500 et 5000 m³/s.

La description des formes de fond des sites du Rhin correspond à ce qu'indiquent les profils longitudinaux réalisés sur le site d'Ingrandes. Les deux niveaux de dune existent aussi sur les sites du Rhin.

Les sites du Rhin et celui de la Loire à Ingrandes sont donc assez proches au niveau des conditions hydrauliques et de granulométriques, par contre des fortes différences existent au niveau de l'hydrologie qui est beaucoup plus variable sur la Loire, et de la topographie qui est bien plus tourmentée en Loire, que ce soit du point de vue des sections transversales ou bien des profils en long, en particulier à cause de la présence de bras secondaires.

La similitude des conditions de transport entre la Loire et le Rhin nous donne confiance pour l'utilisation des équations (3.15) et (3.16) (Van Rijn (1984c)) ou bien (3.17) et (3.18) (Julien et Klaassen (1995)) permettant d'estimer les dimensions des dunes car elles ont été calées en grande partie à partir de données du Rhin. L'équation (3.19) permettant de déduire la longueur de rugosité des dimensions des dunes a de plus été testée avec succès sur des données du Rhin (Julien 2002)

Pour une hauteur d'eau de 2 à 9 m et un diamètre de 1 mm, on trouve avec les formules de Van Rijn ou bien avec les formules de Julien et Klaassen (1995) des hauteurs de dune de 0.5 à 1.5 m et des longueurs de 10 à 60 m, ce qui correspond bien aux plus grandes dunes observées sur le site.

Signalons tout de même que l'examen des profils en long de la crue de 2001 n'indique pas d'évolution nette des dimensions des dunes avec le débit.

1.1.5. DEMARCHE DU TRAVAIL

La démarche que nous adopterons consiste à utiliser les mesures d'évolution du lit en crue pour caler la formulation de transport. Les simulations à plus long terme seront ensuite réalisées avec la même formulation et les mêmes paramètres.

Dans un premier temps, nous procédons de manière classique à la construction de maillages et au calage des calculs hydrodynamiques. Ensuite, des calculs hydrosédimentaires couplant les processus hydrodynamiques aux processus de transport solide sont effectués de manière à reproduire les évolutions observées du lit de la rivière pendant huit jours de la crue de 2004. Cette formulation sera ensuite vérifiée avec les données de la crue du printemps 2001.

La modélisation de l'évolution du lit pendant la période 2001-2004 (période pendant laquelle les seuils à échancre ont été construits) est ensuite entreprise de manière à tester les capacités du modèle à reproduire les évolutions sur des périodes plus longues.

Une utilisation plus rapide du modèle numérique pour prévoir les tendances à long terme est par ailleurs testée. Elle s'appuie sur l'évaluation des flux solides annuels dans différentes sections du site.

1.2. LE MODELE NUMERIQUE

Quatre modèles numériques de terrain (MNT), c'est à dire des maillages avec les points cotés, ont été construits avec les situations de départ suivantes :

- MNT 1 : bathymétrie du 11-12 avril 2001 (avant la crue), sans les seuils ;
- MNT 2 : bathymétrie du 23 mai 2001 (après la crue), sans les seuils mais avec la position des seuils maillée de manière à pouvoir les « construire » au cours des calculs ;
- MNT 2b : Comme le MNT 2, mais avec une emprise du modèle qui remonte beaucoup plus haut vers l'amont (environ 3 kilomètres), de manière à reproduire le méandre à l'amont du pont d'Ingrandes ;
- MNT 3 : bathymétrie du 20-21 janvier 2004 (avant la crue), avec les seuils.

Les MNT 1, 2 et 3 seront utilisés pour valider les calculs hydrauliques.

Pour la modélisation des évolutions morphologiques, la bathymétrie du MNT doit bien sûr correspondre à l'état initial de la période modélisée.

Le MNT 1 sera utilisé pour le calcul de l'évolution du fond pendant la crue du printemps 2001.

Le MNT 2b sera utilisé pour le calcul de l'évolution du fond entre les crues de 2001 et 2004

Le MNT 3 sera utilisé pour le calcul de l'évolution du fond pendant la crue de début 2004.

1.2.1. CARACTERISTIQUES DES MODELES NUMERIQUES DE TERRAIN

Tous les MNT ont la même emprise (sauf le MNT 2b qui remonte plus à l'amont) et un maillage similaire (à part au niveau des seuils pour le maillage 1). Les maillages et la bathymétrie des MNT sont présentés sur les figures 7, 8, 9 et 10. La limite amont des MNT 1, 2 et 3 correspond au pont d'Ingrandes, pK 108.3. La représentation de la bathymétrie à l'amont du pont d'Ingrandes pour le modèle 2b est grossière : les épis ne sont pas pris en compte.

Les deux limites aval du modèle sont situées de part et d'autre de l'île Batailleuse, aux pK 102.7 et 102.8. Elles correspondent à des échelles limnimétriques, de manière à disposer d'informations sur la condition à la limite aval.

Les maillages sont constitués d'environ 5000 nœuds. La taille de maille varie dans le cas général entre 20 et 45 mètres, mais elle est plus faible pour représenter les singularités comme les épis et les seuils, ou pour les berges. Cette résolution est suffisante pour « capturer » l'essentiel des variations topographiques du lit si on fait abstraction des dunes, mais elle n'est pas totalement suffisante pour les endroits où la pente est forte. Cela concerne en particulier la « chute » du chenal secondaire dans le chenal principal au niveau de la confluence en aval de l'île Meslet : les profils en long de 2001 indiquent que la cote du fond perd environ 5 mètres sur une longueur de 40 mètres.

1.2.2. REPRESENTATION DES SINGULARITES (SEUILS ET EPIS)

De nombreux épis transversaux sont présents sur le site. Ils sont représentés dans le maillage par deux lignes de crête. La position de chaque épi a été déterminée à partir des photos aériennes disponibles sur le site du SIEL. Leur cote a été déterminée à partir des données topographiques de 1997. La visite de terrain a permis de constater que certains épis étaient fortement endommagés, ils ont été corrigés en conséquence dans le maillage.

Les seuils sont représentés dans les maillages 2, 2b et 3 par deux lignes de crête et deux lignes de pied de digue. La figure 11 détaille le maillage dans la zone des seuils.

1.3. CALCULS HYDRAULIQUES

L'objectif de cette première étape est de déterminer les paramètres du calcul permettant de reproduire correctement avec le modèle les situations hydrauliques mesurées sur le terrain. Le seul paramètre de calage est le coefficient de frottement.

Le calage s'effectuera sur les lignes d'eau, sur des mesures de vitesse ADCP et sur des répartitions de débit entre les deux bras de l'île Meslet.

Les calculs sont effectués à partir du code de calcul TELEMAC 2D, qui résout les équations de Saint-Venant bidimensionnelles. Nous négligeons donc des éventuels courants tridimensionnels à grande échelle, notamment des courants hélicoïdaux qui peuvent être générés par la courbe à l'amont du pont d'Ingrandes. Le rapport entre largeur du lit et hauteur d'eau est assez grand (environ 50) et les courants hélicoïdaux ne sont donc sans doute pas très développés dans ce cas (Yalin (1992)). De plus, une assez longue ligne droite (près d'un kilomètre) où ces courants hélicoïdaux peuvent s'atténuer se trouve entre la courbe amont et la bifurcation.

1.3.1. PRESENTATION DES CALCULS

a) situations simulées

Ces simulations consistent à reproduire un état permanent pour différents débits d'entrée.

Les situations utilisées pour le calage de la ligne d'eau sont décrites dans le tableau 5.3.

Deux situations supplémentaires (débit de 513 m³/s et de 1950 m³/s) ont aussi été simulées, elles correspondent aux mesures ADCP disponibles.

Pour chaque débit, nous utilisons le MNT correspondant aux données bathymétriques qui ont été levées à la date la plus rapprochée. Pour les débits de 1340 m³/s et 1480 m³/s seulement, la bathymétrie utilisée pour la construction du MNT a été levée à une date très différente du relevé de ligne d'eau. Notons par contre que les bathymétries utilisées ont toutes été levées dans des périodes de hautes eaux, alors que l'on cherchera dans certains cas à reproduire des lignes d'eau d'étiage. Il est donc probable que les fonds aient évolué de manière significative entre le levé des fonds et les mesures de ligne d'eau : on ne pourra pas s'attendre à un calage parfait.

Débit à Montjean (m ³ /s)	Date	MNT utilisé	Conditions aux limites : cote (m NGF) en RD ; RG
236	22 octobre 2003	3	6.66 ; 6
308	24 août 2001	2	7.28 ; 7.12
465	27 juin 2001	2	7.81 ; 7.6
539	26 juillet 2001	2	7.95 ; 7.82
643	14 juin 2001	2	8.17 ; 8.
760	11 juillet 2001	2	8.5 ; 8.4
908	29 janvier 2002	2	8.72 ; 8.77
1110	11 mars 2001	1	9.14 ; 9.26
1340	10 mars 2003	3	9.49 ; 9.49
1480	9 avril 1998	1	9.49 ; 9.49
3990	23 mars 2001	1	12 ; 12
4840	20 janvier 2004	3	12.9 ; 12.9

tableau 5.3 : situations modélisées pour le calage de la ligne d'eau

La figure 12A présente la chronique des débits à Montjean-sur-Loire entre janvier 2001 et mars 2004 (source : Banque Hydro). Les lignes d'eau utilisées pour le calage sont indiquées par les points; les levés bathymétriques utilisés pour construire les maillages sont indiqués par les lignes verticales.

En ce qui concerne les conditions aux limites, le débit imposé à la frontière amont (au niveau du pont d'Ingrandes) est le débit mesuré (source banque hydro) à Montjean-sur-Loire, qui se trouve 2.8 kilomètres à l'amont du pont d'Ingrandes tandis que les cotes imposées au niveau des frontières aval sont celles relevées pour les débits correspondants. Pour les débits de 3990 m³/s et 4840 m³/s il n'y a pas de cotes relevées au niveau des frontières aval. Les cotes utilisées (12 et 12.9 m NGF respectivement) ont été déterminées en cherchant les meilleurs résultats possibles sur la ligne d'eau en faisant varier coefficient de frottement et cote au niveau des frontières aval. La pente de la ligne d'eau étant très sensible à la valeur du coefficient de frottement pour ces débits, il n'y pas d'ambiguïté sur les conditions déterminées.

b) paramètres des calculs

Les différents paramètres de calcul à choisir ou à ajuster dans TELEMAC 2D peuvent être séparés en deux catégories : paramètres numériques et paramètres physiques.

Les paramètres numériques que nous utiliserons pour tous les calculs ne nécessitent pas de commentaires particuliers, et correspondant pour la plupart aux valeurs par défaut du code. Un paramètre nous a tout de même paru particulièrement important, le choix de la « forme de la convection ». Nous utilisons une convection de type SUPG car c'est ce choix qui minimise la diffusion numérique. Cette constatation a aussi été faite par Malcherek (2000).

Avec l'option SUPG et la discrétisation classique, les résultats ne sont pas très propres en ce qui concerne la ligne d'eau (il est normal que les schémas numériques produisant moins de diffusion numérique soient moins stables, cf. Nelson (2003)), et une discrétisation de type quasi bulle (Hervouet 2001), qui permet de lisser fortement les oscillations de ligne d'eau, mais ralentit les calculs, est utilisée. Ces difficultés pour obtenir une ligne d'eau « propre » sont probablement liées aux singularités (épis et seuils) introduisant des fortes pentes locales dans le maillage.

En ce qui concerne les paramètres physiques, ceux-ci sont moins nombreux : ils concernent le traitement de la turbulence et le choix du frottement.

Comme nous avons vu au chapitre 3, l'effet de la turbulence est traité sous la forme d'un terme de diffusion (hypothèse de Boussinesq). Différentes options sont possibles dans TELEMAC 2D, nous avons finalement retenu le traitement de type Elder avec les paramètres par défaut. Les tests effectués montrent que ce terme a finalement une assez faible influence sur la ligne d'eau et sur la répartition transversale des vitesses. Ainsi l'utilisation du modèle k-epsilon (plus coûteux en terme de temps de calcul) avec ses paramètres par défaut ne produit pas de différences significatives sur les résultats. Cela provient sans doute du fait que dans ce cas (et comme souvent en fluvial où les rapports entre largeur du lit et hauteur d'eau sont élevés), les termes de frottement dans l'équation (3.7) sont largement dominants par rapport aux termes de turbulence.

Le traitement du frottement est finalement le seul paramètre de calage du modèle hydraulique. Nous utiliserons principalement la formule de Strickler (équation (3.11)) car elle est la plus courante en ingénierie, mais nous utiliserons aussi une formulation de type longueur de rugosité de Nikuradse quand nous chercherons à faire le lien entre frottement et propriétés du lit (taille de grain et dunes). Nous avons vu au chapitre 3 paragraphe 2.2.1 que ces formulations sont quasiment équivalentes.

1.3.2. CALAGE A FROTTEMENT CONSTANT

Dans un premier temps, nous cherchons à retrouver les mesures avec un coefficient de Strickler constant sur tout le domaine. Le calage s'est appuyé sur les mesures de ligne d'eau et de vitesse, tandis que les mesures de répartition de débit servent de vérification.

Le coefficient de Strickler K_s permettant la meilleure adéquation entre simulations et mesures varie entre $K_s=60 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ (pour $236 \text{ m}^3/\text{s}$ et $308 \text{ m}^3/\text{s}$) et $K_s=26 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ (pour $3990 \text{ m}^3/\text{s}$), voir figure 13A.

Cela correspond à des longueurs de rugosité de type Nikuradse allant de 0.003 m à l'étiage à 0.8 m en crue.

a) résultats sur les lignes d'eau

Les lignes d'eau mesurées et calculées ainsi sont représentées en figure 14 et 15. La ligne d'eau calculée correspond à peu près au milieu du chenal (cf figure 13C), alors que les points de mesure sont situés sur les berges. Nous n'avons pas cherché à corriger cette source potentielle d'erreur car la différence dans les calculs sur la cote entre milieu et bord du chenal est au maximum de 3 centimètres.

Il y a localement des erreurs pouvant atteindre la dizaine de centimètres entre la cote mesurée et celle simulée, mais les tendances (et notamment les ruptures de pente) semblent correctement reproduites.

b) résultats sur les vitesses dans les sections

On utilise ici les données ADCP disponibles : un profil dans le chenal principal pour un débit de $513 \text{ m}^3/\text{s}$ (le 27 mai 2004) et deux profils (un dans chaque bras) pour un débit (total) de $1950 \text{ m}^3/\text{s}$ (le 8 décembre 2003). La localisation des profils est présentée sur la figure 16A.

Signalons que les localisations des profils sur lesquels ont été effectuées les mesures ont été perdues (toutes les données sont en coordonnées relatives, et la référence manque). Nous nous sommes appuyés sur la forme des profils du fond ainsi que sur leurs directions pour retrouver à partir des MNT leurs positions approximatives.

Les données ADCP consistent en un profil transversal des vitesses moyennées sur la verticale. La comparaison entre les normes de la vitesse de l'écoulement mesurées et celles simulées est présentée sur la figure 16B.

La comparaison pour un débit de $513 \text{ m}^3/\text{s}$ n'est pas très bonne : les vitesses sont sous-estimées d'une dizaine de pourcents dans le calcul. Cela peut s'expliquer par une mauvaise localisation du profil, mais aussi par le fait qu'on utilise une bathymétrie levée en crue pour modéliser un cas où le débit est plutôt faible : la bathymétrie n'est sans doute pas adaptée. On est aussi dans une zone d'épis, et la géométrie de ceux-ci n'est pas connue avec précision, d'autant plus que la visite de terrain a montré que les épis sont en mauvais état, avec des brèches.

Pour un débit de $1950 \text{ m}^3/\text{s}$, les vitesses simulées (en bleu) sont correctes (peut-être un petit peu trop fortes) dans le chenal principal mais bien trop faibles (d'environ 15%) dans le chenal secondaire.

Hormis ces erreurs systématiques sur l'amplitude des vitesses, signalons que la forme du profil transversal de vitesse simulé est dans l'ensemble bien conforme à celle du profil mesuré.

c) résultats sur la répartition des débits

De nombreux jaugeages ont été effectués avant et après la construction des seuils.

Un certain nombre de calculs ont été effectués pour les situations de débit connues (tableau 5.3), avec le MNT 1 et avec le MNT 3. De ces calculs, les débits transitant dans chaque bras ont été extraits de manière à pouvoir comparer la tendance de répartition simulée des débits à celle mesurée. Cette comparaison est présentée en figure 17A. Il apparaît qu'avec ce calage, le débit transitant dans le bras secondaire est systématiquement sous-estimé par rapport à celui mesuré.

Une des raisons possibles de ce mauvais résultat est que l'orientation des profils transversaux de bathymétrie levés en 2001 (cf. figure 4A) ou en 2004 à l'endroit de la bifurcation n'est pas du tout perpendiculaire à l'écoulement, et il existe du coup une grande incertitude sur les sections d'entrée du chenal secondaire.

On peut ainsi émettre l'hypothèse qu'un chenal profond mais étroit au pied de la tête de l'île permettrait de régler le problème. Cette hypothèse a été testée : un chenal a été creusé dans le modèle à l'endroit mentionné, à une cote correspondant à la cote la plus faible des fonds dans le chenal principal à ce niveau là. Les débits alors obtenus par la modélisation dans le chenal sont, bien que plus élevés, encore nettement insuffisants par rapport aux mesures. Il est donc plus probable qu'il s'agisse d'un problème de calage.

d) bilan

Notons que dans le cas de l'étiage, la longueur de rugosité de 3 mm correspond bien à trois fois le diamètre moyen des sédiments ce qui est cohérent avec les valeurs de la littérature dans le cas de lits plats (cf. chapitre 3 paragraphe 2.2.2). Cela veut dire qu'il n'y a pas de frottement autre que le frottement de peau : soit il n'y a pas de dunes à l'étiage, soit celles-ci ne provoquent pas de pertes de charge significatives (pas de séparation de l'écoulement au niveau de la face aval). Notons aussi que si un schéma de type « caractéristiques » est utilisé, les longueurs de rugosité à utiliser pour retrouver les lignes d'eau mesurées sont beaucoup plus faibles que celles présentées plus haut et obtenues avec le schéma SUPG. Dans le cas de l'étiage, il est même impossible de retrouver les bonnes lignes d'eau. Cela montre que le schéma de type « caractéristiques » est bien trop diffusif.

Les résultats obtenus montrent qu'il est nécessaire d'augmenter fortement le coefficient de frottement quand le niveau d'eau augmente. Deux explications sont envisagées :

- 1) les calculs 2D ne représentent pas bien les pertes de charge dues aux effets tridimensionnels, en particulier derrière les épis ;
- 2) les dunes sont de taille bien plus importante en crue, et sont alors responsables d'une part considérable des pertes de charge.

Ces deux explications nous poussent à envisager de faire varier spatialement le coefficient de frottement afin d'améliorer le calage.

1.3.3. CALAGE A FROTTEMENT VARIABLE

Au vu du paragraphe précédent, il est tout naturel de chercher à prendre en compte l'évolution des dimensions des dunes avec les conditions hydrauliques pour expliquer l'évolution du frottement. Cela devrait permettre, en définissant localement le coefficient de frottement, d'améliorer considérablement la qualité des résultats hydrauliques. Nous avons donc programmé dans TELEMAC 2D le calcul des dimensions des dunes en fonction des variables hydrauliques, puis le calcul de la longueur de rugosité de Nikuradse résultante. Les formules testées pour calculer les dimensions des dunes sont celles de Van Rijn et de Julien (formules 3.15, 3.16, 3.17 et 3.18), tandis que celle permettant d'en déduire la longueur de rugosité est la formule 3.19 proposée par Van Rijn. Nous avons vu plus haut que les formules 3.15 à 3.18 donnaient les bons ordres de grandeur pour les dimensions des dunes et que la formule 3.19 avait été vérifiée dans une situation de transport solide similaire à celle du site. Pourtant, les résultats obtenus avec la formule de Van Rijn comme ceux obtenus avec celle de Julien ne sont pas satisfaisants : aux basses eaux, le frottement est surestimé avec les deux formules (ligne d'eau bien trop haute) tandis qu'en crue le frottement est sous estimé par les deux formules (mais la formule de Julien permet tout de même d'obtenir des résultats assez proches des mesures dans ce cas là).

Nous avons cherché à améliorer ces formules, en particulier nous avons modifié le coefficient d'amplitude maximale des dunes et nous avons changé la dépendance des dimensions des dunes au taux de transport T (voir chapitre 3 paragraphe 2.2.3.2), mais nous n'avons jamais réussi à obtenir des résultats satisfaisants à tous les débits avec la même formule.

Nous envisageons au moins deux raisons possibles pour cet échec. D'une part, les épis introduisent sans doute un frottement supplémentaire d'une manière (tourbillons tridimensionnels derrière les obstacles) qui n'est pas prise en compte dans TELEMAC 2D, alors que la méthode testée ne prend en compte que les dunes dans le calcul du coefficient de frottement. D'autre part, les formules utilisées supposent que les dunes sont à l'équilibre. Dans notre cas, le développement des dunes n'est sans doute pas assuré de manière générale (en particulier aux faibles débits) à cause de la non uniformité de l'écoulement et du pavage local : en certains endroits il n'y a pas de dunes (car le transport est trop faible, soit à cause de faibles contraintes dans les mouilles, soit au contraire à cause du pavage sur les seuils), et dans le tronçon qui suit la dune ne sera pas complètement développée.

Cela peut donc expliquer, en plus de la présence des épis, pourquoi une formule basée sur des dimensions de dune à l'équilibre n'est pas satisfaisante. Il n'existe pas à l'heure actuelle de formule bien validée pour l'évolution des dunes hors équilibre (voir chapitre 3 paragraphe 2.2.3.2). Nous renonçons donc à utiliser directement une formule de dune pour la détermination du coefficient de frottement.

Le calage que nous avons finalement retenu, que nous présentons dans les paragraphes qui suivent, et que nous utiliserons pour les calculs hydrosédimentaires, utilise des coefficients de frottement qui sont différents pour le chenal principal et le chenal secondaire, mais constants dans chaque chenal. Le tronçon à l'amont de la bifurcation et le tronçon à l'aval de la confluence sont assimilés au chenal principal. Ce choix s'est imposé pour deux raisons. D'un point de vue plutôt physique, on constate d'une part que les épis, dissipateurs d'énergie, sont présents uniquement dans le chenal principal, et d'autre part que le chenal secondaire, exhaussé, présente des hauteurs d'eau plus faibles que le chenal principal et donc des dunes de hauteur plus faible (ce qui est confirmé par les profils longitudinaux, cf. figure 6). D'un point de vue plus pragmatique, ce nouveau calage doit améliorer le calage précédent, et le défaut le plus évident du calage précédent était la mauvaise répartition du débit liquide entre les deux bras de l'île Meslet. Il est clair qu'un coefficient de frottement différencié entre les bras permettra le réglage de cette répartition dans les simulations.

Cette fois ci, nous nous sommes donc appuyés sur les répartitions de débit pour le processus de calage, alors que dans le calage précédent, ces données n'étaient utilisées que comme vérification.

Les coefficients de frottement permettant d'obtenir le meilleur calage dans le chenal principal sont très proches de ceux obtenus dans le cas précédent. Par contre les coefficients de Strickler sont très supérieurs (frottement plus faible) dans le chenal secondaire (cf. figure 13B), sauf pour les fortes crues. Dans ce cas le frottement devient similaire dans les deux bras, ce qui peut s'interpréter par un rôle devenu négligeable des épis dans le chenal principal à cause de la grande hauteur d'eau, ainsi que par une différence relative de taille de dune moindre entre les deux bras en raison d'une différence relative moindre de hauteur d'eau.

Pour les débits faibles, aucun débit ne transite dans le chenal secondaire et le calage ne change pas par rapport au cas précédent.

a) résultats sur les lignes d'eau

Les lignes d'eau obtenues ainsi (cf. figures 14 et 15) diffèrent de celles obtenues avec un coefficient constant principalement dans le chenal secondaire, et sont alors généralement plus proches des mesures.

b) résultats sur les vitesses dans les sections

Les résultats sont présentés en figure 16. Le nouveau calage ne permet pas de modifier les résultats pour un débit d'entrée de $513 \text{ m}^3/\text{s}$ car dans ce cas le débit transitant dans le chenal secondaire est négligeable.

Pour un débit d'entrée de $1950 \text{ m}^3/\text{s}$, les résultats avec le nouveau calage sont considérablement améliorés : dans le chenal principal, les vitesses sont légèrement plus faibles (mais il est difficile de dire s'il s'agit d'une amélioration ou pas) tandis que dans le chenal secondaire les vitesses sont nettement plus fortes et sont maintenant proches des vitesses mesurées.

c) résultats sur la répartition des débits

Le nouveau calage permet de faire en sorte que les débits transitant de part et d'autre de l'île Meslet soient plus conformes à ceux observés (cf. figure 17B).

1.3.4. BILAN DU CALAGE HYDRAULIQUE

Les résultats obtenus par le modèle sont finalement très satisfaisants quand on les compare avec les mesures disponibles, étant donné les incertitudes de mesure et les approximations évidentes du modèle (2D, prise en compte simpliste de la turbulence, coefficient de frottement constant par zones). Les caractéristiques moyennes de l'écoulement, et leurs évolutions selon les niveaux, sont bien représentées.

En ce qui concerne les aspects plus locaux de l'écoulement (dans les champs d'épis, au niveau des seuils ...), les résultats sont bien plus incertains. Nous n'avons pas les mesures pour le vérifier, mais il faut reconnaître que le modèle n'est pas fait pour ça. En effet, notre maillage n'est certainement pas assez raffiné dans les zones d'épis pour pouvoir y représenter toute la complexité de l'écoulement. Le but de l'étude n'est de toute façon pas de s'intéresser à ce qui se passe dans les détails au niveau des épis. Il est par contre nécessaire de prendre en compte leur influence sur l'écoulement à méso-échelle (pour nous : échelle de la maille, soit 20 mètres) et ainsi leur influence sur la morphologie. Pour cela, la reproduction de la constriction de l'écoulement se fait naturellement par la représentation des épis dans le maillage, tandis que le frottement local dû aux épis (recirculations horizontales et tourbillons verticaux) est pris en compte globalement par la valeur du coefficient de frottement, ce qui permet d'expliquer que le frottement nécessaire est différent de celui calculé à partir de formules prédisant la hauteur des dunes, et qu'il est différent entre le chenal principal et le chenal secondaire.

1.4. CALCULS HYDROSEDIMENTAIRES A COURT TERME

1.4.1. CHOIX DE LA FORMULATION POUR LE TRANSPORT SOLIDE

La longueur d'adaptation du transport solide en suspension, qui dépend des paramètres hydrauliques et de la vitesse de chute du sédiment, peut être calculée à partir de l'équation (4.6) ou bien de l'équation (4.7).

On trouve dans notre cas L_a de l'ordre de 10 mètres avec les deux formules.

La longueur d'adaptation est donc inférieure à la résolution du modèle numérique (10 mètres au minimum, mais généralement de l'ordre de 20-30 m). Dans notre cas on peut donc considérer que le transport solide, même en suspension, est adapté aux conditions hydrauliques locales. Résoudre l'équation de transport du sédiment en suspension dans ce cas risquerait de compliquer inutilement le problème. Les deux modes de transport (charriage et éventuellement suspension) seront donc calculés en fonction des variables hydrauliques locales.

De plus il semble (cf. paragraphe 1.1.4) que le transport en suspension soit dans notre cas moins important d'un point de vue morphologique que le transport par charriage. Nous allons donc plutôt chercher une formule développée pour le transport par charriage plutôt que pour le transport total de sédiments fins.

Comme nous l'avons vu, les formes de fond (de type dune) jouent un rôle prépondérant dans le frottement hydraulique. Une partie du frottement s'appliquant aux dunes dans leur ensemble et ne contribuant pas au transport solide (voir chapitre 3 paragraphe 2.2.3.1), il sera donc nécessaire de tenir compte des dunes dans le calcul du transport solide.

Au vu des conclusions du chapitre 3, et de ce qui précède, la formulation pour le transport solide utilisera comme variable d'entrée non pas la contrainte au fond totale mais la contrainte de peau. Il existe plusieurs méthodes pour calculer celle-ci (chapitre 3 paragraphe 2.2.3.4). Elles ont pour la plupart besoin des dimensions des dunes. Or nous avons vu que nous n'avons pas d'assurance que les formules permettant l'estimation de ces dimensions sont fiables dans notre cas. En conséquence, nous utiliserons la méthode permettant d'estimer la contrainte de peau à partir des variables de l'écoulement et du diamètre de grain seulement.

Nous calculerons donc la contrainte de peau par les équations (3.10) et (3.13).

La figure 18 présente le paramètre de Shields défini à partir de la contrainte de peau et un diamètre de grain de 1 mm pour trois situations hydrologiques correspondant à l'étiage (308 m³/s), à un débit moyen (908 m³/s) et à une crue (3990 m³/s). Le MNT 1 est utilisé, les résultats seraient similaires avec les autres MNT.

Entre l'étiage, le débit moyen, et la crue, la transition se fait par une généralisation des valeurs élevées du paramètre de Shields plutôt que par une augmentation de ses valeurs maximales. Les zones des valeurs élevées ne sont pas les mêmes d'une situation à l'autre : à l'étiage, ce sont les zones de pente locale élevée, tandis qu'en crue ce sont les resserrements du lit. Notons tout de même que les valeurs élevées très localisées pour l'étiage sont peut-être artificielles, et liées au fait qu'on utilise pour ces calculs des bathymétries levées en crue.

En crue, les valeurs du paramètre de Shields de peau varient entre 0.15 et 0.3, c'est-à-dire de trois à six fois le paramètre de Shields critique environ. Cela veut dire qu'on a sur le site un transport modéré à fort.

Nous utiliserons donc une formule basée sur celle de Meyer-Peter et Mueller (de « type MPM ») qui est bien adaptée au transport modéré (cf. chapitre 3 paragraphe 3.3.3).

Il s'agit d'une formule à seuil, et elle est donc peu satisfaisante au voisinage immédiat du seuil. Dans notre cas cela ne devrait pas être gênant car le rapport entre contrainte seuil et contrainte critique est largement supérieur à un.

Comme la pertinence de la formule type MPM est assez incertaine pour le transport fort, nous testerons aussi d'autres formules.

Nous n'utiliserons pas de formulation pour le transport en granulométrie étendue car :

- les mesures granulométriques ne montrent pas de variations spatiales prononcées (par exemple, pas de différences nettes entre chenal principal et chenal secondaire) ;
- le paramètre de Shields est élevé et donc les différences relatives de comportement entre les classes de taille de grains différentes sont peu importantes.

Il y a aussi une question d'échelle. Le tri granulométrique intervient sans doute d'une manière plutôt localisée (exemple pavage des seuils à la décrue dans le chenal secondaire), que la résolution du maillage ne permet pas de traiter finement.

Les paramètres de la formule de transport sont présentés dans le tableau 5.4.

Nom	Description	Domaine d'application	Equation (numéro)	Valeur déterminée par calage
m	coefficient multiplicateur du diamètre de grain	contrainte de peau	3.13	3
K	coefficient multiplicateur du transport solide	transport solide	3.28	8
τ_c^*	paramètre de Shields critique	transport solide	3.28	0.035
e	exposant de la formule de transport	transport solide	3.28	3/2
φ	angle de frottement du sédiment	effet de pente	3.31	2°
β	coefficient caractérisant l'influence de la pente sur la déviation du transport solide	effet de pente	3.32	3.5

tableau 5.4 : paramètres de la formulation pour le transport solide – cas du Fresne

1.4.2. METHODE DE CALAGE

Nous allons nous appuyer pour le calage sur les levés bathymétriques effectués en crue le 20 et le 28 janvier 2004. Il s'agit de la période la plus courte entre deux levés disponibles, ce qui est pratique du point de vue des temps de calcul. De plus, comme le débit est élevé (entre 4840 m³/s et 4110 m³/s, cf. figure 12C), les évolutions du fond sont significatives (cf. figure 20A) malgré la faible durée de la période simulée, ce qui est nécessaire pour que le calage ait un sens. La crue de 2001 sera ensuite utilisée comme vérification.

Le processus de calage consiste à faire varier les différents paramètres de la formulation pour le transport en cherchant à minimiser les différences entre les évolutions mesurées et celles simulées sur la période considérée. Le critère retenu pour mesurer les différences entre mesures et simulation est le Brier Skill Score (BSS) qui a été décrit au paragraphe 5 du chapitre 4.

Le BSS est calculé sur une grille régulière (pas d'espace : 20 mètres) de points situés dans le chenal actif (cf. figure 19). Nous avons vu que la prise en compte dans le calcul de points situés dans des zones morphologiquement inactives ne posait pas de problème, par contre on souhaite éviter les points situés au niveau des épis, car ceux-ci ne sont pas pris en compte dans les levés bathymétriques. Les valeurs « baseline » et « référence » utilisées pour calculer le BSS sont obtenues par interpolation de la cote de fond sur le MNT construit à partir des bathymétries du 20 janvier 2004 et du 28 janvier 2004 respectivement. Les valeurs « simulées » sont obtenues par interpolation à partir du fichier résultat des simulations.

1.4.3. PARAMETRES DES CALCULS

Pour les calculs hydrosédimentaires, les paramètres de TELEMAC 2D sont les mêmes que ceux utilisés pour les calculs hydrauliques présentés plus haut. Certaines étapes préliminaires du calage de la formulation pour le transport solide ont tout de même été effectuées avec un seul coefficient de frottement constant dans tout le domaine. La formulation utilisée par la suite a bien sûr été déterminée en utilisant les coefficients de frottement différenciés entre chenal principal et chenal secondaire.

Les valeurs des coefficients de frottement sont variables avec le débit d'entrée (imposé sur la frontière liquide amont) selon des courbes interpolées à partir des points de calage (cf. figures 13 A et B).

Cette fois ci, contrairement aux calculs hydrauliques, nous ne nous intéressons pas à un état permanent, mais nous cherchons à reproduire une crue. Nous partons d'un état initial correspondant au début de la crue calculé préalablement avec TELEMAC 2D.

Les conditions aux limites hydrauliques sont :

- à l'amont : imposition de l'hydrogramme de crue à Montjean-sur-Loire (débits journaliers fournis par la banque hydro, interpolés linéairement dans le modèle) ;
- à l'aval : imposition des cotes de la surface libre sur chacune des deux frontières aval en fonction du débit à l'amont (les fonctions utilisées ont été obtenues en calant une fonction polynôme sur les points correspondants aux lignes d'eau mesurées).

Les conditions aux limites pour le transport sédimentaire consistent pour les frontières amont comme aval en l'imposition sur les frontières du débit solide donné par la formule de transport choisie pour les conditions hydrauliques aux points considérés (l'évolution du fond étant libre) tandis que pour la frontière liquide amont, si le transport solide est calculé de la même manière, l'évolution du fond, elle, est imposée nulle, ce qui est justifié par le fait que cette frontière correspond au pont d'Ingrandes et que le lit à cet endroit est protégé (au moins en rive droite) par un radier.

Les seuils, les épis et les berges sont considérés non érodables. Dans le cas où les berges ne le sont pas, elles s'affaissent progressivement au cours du calcul, ce qui est causé par la déviation de la direction du transport solide en présence de pente. Les visites de terrain ont montré que les berges du site étaient généralement protégées par des enrochements ou bien par de la végétation, il est donc justifié de les imposer non-érodables. Dans le cas contraire, le modèle n'est de toute façon pas adapté pour traiter ce type de problèmes (cf. chapitre 2 paragraphe 5.3).

Précisons aussi que, pour réduire les temps de calcul et permettre ainsi d'effectuer plus de tests, la méthode d'accélération de l'hydrogramme (cf. chapitre 4 paragraphe 4.1) sera utilisée.

Cette méthode ne peut être utilisée que tant que le terme d'accélération instationnaire reste négligeable par rapport à la pente du lit. Il faut donc comparer les termes $\frac{\partial Z_f}{\partial x}$ et $\frac{1}{g} \frac{\partial U}{\partial t}$ (exprimés ici sous forme de pente plutôt que d'accélération).

Le terme $\frac{\partial Z_f}{\partial x}$ (pente du lit sur le site) est ici de l'ordre de 10^{-4} .

Le terme $\frac{\partial U}{\partial t}$ peut s'écrire $\frac{\partial U}{\partial Q} \frac{\partial Q}{\partial t}$. Le terme $\frac{\partial U}{\partial Q}$ peut s'évaluer à partir de résultats de simulations hydrauliques avec TELEMAC 2D pour différents débits tandis que $\frac{\partial Q}{\partial t}$ correspond à la pente de

l'hydrogramme. On trouve finalement que le terme $\frac{1}{g} \frac{\partial U}{\partial t}$ est ici de l'ordre de 10^{-7} .

Pour un hydrogramme réel, le terme instationnaire est donc environ mille fois plus faible que le terme lié à la pente du lit. Un facteur d'accélération acceptable (de telle manière à ce que les effets instationnaires restent négligeables) sera donc de l'ordre de cent.

Cette méthode doit aussi être validée par la comparaison entre les résultats obtenus avec accélération et ceux sans accélération. Pour les deux crues qui seront reproduites (2001 et 2004), nous calculons les BSS obtenus avec des simulations utilisant un facteur d'accélération de l'hydrogramme de cent en prenant pour valeur « référence » les fonds simulés sans facteur d'accélération. On trouve pour la crue de 2001 un BSS de 0.995 et pour la crue de 2004 un BSS de 0.998, ce qui indique que dans les deux cas l'accélération de l'hydrogramme n'entraîne pas de dégradation significative des résultats.

Avec un facteur d'accélération de 100, la modélisation hydrosédimentaire des 8 jours de la crue de 2004 ne dure plus que 15 minutes sur un PC Pentium 4 1,8 GHz, au lieu d'une journée complète pour un calcul sans facteur d'accélération.

1.4.4. RESULTATS DU CALAGE

Avant de chercher à caler la formulation présentée au paragraphe 1.4.1 plus haut, nous cherchons dans un premier temps à évaluer les formules « classiques » de la littérature. Des calculs sont donc effectués avec les versions originales (et telles que programmées dans SISYPHE version 5.6, cf. Villaret (2005)) des formules de Meyer-Peter Müller, Engelund et Hansen, et Van Rijn. C'est la formule de Meyer-Peter Müller qui obtient le meilleur résultat en terme de BSS avec 0.175, tandis que la formule d'Engelund et Hansen obtient -3.668 et la formule de Van Rijn 0.142. La formule d'Engelund et Hansen est donc sur ce cas bien moins performante que les deux autres formules testées, et l'examen des évolutions en plan indique qu'avec cette formule, les évolutions sont très largement surestimées. Ce premier essai confirme aussi que la formule « type MPM » est une bonne base pour caler une formulation de transport solide.

Il n'est pas possible d'optimiser les 6 paramètres de la formulation de transport en même temps : le nombre de simulations à mener serait bien trop grand (égal à n^6 avec n le nombre de valeurs testées pour chaque paramètre). Il faut donc faire des hypothèses d'indépendance de paramètres (si tous les paramètres sont indépendants, le nombre de simulations à effectuer devient $6n$), voire même en fixer quelques uns, pour des raisons physiques ou pragmatiques.

On supposera ainsi $m = 3$, qui est une valeur raisonnable pour ce paramètre d'après la littérature, et qui est surtout la valeur permettant le calage de l'hydraulique à l'étiage où la contrainte de peau est égale à la contrainte totale.

Il est évident que K , e et τ_c^* , les paramètres de la loi de transport, ne sont pas indépendants, car ils concernent tous le même processus physique. On peut par contre supposer que ces paramètres peuvent être déterminés indépendamment de la connaissance des meilleurs paramètres pour l'effet de pente. Dans un premier temps, les calculs sont donc menés sans faire varier les effets de la pente sur la contrainte seuil et sur la direction du transport solide.

Le paramètre e prend généralement une valeur de 3/2, mais un exposant de 5/2 est parfois recommandé pour les forts transports (voir chapitre 3 paragraphe 3.3.3).

Nous avons donc cherché à comparer les meilleurs résultats obtenus avec un exposant e de 5/2, avec les meilleurs résultats obtenus avec un exposant e de 3/2. Ce travail a été effectué à partir du calage de l'hydraulique utilisant un seul coefficient pour tout le domaine. Les paramètres pour l'effet de pente étant conservés d'un calcul à l'autre, l'optimisation a été cherchée en faisant varier le coefficient K (avec un incrément de 1) et la contrainte seuil adimensionnelle τ_c^* avec un incrément de 0.01. Le meilleur BSS obtenu pour $e=3/2$ est de 0.182 (pour $K=8$ et $\tau_c^*=0.06$) alors que le meilleur BSS obtenu pour $e=5/2$ est de 0.117 (pour $K=20$ et $\tau_c^*=0.03$). Les résultats sont donc bien meilleurs avec l'exposant 3/2, et c'est cette valeur là qu'on utilisera pour la suite du calage.

Puis, l'optimisation de K et τ_c^* a été effectuée en utilisant cette fois ci le calage de l'hydraulique à deux coefficients. K et τ_c^* varient avec un incrément de 0.5 pour K et de 0.005 pour τ_c^* . Le meilleur BSS (0.222) est obtenu pour $K=8$ et $\tau_c^*=0.035$. Le passage à un calage à deux coefficients de frottement améliore considérablement les résultats morphologiques. Cela se traduit par le BSS, mais cela peut aussi se voir facilement sur les évolutions en plan : dans le cas de calculs morphologiques avec le coefficient de frottement constant sur tout le domaine, les évolutions simulées sont bien trop faibles dans le chenal secondaire, ce qui est corrigé dans les calculs avec deux coefficients de frottement.

Enfin, nous cherchons à optimiser les paramètres de l'effet de pente. En ce qui concerne l'effet de la pente sur τ_c^* , le paramètre φ doit en principe correspondre à l'angle de repos du sédiment. On constate que ce n'est pas vraiment le cas, puisque le meilleur BSS est obtenu pour un « angle de repos » du sédiment de 2°. Cela peut signifier que cet effet de pente joue un autre rôle dans la modélisation : en lissant les fonds, il remplace des effets non pris en compte comme celui de la suspension. De plus, le fait que la taille de maille soit trop grande pour résoudre correctement toutes les variations topographiques réelles a pour conséquence que les pentes locales dans le modèle sont systématiquement plus faibles que les pentes réelles. De ce fait, l'effet de la pente doit être fortement augmenté pour que son effet sur le transport solide corresponde à son effet réel, et il est donc normal que l'angle de repos dans le modèle soit inférieur à l'angle de repos réel.

Pour l'effet de la pente sur la déviation, la valeur trouvée du coefficient β est cohérente avec ce que trouve Schoonen (2006) mais, pour la même raison que pour l'autre effet de pente, on peut supposer qu'elle n'est pas indépendante de la résolution du maillage.

Notons ici que les valeurs issues de ce processus de calage ne sont pas toutes très significatives. En effet la contrainte seuil τ_c^* et les paramètres de l'effet de pente φ et β ont une influence assez faible sur les résultats : la variation de ces paramètres entraîne une faible variation du BSS. Les valeurs de référence de ces paramètres sont donc faiblement déterminées, et il est fort probable qu'elles ne sont pas directement transférables sur d'autres cas. Au contraire, la variation des paramètres K et e entraîne une forte variation du BSS, ce qui donne plus de confiance sur les valeurs calées de ces paramètres.

Les meilleurs résultats sont donc obtenus avec les paramètres présentés en dernière colonne du tableau 5.4.

Les évolutions en plan obtenues avec ces paramètres sont présentées en figure 20 tandis que les évolutions sur des profils en long sont présentées en figure 21.

Les localisations et les ordres de grandeur des évolutions sont corrects, même si les évolutions simulées sont moins détaillées que les évolutions réelles.

La comparaison des profils en long (à des endroits où des évolutions significatives ont eu lieu) confirme par contre que si les tendances et les ordres de grandeur du modèle sont les bons, on ne peut pas attendre du modèle qu'il prédise précisément les évolutions en un point donné.

1.4.5. VERIFICATION AVEC LA CRUE DE 2001

La formulation pour le transport solide calée sur huit jours de la crue de 2004 est maintenant appliquée à l'intégralité de la crue de 2001. Il s'agit d'une période plus longue, et l'hydrogramme de crue est plus complexe (cf. figure 12B).

Les évolutions en plan sont présentées en figure 22. Les principales zones d'érosion et de dépôt sont retrouvées.

Une autre vérification peut être effectuée ici. Nous avons en effet effectué (paragraphe 1.1.4 de ce chapitre) une estimation du débit de transport solide basé sur la progradation de dunes. Les débits solides estimés étaient de $0.25 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{s}$ à $1 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{s}$ (selon la dune considérée) à l'amont de la bifurcation entre le 3 et le 10 mai 2001. Dans cette zone et pour la période considérée, la modélisation donne des débits solides entre $0.7 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{s}$ et $1.5 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{s}$, ce qui est tout à fait cohérent avec l'estimation étant donné l'incertitude relative à cette dernière.

1.5. CALCULS HYDROSEDIMENTAIRES A LONG TERME

Nous cherchons ici à reproduire l'évolution du lit entre le 23 mai 2001 et le 20 janvier 2004, c'est-à-dire entre la crue du printemps 2001 et la crue de début 2004. L'hydrogramme de cette période, qui est introduit dans le modèle, est présenté en figure 26. On constate qu'une crue importante a eu lieu pendant la période. Cette période correspond aussi à la construction en deux parties des seuils : l'essentiel (tous les enrochements, et un boudin supérieur sur l'épi amont rive gauche) au cours de l'été 2002, et la fin (mise en place des autres boudins) au court de l'été 2003. Les seuils sont aussi mis en place au cours de la modélisation numérique, par augmentation de la cote du fond et création de zones non érodables.

Le problème des temps de calcul devient ici crucial. Cette fois, il n'est même pas possible d'effectuer un calcul de référence sans utiliser la méthode d'accélération. Le facteur d'accélération le plus faible utilisé est 20. Les résultats du calcul avec un facteur d'accélération supérieur (40, 60, 80 et 100) ont un BSS qui n'est pas proche de 1 quand ils sont comparés aux résultats avec un facteur d'accélération de 20. La comparaison des évolutions en plan indique que les différences entre les deux calculs concernent essentiellement la zone des seuils. Il semble qu'un facteur d'accélération trop grand entraîne des problèmes numériques dans cette zone qui est celle où les évolutions du fond sont les plus importantes. Nous utiliserons donc pour ces calculs un facteur d'accélération de 20.

Au cours des premiers essais, le MNT 2 (cf. figure 8) a été utilisé comme situation de départ. Des résultats irréalistes apparaissent au niveau de l'amont du domaine, en particulier le chenal, normalement en rive droite, se déplaçait en rive gauche. La raison de cette erreur n'est pas connue avec certitude. Elle est sans doute liée à une mauvaise répartition des vitesses dans la section à la frontière liquide amont, et peut être aussi à la non-représentation du méandre amont. Cette mauvaise évolution des calculs a disparu en utilisant le MNT 2b (cf. figure 9) qui remonte beaucoup plus loin vers l'amont.

Les fonds alors obtenus à la fin des calculs en utilisant la formulation pour le transport solide sont comparés en terme de BSS aux fonds mesurés. La valeur obtenue pour ce score est 0,37, soit une meilleure valeur que pour les évolutions à court terme. Le fait que le BSS soit plus élevé est bien sûr très encourageant pour les capacités prédictives du modèle, mais paraît tout de même un peu étrange à première vue. Cela s'explique simplement par le fait que les évolutions de références qui sont au dénominateur du calcul du BSS (cf. équation (4.8)) sont plus importantes. Dans le cas de faibles évolutions, le calcul du BSS est donc plus sensible aux erreurs systématiques (liées à l'interpolation ou bien aux dunes) qui sont du même ordre de grandeur que l'on fasse des calculs à court terme ou bien à long terme.

La comparaison des évolutions en plan (cf. figure 23) est très satisfaisante. Ainsi les fosses derrière les seuils sont plutôt bien reproduites, ce qui était inespéré car le modèle a plus été construit plus dans l'idée d'étudier le comportement global du site que pour s'intéresser à des détails locaux. Des différences sont nettes au niveau de l'entrée du bras secondaire, mais peuvent s'expliquer par la mauvaise connaissance à cet endroit des zones non-érodables liées à de vieux enrochements à travers tout le lit.

La comparaison des évolutions le long de profils en long est présentée sur la figure 24. On constate là aussi que les tendances sont dans l'ensemble bien reproduites.

La comparaison entre les mesures et les simulations est aussi effectuée en terme de bilans volumiques (cubatures). Les zones dans lesquelles sont effectuées ces cubatures sont présentées en figure 25A. Le tableau 5.5 ainsi que les figures 25B et 25C présentent les résultats de ces cubatures en terme d'évolution de volume stocké par zone et d'évolution de la cote moyenne par zone pendant la période simulée. Même si de fortes erreurs sont présentes, les tendances sont cohérentes.

	zone 1 domaine entier	zone 2 bras secondaire	zone 3 bras principal amont	zone 4 bras principal aval	zone 5 confluence	zone 6 bifurcation
volume stocké (m ³) : mesuré	-3,82E+05	-1,81E+05	-1,30E+05	-1,95E+04	-1,18E+04	8,16E+04
calculé	-1,57E+05	-1,19E+05	-3,70E+04	-3,67E+04	1,60E+04	2,10E+04
évolution (m) : mesuré	-0,22	-0,25	-0,84	-0,06	-0,05	-0,26
calculé	-0,09	-0,16	-0,24	-0,12	0,06	0,07

tableau 5.5 – volumes stockés et évolutions moyennes par zone

Les cubatures sont aussi analysées en terme d'évolution temporelle du volume stocké dans la figure 26, ce qui permet de préciser comment évolue chaque zone selon le débit entrant. Il apparaît par exemple que, dans le modèle tout au moins, le bras secondaire ne s'engraisse jamais. Signalons que les irrégularités sur les courbes à l'été 2002 et à l'été 2003 correspondent à la construction des seuils dans le modèle.

En résumé, le modèle semble bien reproduire le comportement global du site et les influences nettes de la construction des seuils à l'échelle de temps considérée (deux ans et demi). Pour le long terme, on est de toute façon limité dans notre cas par la condition à la limite aval.

1.6. ANALYSE DES FLUX SEDIMENTAIRES

Nous cherchons ici à exploiter le modèle numérique pour prévoir les tendances d'évolution du site sans avoir recours au calcul complet d'évolution présenté précédemment. Pour cela, nous analysons les flux sédimentaires 1D (à travers les sections transversales) selon les débits liquides.

Pour déterminer le flux de transport solide 1D, le débit de transport solide 2D calculé par SISYPHE est intégré le long de sections transversales (représentées sur la figure 27A) à partir d'un fichier de résultats hydrauliques TELEMAC 2D pour le débit considéré. Le flux de transport solide 1D peut ainsi être rapidement calculé pour différents débits et différentes configurations du lit (avec ou sans les seuils, selon le MNT utilisé).

Cette information associée à une courbe des débits classés sur le site fournie par la banque hydro (figure 27B) permet d'obtenir les flux de transport solide annuels dans les sections considérées.

Ainsi, le flux de transport solide annuel est représenté en figure 28A avec d'une part les fonds de 2001 sans les seuils (MNT 2) et d'autre part les fonds de 2004 avec les seuils (MNT 3). Ces calculs sont effectués en utilisant la formulation pour le transport calée sur les évolutions en crue et présentée plus haut. Avec cette donnée, les zones d'érosion (transport solide croissant dans le sens de l'écoulement) et de dépôt (transport solide décroissant) sont aisément identifiables, ainsi que leur évolution selon les débits et la présence ou non de seuils.

On trouve un transport solide annuel sur le site de l'ordre de $100\,000\text{ m}^3$. Cette estimation est cohérente avec celle de Babonaux (1970).

Ce type d'analyse permet de mettre en évidence facilement le rôle des seuils sur le transport solide dans les deux bras. Ainsi, la figure 28A indique qu'il y a avant la construction des seuils plus de sédiment en transit dans le bras principal que dans le bras secondaire alors que c'est l'inverse après. Cela indique aussi que le bras secondaire, qui était plutôt stable avant (flux annuel à peu près constant), a une tendance à l'érosion après la construction des seuils.

D'autres analyses intéressantes peuvent être effectuées très rapidement. Ainsi, la figure 28b montre l'évolution du débit solide moyen transitant dans chaque bras selon le débit liquide au pont d'Ingrandes, avant et après la construction des seuils. On remarque ainsi qu'au delà d'un certain débit liquide, il y a plus de sédiments qui transitent dans le bras secondaire que dans le bras principal. Ce débit est fortement diminué avec la construction des seuils puisqu'il passe de $1600\text{ m}^3/\text{s}$ en 2001 à $600\text{ m}^3/\text{s}$ en 2004. Sur la figure 28C, les flux sédimentaires sont cette fois-ci étudiés en terme de volume annuel transitant cumulé : la donnée supplémentaire utilisée par rapport à la figure 28B est la courbe des débits classés. La valeur indiquée en ordonnée de la figure est le débit solide annuel cumulé pour tous les débits liquides inférieurs à la valeur en ordonnée. Sur cette courbe, l'influence des seuils sur le transit sédimentaire dans les bras apparaît encore plus nettement. On constate en effet qu'après la construction des seuils, le bras secondaire devient dominant en terme de transport sédimentaire annuel, puisqu'il y transite annuellement en moyenne $85\,000\text{ m}^3$ contre $52\,000\text{ m}^3$ pour le bras principal ; tandis qu'en 2001 la situation était exactement inverse.

La limitation principale de cette méthode d'analyse est qu'elle s'appuie sur une bathymétrie fixe. Dans notre cas, elle a été levée en crue, et les analyses ne sont sans doute plus valables à l'étiage, pour lequel la bathymétrie du lit a sans doute évolué.

Ainsi le pic à l'abscisse 1500m (cf figure 28A) dans le bras principal s'explique par le transport anormalement fort à l'étiage dans cette zone. Cette erreur n'apparaît pas dans les calculs à long terme, pour lesquels il n'y a pas de forte zone d'érosion dans cette zone.

Cette méthode ne remplace pas complètement les vrais calculs couplés, et montre même que ceux-ci sont nécessaires. Elle apporte par contre des analyses que le modèle complet pourrait certes aussi apporter, mais beaucoup moins directement.

Cette méthode a de plus nécessité les calculs couplés « complets », au moins à court terme, pour caler la formulation pour le transport solide.

1.7. BILAN DE L'ETUDE DU CAS SUR LA LOIRE

Les outils numériques utilisés (TELEMAC 2D et SISYPHE) sont particulièrement bien adaptés au calcul de l'écoulement, du transport solide et de l'évolution du fond en rivière, même dans des cas complexes comme ceux étudiés ici. En effet le maillage non structuré, la possibilité de représenter des îles, des fonds non érodables, ainsi que la possibilité d'utiliser les hydrogrammes de crue réels, permettent de représenter le système en limitant les hypothèses simplificatrices. Le fait que les évolutions soient sur ce cas particulièrement marquées à la suite de la construction des seuils rend le calage particulièrement significatif.

L'étude de ce cas nous a apporté de nombreux enseignements sur la modélisation de la morphologie fluviale sur des rivières de sable.

En ce qui concerne la modélisation de l'écoulement, la prise en compte des formes de fond qui modifient le frottement avec le niveau est nécessaire. Dans notre cas, le lien avec les dimensions des dunes n'a pu être fait, soit à cause de la présence d'épis qui ajoutent du frottement, soit car les dunes ne sont pas à l'équilibre. Il paraît de toute façon nécessaire de disposer de données hydrauliques suffisantes pour caler le frottement de l'étiage à la crue.

Une formule de transport très simple du type Meyer-Peter et Mueller donne des résultats satisfaisants. Nous avons montré que, dans ce cas, un exposant $3/2$ à la formule de transport était plus adapté qu'un exposant $5/2$, et que les résultats étaient assez peu sensibles aux paramètres de la formulation pour l'effet de pente.

La méthodologie suivie, qui consiste à caler la formule de transport sur des évolutions à court terme pour l'appliquer ensuite sur des calculs à plus long terme, a donné satisfaction.

Les enseignements tirés de ce cas ne concernent que les rivières de sable à granulométrie resserrée avec présence de dunes. Nous allons donc chercher à les compléter en utilisant le même genre de démarche dans le cas d'une rivière de gravier sans dune avec granulométrie étendue.

2. ARC

2.1. ETUDE DU SITE

2.1.1. PRESENTATION

L'Arc est la rivière de la vallée de la Maurienne (département de la Savoie). Il fait plus de cent vingt kilomètres de long et se jette dans l'Isère environ vingt kilomètres en aval d'Albertville.

Le site étudié se trouve au niveau de la ville de La Chambre, soit à une trentaine de kilomètres de la confluence avec l'Isère et environ cinq kilomètres à l'aval de Saint-Jean de Maurienne.

L'Arc est une rivière fortement contrainte par les endiguements car il a dû partager le peu d'espace disponible dans la vallée avec une autoroute, une voie ferrée, et une route nationale. Au niveau du site d'étude, le chenal est rectiligne et d'environ 50 mètres de large. La pente est d'environ 0.6 %, et des bancs alternés sont présents dans le lit (cf. figure 29).

L'hydrologie est presque entièrement déterminée par le fonctionnement des barrages hydroélectriques situés à l'amont. Les restitutions des barrages étant situées à l'aval du site, le débit sur les sites est peu variable, d'environ 10 m³/s. Il y a peu de crues naturelles en raison de l'écrêtement par les barrages, la plupart des crues sont artificielles et consistent en des chasses de barrages.

Ce site a été choisi car il a fait l'objet d'une étude approfondie, et simultanée au travail de thèse, par Magali Jodeau du CEMAGREF-Lyon (unité Hydrologie Hydraulique), consistant en l'étude des « relations entre modifications morphologiques et écoulements autour d'un banc de galets en rivière de montagne aménagée ». Deux bancs très proches ont été étudiés par Magali Jodeau. Celui qui est modélisé ici est le banc amont (cf. photo aérienne). Des campagnes de mesures ont été effectuées avant, pendant, et après une chasse des barrages situés à l'amont le 27 juin 2006. Une mesure granulométrique supplémentaire a été effectuée en juin 2007.

Plus d'informations sur le site et son contexte se trouvent dans Jodeau et Paquier (2006) et Jodeau et al. (2007).

Le travail de modélisation consistera à simuler l'évolution du banc pendant la chasse, afin d'étudier le rôle des différents processus de transport dans les rivières de gravier.

2.1.2. LES DONNEES DISPONIBLES

L'ensemble des données utilisées a été fourni par Magali Jodeau du CEMAGREF-Lyon. Les jaugeages ont été réalisés par la DIREN Rhône-Alpes.

Les données disponibles sont :

- levés topo-bathymétriques du 13 juin 2006 (avant la chasse) et du 11 juillet 2006 (après la chasse), cf. figure 30 ;
- jaugeages (au saumon) pendant la chasse au niveau du pont situé 1.2 kilomètres à l'aval avec un pas de temps d'une demi-heure, cf. figure 33A ;
- hauteur d'eau relevée (mesure de niveau par système bulle à bulle) pendant la chasse au niveau de l'amont du banc avec un pas de temps d'une minute, cf. figure 33B ;
- estimations visuelles par zones de la granulométrie de surface avant et après la chasse, cf. figure 32A ;
- mesure par comptage sur grille (ref. Bunte et Abt (2001), nombre de particules mesurées : 268) de la granulométrie de la surface sur le banc le 1^{er} juin 2007, cf. figure 32B ;

- courbes granulométriques (granulométries laser) de dépôts de sédiments fins sur le banc amont prélevés le 11 juillet 2006, cf. figure 32C.

2.1.3. ANALYSE DES PHENOMENES DE TRANSPORT

La courbe granulométrique établie à partir de la mesure par comptage des sédiments de surface du banc amont en 2007 est présentée en figure 32B.

Il y a environ 6 % de fines en surface. La composition des sédiments fins prélevés en 2006 sur le banc amont est présentée en figure 32C, et indique un diamètre médian D_{50} entre 0.1 et 0.25 mm.

Le D_{50} (du sédiment de surface) est de 24 μ m. Le D_{90} est de 52 μ m. Quelques galets d'environ 100 μ m étaient présents sur le banc, et il semble que le chenal soit composé principalement de grains de cette taille.

D'autres mesures de la granulométrie de surface ont été effectuées sur le banc aval étudié plus en détail par Magali Jodeau. Ces mesures indiquent une grande variabilité spatiale de la composition sédimentaire (D_{50} entre 5 et 50 μ m) sur ce banc, qui est beaucoup plus complexe que le banc amont. Néanmoins, la forme des courbes est dans l'ensemble assez simple, proche d'une loi lognormale. Il n'y a dans aucun cas bimodalité pour le gravier par contre des sédiments fins (inférieurs à 2 millimètres) sont presque toujours présents.

En ce qui concerne les conditions hydrauliques, nous savons que la hauteur d'eau pendant la chasse était de l'ordre de 1.3 mètres. Connaissant la pente moyenne du site, il est possible d'obtenir une estimation de la contrainte hydraulique par l'équation (5.1). On obtient une contrainte au fond sur le site (au niveau du chenal) d'environ 80 N/m².

Cette analyse sera affinée plus tard à partir des résultats des calculs hydrauliques.

En considérant que le fond du chenal est composé de gravier d'environ 10 centimètres de diamètre, cela donne un paramètre de Shields d'environ 0,05. Cela veut donc dire que le paramètre de Shields est à peu près égal au paramètre de Shields critique, ce qui est cohérent avec les analyses de la littérature, qui affirment que dans le cas de rivières de gravier, le transport solide a lieu pour des contraintes proches de la contrainte seuil.

Les conséquences du faible paramètre de Shields sont nombreuses. Cela nous indique d'une part que le choix d'une formule de transport bien adaptée aux faibles transports est nécessaire (cf. chapitre 3, paragraphe 3.3) et d'autre part que les effets granulométriques seront sans doute très importants dans ce cas. Enfin, l'effet de la pente sur le transport solide par l'abaissement de la contrainte seuil (cf. chapitre 3, paragraphe 3.4) est d'autant plus sensible que le paramètre de Shields est faible. Cet effet sera certainement particulièrement important dans ce cas, d'autant plus que des pentes élevées sont présentes. Ainsi la pente transversale des flancs du banc est de l'ordre de 15° avant la chasse (mais de seulement 5° après).

Comme l'évènement simulé est une chasse de barrage, des quantités importantes (de l'ordre de 15 g/l) de sédiments fins sont en suspension. Il s'agit dans l'ensemble de sédiments de taille inférieure à 50 microns (plus petits que le sable présent dans le lit). Nous négligerons dans ce travail l'effet des sédiments en suspension.

2.1.4. OBJECTIFS DE LA MODELISATION

L'objectif de ce travail est d'étudier l'influence des différents mécanismes de transport solide (et leur prise en compte dans un modèle numérique) sur l'évolution du lit des rivières de gravier. Au vu des éléments présentés dans le paragraphe précédent, cela consistera à valider le choix d'une formule de transport pour les faibles paramètres de Shields et à préciser les paramètres de la formulation pour la granulométrie étendue et pour l'influence de la pente sur l'amplitude et la déviation du transport solide.

L'étude de ce cas nous permet ainsi de compléter celle du cas d'Ingrandes sur les points suivants :

- lien entre rugosité et frottement dans le cas de lit plat ;
- transport à faible paramètre de Shields ;
- granulométrie étendue ;

- effet de pente.

Les données disponibles ne sont, comme nous le verrons, pas suffisantes pour caler de manière indépendante les différents processus, et les données devront même être complétées à partir d'hypothèses invérifiables. Pour cette raison, les enseignements qui seront tirés de cette étude seront principalement de nature qualitative.

2.2. LE MODELE NUMERIQUE

Des modèles numériques de terrain (maillages avec points cotés) sont construits à partir des levés topobathymétriques pour la situation avant la chasse (13 juin 2006) et après la chasse (11 juillet 2006).

L'interpolation est effectuée en s'appuyant sur des lignes de contour reliant de manière réaliste les points mesurés. Les modèles numériques de terrain correspondant sont représentés en figure 30B.

Seul le MNT du 13 juin sera utilisé pour les calculs numériques, son maillage est présenté en figure 31. Le MNT du 11 juillet ne sert que pour définir l'état final de référence.

L'emprise des MNT correspond à peu près à celle des données bathymétriques du 11 juillet. Nous avons remonté le MNT du 13 juin plus vers l'amont (d'environ 50 mètres) que les données disponibles afin que la répartition transversale des vitesses puisse s'établir de manière réaliste avant que l'écoulement n'entre dans la zone d'étude. Il a donc fallu réaliser une extrapolation (nécessairement hasardeuse) pour définir la cote des points de cette zone.

Un autre problème plus grave a été rencontré concernant la fabrication du maillage du 13 juin. Les données bathymétriques disponibles pour le 13 juin ne descendent pas suffisamment vers l'aval (cf. figure 30A). Les données manquantes ont donc été complétées en utilisant les données du 11 juillet pour cette période. Cette hypothèse est douteuse, car si l'on considère les zones où des données sont disponibles avant et après la chasse, le site semble nettement en érosion.

Le maillage du 13 juin est constitué d'environ 6500 points. La taille de maille varie entre 1.5 et 4 mètres, le maillage étant raffiné au niveau du banc et de la zone dans laquelle il est censé se trouver à la suite du calcul. Malgré la finesse du maillage, il faut noter que cette résolution correspond à la résolution minimum pour résoudre la bathymétrie initiale, mais n'est pas suffisante pour résoudre de manière optimale son évolution, car les pentes du banc sont particulièrement fortes. La transition entre le chenal et le banc s'effectue sur une distance de 3 mètres seulement. La résolution minimale pour résoudre correctement l'avancée du banc devrait donc être de l'ordre de la dizaine de centimètres sur la zone correspondant aux berges du banc, et aux endroits où les berges du banc sont susceptibles de se trouver au cours du calcul. Le nombre de nœuds nécessaire aurait alors rendu les calculs beaucoup trop longs (sans compter que la réduction de la taille de maille nécessite aussi une réduction du pas de temps).

2.3. CALCULS HYDRAULIQUES

2.3.1. PARAMETRES DES CALCULS

Dans tous les calculs, nous utiliserons les mêmes paramètres que dans le cas de la Loire présenté précédemment (cf. paragraphe 1.3.1), sauf bien sûr en ce qui concerne le frottement, dont le calage est présenté plus loin.

2.3.2. DETERMINATION DE LA CONDITION A LA LIMITE AVAL

Le calage hydraulique est rendu délicat par l'incertitude sur les données topographiques présentée plus haut, mais aussi par le peu de données de calage disponibles. En effet, la seule donnée disponible est une mesure de la cote de la surface libre au niveau de l'amont de la zone étudiée. Cela pourrait être suffisant pour caler la pente de la ligne d'eau à condition qu'on ait des informations sur la condition à la limite (cote de la surface libre) à l'aval du domaine, ou bien que le domaine soit suffisamment grand pour que la cote de l'aval n'ait pas d'influence à l'amont du domaine. Aucune de ces deux conditions n'est remplie.

Nous avons donc dans un premier temps cherché à déterminer une condition à la limite réaliste pour la surface libre à l'aval du maillage. Pour cela, un maillage bien plus long vers l'aval (limite aval : pont de La Chambre à 1200 mètres à l'aval du banc amont) a été construit. Ce maillage s'appuie sur les données bathymétriques du 13 juin pour l'amont du modèle, tandis qu'un des profils transversaux levés pour l'étude du banc aval a été utilisé pour compléter le modèle vers l'aval. La bathymétrie de ce modèle est présentée sur la figure 34. Ce maillage est suffisamment étendu vers l'aval pour que l'influence de la condition à la limite à l'aval sur la cote de la surface libre au niveau du banc amont soit minime. Ainsi, la condition à la limite aval du petit modèle peut être reconstruite en réalisant une simulation du passage de la chasse sur le grand maillage, et en extrayant des résultats du calcul la cote de la surface libre au niveau de la frontière aval du petit modèle. Au préalable, le grand modèle doit être calé de manière à reproduire correctement la cote de la surface libre au niveau du point de mesure à l'aval du modèle.

La formulation pour le frottement choisie est la loi logarithmique de type Nikuradse (cf. équation (3.10)). Le meilleur calage du grand modèle est obtenu pour $k_s=0.15$ m. L'évolution temporelle de la surface libre à l'amont est comparée aux mesures sur la figure 33B. Les résultats sont corrects : l'erreur est, hormis les phases de crue et de décrue, inférieure à 10 centimètres. Les incohérences ont plusieurs raisons possibles : l'hydrogramme de la chasse (qui est injecté à l'amont du modèle) n'est connu qu'avec un pas de 30 minutes alors que les mesures de surface libre ont un pas d'une minute ; les évolutions morphologiques ont sans doute eu une influence sur l'évolution de la surface libre ; enfin la forte incertitude sur la bathymétrie de la zone à l'aval immédiat du banc génère probablement une erreur sur la cote de la surface libre à l'amont.

2.3.3. CALAGE DU MODELE ET ANALYSE DES RESULTATS

Maintenant que la condition aval a été déterminée à l'aide du modèle long, des simulations hydrauliques de la chasse peuvent être effectuées avec le modèle court. Nous avons dans un premier temps vérifié que le meilleur calage (par rapport à la cote de la surface libre amont) était bien obtenu avec la même longueur de rugosité $k_s=0.15$ m.

Nous avons ensuite affiné le calage en utilisant les informations disponibles sur la répartition spatiale de la granulométrie dans le lit. La formulation pour le frottement utilisée suppose une relation directe entre frottement et taille de grain. La granulométrie de la surface du lit est ici très variable spatialement, l'utilisation d'une longueur de rugosité k_s constante, comme on l'a fait jusqu'ici, n'est certainement pas idéale pour simuler fidèlement l'écoulement. Un nouveau calage est donc réalisé avec une longueur de rugosité variable dans le domaine, selon la variation supposée de la taille de grain. Celle-ci, d'après les mesures et les observations, varie entre 100 mm au fond du chenal et 22.6 mm au sommet du banc. Pour définir la répartition spatiale de la taille de grain, nous avons supposé que celle-ci varie linéairement avec la cote du lit, entre 100 mm pour une cote de 453.8 m NGF (et en dessous) et 22.6 mm pour une cote de 454.5 m NGF (et au dessus). Le fait que la variation soit linéaire est bien sûr complètement hypothétique, mais n'a sans doute que peu d'influence car la zone concernée par cette variation est de faible surface en raison de la pente très raide des parois du banc.

Une fois cette répartition de taille de grain choisie, le paramètre de calage est le coefficient m de l'équation (3.13).

Le meilleur calage est obtenu pour $m=3$, ce qui est tout à fait cohérent avec les valeurs de la littérature (cf. chapitre 3 paragraphe 2.2.2). La surface libre au niveau du point de mesure obtenue avec ce calcul est similaire à celle obtenue avec le calage simple, mais ce n'est pas le cas de la répartition de l'écoulement dans la section. La figure 35 présente les différences en terme de vitesse d'écoulement en plan et dans une section transversale pour la situation correspondant au pic de la chasse (heure : 12h30, débit d'entrée : 137 m³/s). On constate que, comme on pouvait l'attendre, les calculs à k_s constant entraînent des différences de vitesse plus importantes entre le banc et le chenal. Nous n'avons pas de données pour choisir un calage par rapport à l'autre, mais il est probable que le calage à longueur de rugosité variable, qui a une base plus physique, soit plus réaliste.

A partir de ce calcul avec une longueur de rugosité basée sur la taille des grains de surface, la contrainte et le paramètre de Shields peuvent être calculés sur tout le domaine. Nous en présentons le résultat pour le pic de la chasse en figure 36. Dans le chenal, le paramètre de Shields varie entre des valeurs de 0.01 et 0.055 (transport nul à faible) tandis qu'il varie entre 0.06 et 0.09 (transport faible) sur le banc. Cela confirme l'analyse plus grossière effectuée au paragraphe 2.1.3. Cela nous indique aussi que la mobilité supérieure des grains du banc (plus fins) par rapport à ceux du chenal fait plus que compenser le fait que la contrainte hydraulique est plus faible sur le banc : le transport a lieu à une paramètre de Shields plus élevé sur le banc que dans le chenal.

2.4. CALCULS HYDROSEDIMENTAIRES

2.4.1. PRESENTATION DE LA DEMARCHE

Nous cherchons à reproduire l'évolution du banc de gravier au cours de la chasse.

Etant donné les incertitudes sur ce cas (topographie initiale à l'aval, condition à la limite à l'aval, modèle trop court vers l'amont, répartition transversale des courants), nous ne pouvons espérer établir un calage significatif. Autrement dit, même si nous parvenons à obtenir des résultats corrects en ce qui concerne l'évolution du fond pendant la chasse, nous ne pourrions pas avoir la certitude que ces résultats sont dus à un bon choix de paramètres pour les formulations physiques plutôt qu'à des erreurs (de données d'entrée et de paramètres) qui s'annulent. En conséquence, les enseignements du modèle seront plus qualitatifs que quantitatifs : nous nous intéresserons au rôle des différents processus physiques, et à leur sensibilité aux paramètres, plutôt qu'à la valeur précise des paramètres d'entrée.

Pour cela, nous avons dans un premier temps cherché à obtenir le meilleur résultat possible avec une formulation « complète » prenant en compte tous les processus a priori nécessaires sur ce cas. Puis, le rôle de ces processus est évalué en modifiant les paramètres des formulations ou bien en supprimant leur prise en compte.

2.4.2. PARAMETRES DES CALCULS

Les temps de calcul pour simuler une crue sont trop longs sur ce cas aussi pour pouvoir effectuer aisément les nombreux tests nécessaires au calage. Nous utiliserons donc la méthode d'accélération de l'hydrogramme (cf. chapitre 4 paragraphe 4.1), qui a déjà été utilisée sur le cas de la Loire. Comme dans ce cas, nous comparons les termes $\frac{\partial Z_f}{\partial x}$ et $\frac{1}{g} \frac{\partial U}{\partial t}$.

Le terme $\frac{\partial Z_f}{\partial x}$ est ici de l'ordre de $5 \cdot 10^{-3}$.

Le terme $\frac{1}{g} \frac{\partial U}{\partial t}$ est ici de l'ordre de $5 \cdot 10^{-5}$.

Pour un hydrogramme réel, le terme instationnaire est donc ici environ cent fois plus faible que le terme lié à la pente du lit. Un facteur d'accélération acceptable sera donc de l'ordre de dix.

Le facteur d'accélération utilisé est de 20. La validité de cette méthode sur ce cas est vérifiée en calculant le BSS pour l'évolution simulée pendant la chasse avec le facteur d'accélération de 20 en prenant comme bathymétrie de référence l'évolution calculée sans facteur d'accélération. Les paramètres des calculs correspondent aux paramètres de référence décrits plus loin. La grille sur laquelle les valeurs sont interpolées pour le calcul du BSS est une grille régulière avec un pas d'un mètre. Le BSS obtenu est de 0.926, ce qui est correct mais bien moins satisfaisant que dans le cas de la Loire.

Notons que la condition à la limite à l'aval utilisée pour les calculs avec accélération de l'hydrogramme est alors différente : elle a été déterminée en appliquant le grand modèle selon la démarche présentée précédemment, mais en utilisant un hydrogramme accéléré lui aussi d'un facteur 20.

Il est apparu au cours des premiers tests qu'un chenal central se créait à partir de l'amont au cours des calculs, ce qui limitait l'étalement du banc et rendait les résultats très différents des mesures. Cette erreur provient de la déformation de la frontière amont, car la quantité de sédiments entrant dans le modèle par l'amont ne dépend que des conditions hydrauliques locales, alors que dans la réalité elle dépend aussi des apports de l'amont (cf. chapitre 4 paragraphe 2). Imposer l'évolution à zéro sur la frontière amont n'est pas suffisant pour corriger complètement ce problème. La solution a consisté à forcer l'évolution à zéro (sans modifier le transport solide) dans toute une zone amont (cf. figure 37A) de manière à préserver le petit chenal en rive gauche, et à empêcher l'érosion au milieu du chenal et en rive droite. Comme l'évolution dans cette zone ne tient plus compte des flux de débit solide (qui ne sont pas modifiés), la conservation de la quantité de sédiments au cours du calcul n'est plus assurée. Autrement dit, cette manipulation revient à rajouter, ou enlever selon les cas, du sédiment dans le domaine. Il s'agit donc d'une manière détournée d'imposer un débit solide à l'amont du domaine, de manière à ce qu'il n'y ait pas d'évolution dans la zone. Remarquons aussi que cette manipulation ne concerne que la quantité de sédiments : la composition des sédiments en place ne change pas (nous ne pouvons faire autrement en l'absence d'informations sur la granulométrie des sédiments entrant), ce qui limite la validité de cette méthode. Cette méthode est possible dans ce cas car l'analyse des bathymétries mesurées avant et après la chasse (figure 32A) indique que dans cette zone les évolutions sont effectivement minimales.

Les paramètres hydrauliques des calculs hydrosédimentaires sont bien entendu les mêmes que pour les calculs hydrauliques présentés plus haut. La seule différence concerne la longueur de rugosité : alors qu'elle était constante dans le temps dans le cas des calculs hydrauliques, elle est maintenant directement fonction de la granulométrie de surface dans le modèle par la relation 3.13, avec D le diamètre moyen de la couche active et $m=3$. Cette relation a été implémentée dans SISYPHE de manière à ce que la nouvelle valeur de la longueur de rugosité soit communiquée à TELEMAR 2D à chaque pas de temps.

Les choix de modélisation pour le transport solide sont présentés dans le paragraphe suivant.

2.4.3. FORMULATION POUR LE TRANSPORT SOLIDE

La courbe granulométrique des sédiments du sommet du banc est présentée en figure 32B. Le choix des classes utilisées pour discrétiser cette courbe dans le modèle numérique est basée sur la gradation Φ : chaque limite de classe est égale au double de la limite de la classe inférieure (les grains d'une classe sont compris dans l'intervalle $[D_i, 2 D_i]$). Le diamètre représentatif de la classe dans le modèle numérique est choisi comme le diamètre moyen géométrique : $D_m = \sqrt{2}D_i$. La classe représentant le mode de sable n'est pas construite de cette manière : cette classe a pour diamètre caractéristique le diamètre médian du mode de sable. Enfin, le diamètre représentatif de la dernière classe de gravier a été légèrement augmenté (100 mm au lieu de 90.5 mm pour le diamètre moyen géométrique) de manière à pouvoir représenter les sédiments du fond du lit. Les classes utilisées sont présentées dans le tableau 5.6. La granulométrie initiale du mélange de surface est présentée en figure 38A. Elle a été obtenue en considérant que pour une cote de 453.8 m NGF et en dessous, seule la classe de galets est présente, et que pour une cote de 454.5 m NGF et au dessus, la composition correspond à celle de la courbe granulométrique mesurée (figure 32B). Entre les deux, la proportion de chaque classe dans le mélange est interpolée linéairement.

nom de la classe	borne inférieure de la classe (mm)	borne supérieure de la classe (mm)	Diamètre représentatif utilisé dans le modèle (mm)
sable	x	x	0.2
gravier 1	2	8	5.6
gravier 2	8	16	11.3
gravier 3	16	32	22.6
gravier 4	32	64	45.3
galet	64	128	100

tableau 5.6 – classes sédimentaires pour la modélisation

Le mode de sable n'est représenté que par une seule classe, contre cinq pour le mode de gravier. Cela se justifie par le fait que le mode de sable est moins étendu que le mode de gravier (voir figure 32C). Par ailleurs, l'analyse bibliographique effectuée au chapitre 3 indique que pour les mélanges bimodaux sable-gravier, les différences de mobilité au sein d'un mode sont bien plus marquées pour le gravier que pour le sable.

La contrainte de peau utilisée dans la formule de transport est ici égale à la contrainte hydraulique totale car on se trouve dans le cas de transport sur fond plat. Elle est calculée par les équations (3.10) et (3.13) avec $m=3$.

En ce qui concerne la modélisation du transport solide proprement dit, les formules qui seront testées sont la formule simple et classique inspirée de Meyer-Peter et Müller (cf chapitre 3, paragraphe 3.3.3), dite formule « type MPM » par la suite, qui a été utilisée avec succès sur le site de la Loire, et la formule de Wilcock et Crowe, qui a été développée pour (et calée sur) le transport de mélanges sable-gravier à faible nombre de Shields. Les paramètres de la formule type MPM que nous ferons varier sont le coefficient multiplicateur K et le paramètre de Shields critique τ_c^* . Pour la formule de Wilcock et Crowe seule la variation du paramètre de Shields critique sera testée.

Ces deux formulations s'appuient sur la notion de contrainte seuil, et les mêmes formulations pour représenter les effets de la composition du mélange sédimentaire sur le transport (par la variation de la contrainte seuil) peuvent être utilisées. Nous testerons la formule empirique simple ainsi que la nouvelle formulation pour les mélanges bimodaux sable-gravier (cf chapitre 3 paragraphe 4.3.3).

En ce qui concerne les effets de la pente, nous utiliserons comme pour le cas de la Loire l'équation (3.31) pour l'effet de la pente sur la contrainte seuil et l'équation (3.32) pour son effet sur la direction du transport solide.

Les différents paramètres de la formulation pour le transport solide sont récapitulés dans le tableau 5.7.

Nom	Description	domaine d'application	Equation (numéro)	Remarque	Paramètres de référence
K	coefficient multiplicateur du transport solide	transport solide	3.28	n'intervient que si loi type MPM choisie	8
τ_c^*	paramètre de Shields critique	transport solide	3.28		0.04
a	exposant caractérisant le tri granulométrique	granulométrie étendue	3.39	n'intervient que si loi empirique choisie	0.8
φ	angle de frottement du sédiment	effet de pente	3.31		20°
β	coefficient caractérisant l'influence de la pente sur la déviation du transport solide	effet de pente	3.32		5

tableau 5.7 : paramètres de la formulation pour le transport solide – cas de l'Arc

2.4.4. RESULTATS DE REFERENCE

Les résultats présentés en figure 37B et 37C sont les meilleurs résultats obtenus à la suite d'un processus de calage des paramètres par essai et erreur basé sur une évaluation qualitative des résultats à partir de la comparaison des évolutions en plan. Nous n'avons pas de garantie que ces résultats sont les meilleurs possibles, mais les paramètres de la formulation sont en trop grand nombre pour que des tests puissent être effectués de manière systématique.

La formulation utilisée pour ce calcul s'appuie sur la loi de transport « type MPM » et la loi empirique pour le tri granulométrique. Les paramètres utilisés sont présentés en dernière colonne du tableau 5.7.

Même si l'évolution générale est assez réaliste, les résultats ne sont pas totalement satisfaisants. En particulier, l'érosion du chenal en rive gauche n'est pas aussi prononcée que dans les mesures (alors que l'érosion du banc est, elle, légèrement trop forte). Cela est probablement causé par l'incertitude sur la composition granulométrique des sédiments du fond : d'une part il est possible que par endroit leur diamètre moyen soit inférieur à 100 mm (c'est ce que tendent à indiquer les observations, cf. figure 32A), d'autre part les sédiments du chenal seraient sans doute plus correctement représentés par un mélange sédimentaire que par une seule classe comme c'est le cas dans le modèle. Ces hypothèses n'ont pas été testées en raison de l'absence de données précises. Enfin, l'incertitude sur l'alimentation sédimentaire par l'amont (sur la quantité mais aussi sur la composition granulométrique) est aussi une source potentielle d'erreur.

Les résultats concernant la granulométrie finale de la couche de surface (figure 38B) peuvent aussi être comparés aux estimations visuelles (figure 32A). Les résultats sont dans l'ensemble cohérents. L'avancée du banc s'accompagne bien dans les calculs d'une avancée des sédiments fins, mais cette avancée est plus faible qu'attendu. Il existe en fait un mécanisme de tri à la décrue qui redistribue les sédiments fins, comme le montre la figure 38C, qui correspond à la fin du plateau de la crue (16h30 et 132m³/s en entrée, cf. figure 33A). Avec les données disponibles, il n'est pas possible de dire si ces processus de tri sont bien modélisés ou pas. Cette analyse confirme aussi que l'erreur sur la composition de l'alimentation sédimentaire par l'amont est sans doute une source d'erreur importante sur l'évolution bathymétrique du chenal plus à l'aval : en effet, une « langue » de sédiments fins provenant de l'amont et se propageant vers l'aval en rive gauche du chenal est bien visible sur la figure 38C, et explique peut-être l'érosion insuffisante du chenal à cet endroit.

2.4.5. ROLE DES DIFFERENTS PROCESSUS

Le rôle des différents paramètres de la loi de transport est évalué en effectuant des variantes du calcul de référence présenté au paragraphe suivant en modifiant à chaque fois le paramètre (ou la loi) dont on souhaite évaluer l'influence. Tous les autres paramètres sont gardés identiques, leur valeur est donc celle présentée en dernière colonne du tableau 5.7.

Dans un premier temps, certains paramètres de la loi de transport sont modifiés, puis ce sont les paramètres pour la granulométrie étendue qui sont modifiés, et enfin ceux de l'effet de pente.

loi de transport

Le premier test consiste à utiliser une autre loi de transport, la formule de Wilcock-Crowe (équation (3.59)), qui est a priori mieux adaptée que la formule type MPM car calée sur une expérience à faible transport sur un mélange sable-gravier. La figure 39 montre que les évolutions simulées avec cette loi sont nettement insuffisantes. Les tests effectués en abaissant la valeur du paramètre de Shields critique n'ont pas permis d'obtenir une évolution suffisante pour des valeurs réalistes de ce paramètre.

En ce qui concerne l'influence du facteur K , la figure 40 montre les résultats pour $K=4$ (-50% par rapport à la valeur de référence) et $K=12$ (+50%). Comme attendu, l'évolution est insuffisante dans le premier cas et trop forte (tout au moins, le banc est trop érodé) dans le deuxième cas.

Enfin, le rôle du paramètre de Shields critique (contrainte seuil adimensionnelle) est évalué. Des calculs (résultats en figure 41) ont été effectués avec un paramètre de Shields critique τ_c^* de 0.02 (-50% par rapport à la valeur de référence) et un paramètre de Shields critique de 0.06 (+50%). Les différences entre les résultats sont très importantes, bien plus qu'en faisant varier le facteur K comme dans le cas précédent. L'évolution est bien plus importante dans le premier cas que dans le deuxième cas. Dans le deuxième, l'évolution est même quasiment nulle. Cette grande sensibilité à la valeur du paramètre de Shields critique est causée par le fait que le transport a lieu à des paramètres de Shields très faibles.

granulométrie étendue

Le premier test qui a été réalisé a consisté à effectuer le calcul en granulométrie uniforme, c'est-à-dire avec une seule taille de grain (5 mm) dans tout le domaine. La longueur de rugosité est ici calculée de la même manière que pour le calage de l'hydraulique (paragraphe 1.3.3), c'est-à-dire qu'elle varie avec la cote du lit. Les résultats (figure 42) indiquent nettement que la dynamique de l'évolution du banc n'est pas reproduite correctement si l'étendue granulométrique n'est pas prise en compte pour le transport sédimentaire : le banc ne « s'étale » pas du tout, au contraire de ce qui est attendu.

Un autre modèle simplifié pour la granulométrie a été testé. Ce modèle consiste à imposer la bonne composition sédimentaire initiale, mais à interdire toute évolution temporelle de cette composition. Cela peut se faire simplement en imposant une épaisseur de couche active très grande : de cette manière la composition du mélange sédimentaire sera approximativement invariable au cours du calcul (cf chapitre 4 paragraphe 2.4.4). Les résultats sont présentés en figure 43. Ils sont différents des calculs de référence, tout en restant acceptables. Le chenal est plus érodé que dans le cas du calcul de référence, ce qui est conforme aux mesures. Cela peut s'expliquer par le fait qu'en empêchant la variation de composition du mélange, la « vague » de sédiments fins originaires de l'amont en rive gauche ne peut pas se propager vers l'aval, puisque le dépôt de sédiments fins est immédiatement incorporé au sédiment en place. Ce calcul apporte donc une confirmation indirecte à la dernière hypothèse envisagée pour expliquer les différences entre les résultats des simulations de référence et les mesures (cf. paragraphe 2.4.4). Précisons que dans le cas de grands modèles et de périodes simulées plus longues, les variations temporelles de composition joueront sans doute un rôle important et cette simplification du modèle ne sera pas acceptable.

L'influence de l'épaisseur de la couche active est ensuite évaluée. Les figures 44 et 45 comparent les résultats en terme de bathymétrie et de granulométrie de surface pour une couche active de 50 mm (-50% par rapport à la valeur de référence) et 150 mm (+50%). Il apparaît que la sensibilité des résultats à l'épaisseur de la couche active est ici assez faible, mais cela provient sans doute du fait que la période simulée est trop courte pour que les variations temporelles de composition jouent un rôle important.

Enfin, des tests sont effectués concernant la formulation pour la contrainte seuil de chaque classe dans un mélange sédimentaire. Nous avons d'abord cherché à appliquer la nouvelle méthode pour les mélanges sable-gravier présentée au chapitre 3 (paragraphe 4.3.3). Les évolutions obtenues (non montrées) sont similaires à ce que donne le calcul présenté plus haut avec $\tau_c^* = 0.02$ (figure 41), ce qui indique que les valeurs de contrainte seuil obtenues par cette formulation sont trop faibles. Nous n'avons pas cherché à optimiser la méthode (étant donné les incertitudes par ailleurs) et, pour évaluer l'influence des effets de mélange, nous nous contentons de faire varier l'exposant a de la formulation empirique simple 3.39.

Les comparaisons entre les résultats obtenus avec un exposant a de 0.6 et avec un exposant a de 1 sont présentées en figures 46 et 47. La bathymétrie finale obtenue avec un exposant de 1 (toutes les classes granulométriques ont la même contrainte seuil) est plus lissée (berges du banc moins pentues) qu'avec un exposant de 0.6 (les classes granulométriques ont des différences importantes de contrainte seuil). La différence est encore plus marquée quand on compare les diamètres de surface finaux (figure 47) : dans le cas $a=0.6$, le diamètre de surface est très différencié entre le chenal et le banc, tandis que dans le cas $a=1$ des zones de sédiment fin s'étendent bien au-delà du banc. L'interprétation de ces résultats est assez délicate. La raison probable est que dans le cas $a=1$, comme la composition du transport est toujours égale à la composition du mélange de surface, le pavage par élimination des fines à la décrue est impossible.

Remarquons que le diamètre moyen surfacique varie aussi quand les paramètres modifiés ne concernent pas directement la modélisation du tri granulométrique, mais ne nous y intéressons pas dans ce cas là. Nous procédons ainsi par souci de concision, mais aussi car les résultats sur le diamètre moyen sont liés plus directement au choix des paramètres du tri granulométriques et donc plus faciles à interpréter quand ce sont ces paramètres que l'on fait varier.

effets de pente

Un premier calcul est effectué sans aucun effet de pente. Les résultats, présentés sur la figure 48 montrent très clairement que la prise en compte de ces effets est indispensable pour obtenir des évolutions réalistes.

Puis, un calcul est effectué en tenant compte de l'effet de la pente sur la déviation mais pas sur la contrainte seuil. Les résultats (cf. figure 49) sont cette fois ci très proches de ceux des calculs de référence. Cela montre que la prise en compte de la déviation est sans doute plus importante que celle de l'angle de frottement du sédiment. Avec ces calculs, la pente finale des berges du banc est nettement plus forte que dans les calculs de référence (et que dans les mesures), ce qui confirme que la prise en compte de l'angle de frottement du sédiment sur la contrainte seuil encourage l'« adoucissement » des pentes dans le modèle.

Le rôle de l'effet de la pente sur la contrainte seuil est ensuite analysé plus en détail en faisant varier l'angle de frottement. La figure 50 présente les résultats avec un angle de 10° (-50% par rapport à la valeur de référence) et un angle de 30° (+50%). Ils sont bien conformes aux attentes : un angle de frottement plus faible a plus tendance à adoucir la bathymétrie du modèle. Signalons que le calcul avec un angle de 30° semble meilleur que notre calcul de référence (que nous n'avons d'ailleurs pas présenté comme le meilleur possible), ce qui est assez logique car 30° est une valeur plus physique que 20° pour l'angle de frottement.

Signalons aussi que si un angle de frottement très faible comme pour le cas de la Loire (2°) est utilisé, les résultats obtenus sont très mauvais.

Un calcul est ensuite effectué en conservant le paramètre de référence pour l'effet de la pente sur la contrainte seuil, mais en ne tenant pas compte de la déviation. Les résultats (figure 51) sont très mauvais : des pentes très fortes et des évolutions irréalistes se sont développées. Cela met en évidence une propriété très importante : dans le cas de pentes transversales à l'écoulement, l'effet de la pente sur la contrainte seuil n'a un effet stabilisateur que s'il est associé à une déviation du transport solide par la pente. En effet, la baisse de la contrainte seuil en présence de pente favorise le transport, mais cela n'adoucit la pente que si le transport est dévié dans la direction de la pente descendante.

Enfin, la sensibilité au facteur β déterminant l'intensité de la déviation (plus β est faible, plus la déviation est forte) est évaluée en effectuant des calculs avec $\beta=2.5$ et $\beta=7.5$. Les résultats (figure 52) vont bien dans le sens attendu : les pentes finales sont plus douces quand l'effet de la déviation est plus fort (β plus faible). La sensibilité à ce paramètre n'est pas énorme.

2.5. BILAN DE L'ETUDE DU CAS SUR L'ARC

Un premier enseignement très important de ces calculs concerne le calage du frottement. Dans le cas de rivière de gravier, nous avons confirmé ici que le calage de l'hydraulique pouvait se faire en considérant uniquement le frottement dû aux grains en utilisant l'équation (3.13).

On ne peut pas tirer à partir des calculs hydrosédimentaires effectués sur ce cas des enseignements de nature véritablement quantitative car trop d'hypothèses incertaines ont dû être utilisées pour construire le modèle. Ce modèle a donc plutôt été utilisé comme un outil qui nous a permis de dégager des tendances sur le rôle des différents processus.

Il semble que, là aussi, la formule simple « type MPM » donne des résultats satisfaisants. Ce résultat est plutôt inattendu car le transport a lieu dans ce cas pour des paramètres de Shields très proches du paramètre de Shields critique, et nous ne nous attendions pas à ce que cette formule soit performante dans ce domaine de transport.

Nous avons pu mettre en évidence, que, dans le cas des rivières de gravier, les processus de transport par granulométrie étendue doivent nécessairement être pris en compte. La principale difficulté dans l'application de ce type d'outils numériques aux rivières de graviers sera donc liée à la connaissance détaillée de la granulométrie du site.

CONCLUSION

1. RECAPITULATIF DES TRAVAUX DE LA THESE

Rappelons tout d'abord le travail qui été produit au cours de la thèse.

Une analyse bibliographique a été effectuée de manière à :

- comprendre les mécanismes d'évolution des systèmes fluviaux, ce qui permet de préciser ce que l'outil numérique sera capable de représenter (chapitre 2) ;
- dégager les formulations physiques les mieux adaptées à la modélisation en rivière. Les hypothèses des équations et des formules de transport ont été examinées. Une nouvelle formulation pour le cas des mélanges sable-gravier a été proposée (chapitre 3).

Des outils méthodologiques pour l'utilisation de l'outil numérique ont été étudiés au chapitre 4.

Toute cette réflexion a été appliquée sur des cas réels en rivière (chapitre 5). Les deux cas choisis sont très différents puisque l'un concerne une rivière de sable (site en Loire) et l'autre une rivière de gravier (site sur l'Arc).

La modélisation sur le site en Loire a consisté en la reproduction des évolutions mesurées du lit pendant une crue de manière à caler la formulation pour le transport solide, puis en l'application de l'outil sur une période plus longue. Les résultats obtenus sont dans les tendances globales conformes aux mesures, ce qui confirme la pertinence de l'outil numérique, des formulations utilisées, et de la démarche suivie.

La modélisation effectuée sur le site de l'Arc cherchait aussi à reproduire des évolutions mesurées en crue. Le but de cette étude était de compléter l'expérience acquise sur le cas en Loire par un cas en rivière de gravier. Nous avons donc évalué quels sont les processus physiques principaux à prendre en compte dans ce cas, et étudié l'influence des différents paramètres de la formulation pour le transport solide.

2. LES ENSEIGNEMENTS

2.1. SUR LE TRANSPORT SOLIDE EN RIVIERE

Les formulations pour le transport solide utilisées dans les deux cas (en Loire et sur l'Arc) sont cohérentes entre elles, et leurs différences sont conformes à ce que l'on pouvait attendre connaissant les caractéristiques de chaque site. Ainsi, le transport solide peut être exprimé en fonction de la contrainte hydraulique totale dans le cas de transport sur lit plat. Dans le cas d'un lit recouvert de dunes, c'est la contrainte de peau - une partie de la contrainte totale - qui doit être utilisée, mais elle peut être calculée de la même manière que la contrainte totale dans le cas d'un lit plat.

La formule de transport utilisée, de « type Meyer-Peter et Müller », donne des résultats satisfaisants dans les deux cas testés. Cela ne veut pas dire qu'elle est la meilleure formule de transport, mais qu'elle est suffisamment performante dans nos cas (qui couvrent des gammes de transport pour des contraintes allant de une fois à cinq fois la contrainte seuil d'entraînement des sédiments) pour que les erreurs sur la formule deviennent négligeables devant les autres incertitudes qui concernent la représentation de la bathymétrie dans le maillage, le calcul de l'écoulement ou la granulométrie.

La prise en compte de la granulométrie étendue est apparue nécessaire dans le cas de la rivière de gravier, d'une part pour calculer correctement les caractéristiques de l'écoulement, et d'autre part pour tenir compte des différences de mobilité entre les différentes zones du lit. Les données sur ce cas n'étaient par contre pas suffisantes pour étudier en détail les modalités du tri granulométrique (formulation pour la contrainte seuil par classe et modèle de couche active), et n'ont donc pas permis de valider la nouvelle formulation pour le transport des mélanges bimodaux sable-gravier.

2.2. SUR L'OUTIL NUMERIQUE

Le travail présenté a montré que l'outil numérique était bien adapté à la modélisation de cas complexes. Même si nous avons passé rapidement sur ces aspects là, il faut reconnaître que la robustesse des schémas numériques dans TELEMAC 2D, l'utilisation de maillages non-structurés qui peuvent représenter les topographies les plus complexes, la prise en compte saine des bancs découvrants dans TELEMAC 2D, et des fonds non-érodables dans SISYPHE ont été des éléments absolument indispensables au succès des modélisations entreprises.

2.3. SUR LA METHODOLOGIE D'UTILISATION DE L'OUTIL NUMERIQUE

L'expérience acquise sur les cas-tests nous permet de suggérer des recommandations pour la modélisation du transport solide et de la morphologie fluviale.

L'emprise du modèle doit être choisie suffisamment étendue pour que les erreurs inévitables sur les conditions aux limites sédimentaires à l'amont comme à l'aval ne se propagent pas jusqu'à la zone étudiée au cours de la période simulée.

Différentes méthodes ont été utilisées avec succès pour faciliter le travail de modélisation. En particulier une méthode d'accélération de l'hydrogramme permet de rendre les calculs à long terme accessibles en terme de temps de calcul, et différentes méthodes d'évaluation des performances des modèles (par outil statistique, comparaison de cubatures aussi bien qu'analyse qualitative des évolutions) ont été utilisées.

La méthode adoptée pour le calage dans l'étude du cas en Loire consiste à s'appuyer sur des évolutions pendant une période de temps courte. Cette démarche est très avantageuse car les nombreux calculs nécessaires au calage sont de ce fait de plus courte durée.

Les enseignements principaux de la thèse concernent les données (d'entrée et de calage) nécessaires à la modélisation. Elles dépendent des processus de transport dans la rivière étudiée.

Dans le cas de rivières de sable des formes de fond sont certainement présentes. Le coefficient de frottement peut alors varier fortement selon les conditions hydrauliques en raison de l'évolution des dunes. L'accent devra donc être mis sur le calage de l'hydraulique à différents régimes (de l'étiage à la crue).

Dans le cas de rivières de gravier, les processus de tri granulométrique joueront certainement un rôle important. La connaissance de la granulométrie sera le facteur limitant pour la modélisation dans ce cas. En effet, les mesures granulométriques disponibles sont très rarement suffisantes pour alimenter correctement le modèle numérique. Cette insuffisance des mesures est aussi gênante pour la validation du modèle. Un modèle doit être calé et validé sur des évolutions passées. Or les données sur l'évolution de la granulométrie sont généralement absentes. Il est donc difficile de vérifier que les processus granulométriques simulés sont les bons. Le risque ici est que, vu le grand nombre de paramètres, il soit possible d'obtenir un calage correct sur les évolutions en utilisant un jeu de paramètres pour le transport solide en granulométrie étendue qui ne corresponde pas à la réalité. L'application de ces paramètres sur un cas différent du celui utilisé pour les caler donnera alors des résultats complètement faux.

Dans tous les cas il est de toute façon nécessaire de disposer de données d'évolutions bathymétriques pour le calage et la validation des formulations utilisées et de leurs paramètres, même si l'on peut espérer dans le futur, avec l'expérience de travaux similaires à celui-ci, développer plus de confiance dans la formulation pour le transport solide.

3. PERSPECTIVES

Le travail présenté ici est bien sûr incomplet. De nombreux calculs, tests et réflexions qui auraient eu leur place dans cette thèse n'ont pas été effectués, par manque de temps ou bien manque d'organisation. Il sont mentionnés ici comme piste d'étude pour des successeurs éventuels.

Ainsi, il aurait été souhaitable de vérifier que la prise en compte du transport en suspension ne change que peu les résultats. Cela aurait pu être fait très facilement car tout ce qui est nécessaire est déjà programmé dans le code de calcul SISYPHE.

La dépendance des paramètres à la résolution du maillage aurait pu être étudiée de manière systématique en procédant à des tests sur des maillages raffinés (éventuellement localement) ou bien dégradés. Utiliser des maillages localement très raffinés (ou bien un modèle très fin imbriqué) aurait pu aussi nous donner des informations plus significatives sur les paramètres de la formulation pour le transport solide.

Enfin, l'étude des aspects numériques, qui a été complètement occultée au cours de ce travail, mériterait d'être entreprise, en particulier en lien avec la validité de la méthode d'accélération de l'hydrogramme.

Les pistes pour la recherche à plus long terme en vue d'améliorer les possibilités des outils numériques en morphologie fluviale découlent tout naturellement des enseignements présentés plus haut. Comme l'introduction de cette thèse le laissait déjà présager, le problème des données et donc de la mesure est ici primordial.

Une meilleure connaissance des mécanismes de développement et d'évolution des dunes permettrait d'améliorer le calage des calculs hydrodynamiques et d'affiner le calcul de la contrainte de peau.

L'utilisation de techniques de mesures des champs de vitesse, soit par suivi de particule (LS-PIV), soit par des sondes utilisant l'effet doppler (ADCP) doit être développée pour valider le calcul de la répartition transversale de l'écoulement. Les mesures ADCP permettraient de plus d'étudier les courants tridimensionnels à grande échelle.

La mesure directe de transport solide, par divers pièges, se heurte à de grandes difficultés. La mesure indirecte, par exemple par hydrophone, est peut-être une piste pour surmonter ces difficultés.

Enfin, l'emploi de techniques de mesures innovantes de la granulométrie (par exemple par photographie avec traitement automatisé d'image) est nécessaire pour pouvoir progresser significativement dans la validation des formulations et des outils numériques dans le cas des rivières de gravier.

BIBLIOGRAPHIE

- ASCE Task Committee (1988a). "Turbulence Modeling of Surface Water Flow and Transport: Part I." Journal of Hydraulic Engineering **114**(9): 970-991.
- ASCE Task Committee (1988b). "Turbulence Modeling of Surface Water Flow and Transport: Part II." Journal of Hydraulic Engineering **114**(9): 992-1014.
- ASCE Task Committee on Hydraulics Bank Mechanics and Modeling of River Width Adjustment (1998a). "River Width Adjustment. I: Processes and Mechanisms." Journal of Hydraulic Engineering **124**(9): 881-902.
- ASCE Task Committee on Hydraulics Bank Mechanics and Modeling of River Width Adjustment (1998b). "River Width Adjustment. II: Modeling." Journal of Hydraulic Engineering **124**(9): 903-917.
- Ashida, K. et Michiue, M. (1971). « An Investigation of River Bed Degradation downstream of a dam », Proceedings of the 14th Congress of the International Association of Hydraulic Research.
- Babonaux, Y. (1970). Le Lit De La Loire - Etude D'hydrodynamique Fluviale. Paris, Bibliothèque Nationale.
- Basile, P. A. (2001). "On the Number of Fractions to Compute Transport of Sediment Mixtures." International journal of Sediment Research **16**(3): 399-407.
- Bates, P. D. (1997). "Investigating the Behaviour of Two-Dimensional Finite Element Models of Compound Channel Flow." Earth surface processes and landforms **22**: 3-17.
- Belleudy, P. (2000). "Numerical Simulation of Sediment Mixture Deposition , Part 1: Analysis of a Flume Experiment." Journal of Hydraulic Research **38**(6): 417-425.
- Bennett, J. P. (1995). "Algorithm for Resistance to Flow and Transport in Sand-Bed Channels." Journal of Hydraulic Engineering **121**(8): 578-590.
- Bernardes, M. E. C., M. A. Davidson, R. D. Dyer et K. J. George (2006). "Towards Medium-Term (Order of Months) Morphodynamic Modelling of the Teign Estuary, UK." Ocean Dynamics **56**(3-4): 186-197.
- Beven, K. (2002). "Towards a Coherent Philosophy for Modelling the Environment." Proceedings of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences **458**(2026): 2465-2484.
- Blom, A. et G. Parker (2004). "Vertical Sorting and the Morphodynamics of Bed Form-Dominated Rivers: A Modeling Framework." Journal of Geophysical Research **109**.
- Bravard, J. P. et F. Petit (1997). Les Cours D'eau - Dynamique Du Système Fluvial, Armand Colin.
- Buffington, J. M. et D. R. Montgomery (1997). "A Systematic Analysis of Eight Decades of Incipient Motion Studies, with Special Reference to Gravel-Bedded Rivers." Water Resources Research **33**(8).
- Bunte, K. et S. R. Abt (2001). Sampling Surface and Subsurface Particle-Size Distributions in Wadable Gravel-and Cobble-Bed Streams for Analyses in Sediment Transport, Hydraulics, and Streambed Monitoring. Gen. Tech. Rep. Rmrs-Gtr-74. Fort Collins, CO, U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Rocky Mountain Research Station.
- Cao, Z. et P. A. Carling (2002). "Mathematical Modelling of Alluvial Rivers: Reality and Myth. Part 1: General Review." Water & Maritime Engineering **154**(3): 207-219.
- Cao, Z. et P. A. Carling (2002). "Mathematical Modelling of Alluvial Rivers: Reality and Myth. Part 2: Special Issues." Water & Maritime Engineering **154**(4): 297-307.
- Carling, P. A. (1999). "Subaqueous Gravel Dunes." Journal of Sedimentary Research **69**(3): 534-545.
- Carling, P. A., E. Gözl, H. G. Orr et A. Radecki-Pawlik (2000a). "The Morphodynamics of Fluvial Sand Dunes in the River Rhine, near Mainz, Germany. I. Sedimentology and Morphology." Sedimentology(47): 227-252.

- Carling, P. A., E. Gözl, H. G. Orr et A. Radecki-Pawlik (2000b). "The Morphodynamics of Fluvial Sand Dunes in the River Rhine, near Mainz, Germany. II. Hydrodynamics and Sediment Transport." Sedimentology(47): 253-278.
- Cayocca, F. (1996). Modélisation Morphodynamique D'une Embouchure Tidale : Application Aux Passes D'entrée Du Bassin D'arcachon. Bordeaux, Bordeaux 1.
- Coleman, S. E., M. H. Zhang et T. M. Clunie (2005). "Sediment-Wave Development in Subcritical Water Flow." Journal of Hydraulic Engineering **131**(2): 106-111.
- Darby, S. E. et M. J. van de Wiel (2003). Models in Fluvial Geomorphology. Tools in Fluvial Geomorphology. G. M. Kondolf et H. Piégay. Chichester, John Wiley and Sons: 503-537.
- de Linares, M. (2003). Volumes Finis Et Méthode Associée Pour Les Fonds Rigides Dans Sisyphe Version 5.3.rapport HP-75/03/021/A. Laboratoire National d'Hydraulique et Environnement. Chatou, EDF R&D.
- de Linares, M. et P. Belleudy (2007). "Critical Shear Stress of Bimodal Sediment in Sand-Gravel Rivers." Journal of Hydraulic Engineering **133**(5): 555-559.
- DeVries, P. (2002). "Bedload Layer Thickness and Disturbance Depth in Gravel Bed Streams." Journal of Hydraulic Engineering **128**(11).
- Egiazaroff, I. V. (1965). "Calculation of Nonuniform Sediment Concentrations." J. Hydraul. Div. **91**(4): 225-247.
- Einstein, H. A. (1950). "The Bed-Load Function for Sediment Transport in Open Channel Flow." Tech. Bull. No. 1026, U.S. Dept. of Agriculture, Soil Conservation Service, Washington, D.C.
- Engelund, F. et J. Fredsoe (1974). Transition from Dunes to Plane Bed in Alluvial Channels. T. U. o. D. Institut of Hydrodynamics and Hydraulic Engineering.
- Gomez, B. et M. Church (1989). "An Assessment of Bed Load Sediment Transport Formulae for Gravel Bed Rivers." Water Resour. Res. **25**(6): 1161-1186.
- Hamm, L., J. M. Tanguy et B. Zhang (1994). "Prise En Compte Des Effets Gravitaires Dans La Modélisation Du Transport Solide Par Charriage." La Houille Blanche (4).
- Henderson, F. M. (1966). Open Channel Flow. New York, MacMillan.
- Hervouet, J. M. (2001). Hydrodynamique Des Écoulements À Surface Libre, Modélisation Numérique Avec La Méthode Des Éléments Finis. rapport de HDR. Caen, Université de Caen / Basse-Normandie.
- Hervouet, J. M. et C. Villaret (2004). Integrated Approaches for Modeling Sediment Transport. River Flow, Naples, Taylor & Francis Group, London.
- Hey, R. D. (1979). "Flow Resistance in Gravel-Bed Channels." J. Hydraul. Div., Am. Soc. Civ. Eng. **105**(HY4): 365-379.
- Hirano, M. (1971). "River Bed Degradation with Armoring." Proc. Japan Society of Civil. Engineers(195): 55-65.
- Holly, F. M. et J. L. Rahuel (1990). "New Numerical/Physical Framework for Mobile-Bed Modelling. Part 1: Numerical and Physical Principles." Journal of Hydraulic Research **28**(4): 401-416.
- Holly, F. M. et J. L. Rahuel (1990). "New Numerical/Physical Framework for Mobile-Bed Modelling. Part 2: Test Applications." Journal of Hydraulic Research **28**(5): 401-416.
- Holmes, R. R. J. (2003). Vertical Velocity Distributions in Sand-Bed Alluvial Rivers, University of Illinois at Urbana-Champaign.
- Jodeau, M. et A. Paquier (2006). Analysis of Water and Sediment Flows over an Alternate Bar in a Gravel Bed River. River Flow 2006, Lisbonne, Taylor and Francis/Balkema.

- Jodeau, M., A. Paquier, A. Hauet, J. Le Coz, F. Thollet et T. Fournier (2007). Effect of a Reservoir Release on the Morphology of a Gravel Bar: Field Observations and 2dh Modeling. 5TH IAHR Symposium on River, Coastal and Estuarine Morphodynamics, Enschede.
- Julien, P. Y. et G. J. Klaassen (1995). "Sand-Dune Geometry of Large Rivers During Floods." Journal of Hydraulic Engineering **121**(9): 657-663.
- Julien, P. Y., G. J. Klaassen, W. B. M. Ten Brinke et A. W. E. Wilbers (2002). "Case Study: Bed Resistance of Rhine River During 1998 Flood." Journal of Hydraulic Engineering **128**(12): 1042-1050.
- Kirchner, J. W. (2006). "Getting the Right Answers for the Right Reasons: Linking Measurements, Analyses, and Models to Advance the Science of Hydrology." Water Resources Research **42**.
- Kleinhans, M. G. (2002). Sorting out sand and Gravel. Sediment Transport and Deposition in Sand-Gravel Bed Rivers, Utrecht University.
- Kondolf, G. M., D. R. Montgomery, H. Piégay et L. Schmitt (2003). Geomorphic Classification of Rivers and Streams. Tools in Fluvial Geomorphology. G. M. Kondolf et H. Piégay. Chichester, John Wiley and Sons: 503-537.
- Kuhnle, R. A. (1993). "Incipient Motion of Sand-Gravel Sediment Mixtures." J. Hydraul. Eng. **119**(12): 1400-1415.
- Loire Estuaire - Cellule de mesures et de bilans (2004). Suivi Des Impacts Des Seuils Du Fresne-Sur-Loire / Ingrandes. CD-ROM version 3.0
- Lorin, J. (2003). Le Fresne / Ingrandes, Données De Laboratoire - Analyse, Voies Navigables de France - Service Maritime et Navigation.
- Ma, L., P. Ashworth, J. L. Best, L. Elliott, D.B. Ingham et L. J. Whitcombe (2002). "Computational Fluid Dynamics and the Physical Modelling of an Upland Urban River." Geomorphology **44**: 375-391.
- Malcherek, A. (2000). "Application of Telemac-2d in a Narrow Estuarine Tributary." Hydrological Processes **14**(13): 2293-2300.
- Mclean, D. G., S. R. Wolfe et J. M. Nelson (1999). "Predicting Boundary Shear Stress and Sediment Transport over Bed Forms." Journal of Hydraulic Engineering **125**(7): 725-736.
- Meyer-Peter, E. et R. Müller (1948). Formulas for Bed Load Transport. second meeting, Stockholm.
- Misri, R. L., R. J. Garde et K. G. Ranga Raju (1994). "Bed Load Transport of Coarse Nonuniform Sediment." J. Hydraul. Eng. **110**(3): 312-328.
- Nelson, J. M., J. P. Bennett et S. M. Wiele (2003). Flow and Sediment-Transport Modeling. Tools in Fluvial Geomorphology. G. M. Kondolf et H. Piégay. Chichester, John Wiley and Sons: 539-576.
- Oreskes, N., K. Shrader-Frechette et K. Belitz (1994). "Verification, Validation, and Confirmation of Numerical Models in the Earth Sciences." Science(263): 641-646.
- Paintal, A. S. (1971). "Concept of Critical Shear Stress in Loose Boundary Open Channels." Journal of Hydraulic Research **9**(1): 91-109.
- Parker, G. (1990). "Surface-Based Bedload Transport Relation for Gravel Rivers." Journal of Hydraulic Research **28**(4): 417-436.
- Parker, G. (2006). 1d Sediment Transport Morphodynamics with Applications to Rivers and Turbidity Currents. http://cee.uiuc.edu/people/parkerg/morphodynamics_e-book.htm
- Parker, G. (2007). Transport of Gravel and Sediment Mixtures. draft of Chapter 3 for ASCE manual 54 "Sedimentation Engineering", http://cee.uiuc.edu/people/parkerg/manual_54.htm
- Parker, G. et P. C. Klingeman (1982). "On Why Gravel Bed Streams Are Paved." Water Resour. Res. **18**(10): 1409-1423.
- Parker, G., P. C. Klingeman et D. G. Mclean (1982). "Bedload and Size Distribution in Paved Gravel-Bed Streams." J. Hydraul. Div., Am. Soc. Civ. Eng. **108**(4): 544-571.

- Parker, G., C. Paola et S. Leclair (2000). "Probabilistic Exner Sediment Continuity Equation for Mixtures with No Active Layer." Journal of Hydraulic Engineering **126**(11): 818-826.
- Parker, G. et P. R. Wilcock (1993). "Sediment Feed and Recirculating Flumes: Fundamental Difference." Journal of Hydraulic Engineering **119**(11).
- Parsons, D. R., J. L. Best, S. N. Lane, O. Orfeo, R. J. Hardy et R. Kostaschuk (2007). "Form Roughness and the Absence of Secondary Flow in a Large Confluence-Difffluence, Rio Parana, Argentina." Earth Surface Processes and Landforms **32**(1): 155-162.
- Peters, J.-J. (2002). Appui Ponctuel À La Restauration De La Ligne D'eau En Basse-Loire Par Expertise Des Mesures Bathymétriques Réalisées Au Printemps 2001 Et Adaptation Du Protocole De Suivi À Le Fresne-Sur-Loire / Ingrandes, Equipe Pluridisciplinaire Plan Loire Grandeur Nature, 39 pages.
- Pizzuto, J. E. (2003). Numerical Modeling of Alluvial Landforms. Tools in Fluvial Geomorphology. G. M. Kondolf et H. Piégay. Chichester, John Wiley and Sons: 503-537.
- Proffitt, G. T. et A. J. Sutherland (1983). "Transport of Non-Uniform Sediments." Journal of Hydraulic Research **21**(1): 33-43.
- Programme Interrégional Loire Grandeur Nature (2003). Programme Amont. Restauration Des Milieux Naturels - Restauration De La Ligne D'Étiage En Basse Loire. présentation au comité consultatif de l'état d'avancement des études pré-opérationnelles, www.loire-estuaire.org/seuils_fresne/Export/wwwCMB/publications/LivretProgAmont.pdf
- Recking, A. (2006). Etude Expérimentale De L'influence Du Tri Granulométrique Sur Le Transport Solide Par Charriage. rapport de thèse de l'Ecole Doctorale MEGA. Lyon, INSA.
- Ribberink, J. S. (1987). Mathematical Modelling of One-Dimensional Morphological Changes in Rivers with Non-Uniform Sediment. rapport de these de Faculty of Civil Engineering, Delft University of Technology.
- Rodrigues, S. et J.-N. Gautier (2007). "Réponse Morphologique Des Chenaux Alluviaux Aux Travaux D'entretien : Le Cas Des Chenaux Secondaires Végétalisés De La Loire Moyenne." La Houille Blanche(1): 86-94.
- Rodrigues, S., G. J.-N. et J.-J. Peters (2006). Sediment Dynamics in Anabranches of the Loire River: The Study Case of Ingrandes (France). River Flow 2006, Lisbonne, Taylor and Francis/Balkema.
- Schoonen, P. E. M. (2006). Transverse Slope Effects on Widely Graded Sediment, Delft University of Technology.
- Smart, G. M. (1999). "Turbulent Velocity Profiles and Boundary Shear in Gravel Bed Rivers." Journal of Hydraulic Engineering **125**(2): 106-116.
- Smith, J. D. et D. G. McLean (1977). "Spatially Averaged Flow over a Wavy Surface." Journal of Geophysical Research **82**(12): 1735-1746.
- Smith, J. D., S. R. Wolfe et J. M. Nelson (1999). "Predicting Boundary Shear Stress and Sediment Transport over Bed Forms." Journal of Hydraulic Engineering **125**(7): 725-736.
- Soulsby, R. L. (1997). Dynamics of Marine Sands, Thomas Telford Publications.
- Sutherland, J., A. H. Peet et R. L. Soulsby (2004). "Evaluating the Performance of Morphological Models." Coastal Engineering **51**(8-9): 917-939.
- Talmon, A. M., N. Struiksmá et M. C. L. M. Van Mierlo (1995). "Laboratory Measurements of the Direction of Sediment Transport on Transverse Alluvial Bed Slopes." Journal of Hydraulic Research **33**(4): 495-517.
- Tingsanchali, T. et S. Maheswaran (1990). "Two-Dimensional Depth-Averaged Flow Computation near Groynes." Journal of Hydraulic Engineering **116**(1): 103-125.
- Toro-Escobar, C. M., G. Parker et C. Paola (1996). "Transfer Function for the Deposition of Poorly Sorted Gravel in Response to Streambed Aggradation." Journal of Hydraulic Research **34**(1).

- Ultsch, J. (2005). L'Aménagement Du Fleuve Loire - Du XII^e Siècle Au Programme De L'Epala. http://www.fleuve-loire.net/article.php3?id_article=33
- van der Scheer, P., J. S. Ribberink et A. Blom (2002). Transport Formulas for Graded Sediment. Behaviour of Transport Formulas and Verification with Data. C. E. a. M. r. r. R.-W.-E. r. n. 1568-4652). Enschede, The Netherlands, University of Twente.
- Van Rijn, L. C. (1982). "Equivalent Roughness of Alluvial Bed." Journal of Hydraulic Engineering **108**(10): 1215-1218.
- Van Rijn, L. C. (1984a). "Sediment Transport, Part 1 : Bed Load Transport." Journal of Hydraulic Engineering **110**(10): 1431-1455.
- Van Rijn, L. C. (1984b). "Sediment Transport, Part 2 : Suspended Load Transport." Journal of Hydraulic Engineering **110**(11).
- Van Rijn, L. C. (1984c). "Sediment Transport, Part 3 : Bed Forms and Alluvial Roughness." Journal of Hydraulic Engineering **110**(12): 1733-1754.
- Van Rijn, L. C. (1993). Principles of Sediment Transport in Rivers, Estuaries and Coastal Areas. Amsterdam, The Netherlands, Aqua Publications.
- Villaret, C. (2005). Sisyphé Release 5.5 - User Manual. rapport HP-76/05/009/A. Laboratoire National d'Hydraulique et Environnement. Chatou, EDF R&D.
- Wathen, S. J., R. I. Ferguson, T. B. Hoey et A. Werritty (1995). "Unequal Mobility of Sand and Gravel in Weakly Bimodal River Sediments." Water Resour. Res. **31**(8): 2087-2096.
- Whiting, P. J. et W. E. Dietrich (1990). "Boundary Shear Stress and Roughness over Mobile Alluvial Beds." J. Hydraul. Eng. **116**(12): 1495-1511.
- Whiting, P. J., W. E. Dietrich, L. B. Leopold, T. G. Drake et R. L. Shreve (1988). "Bedload Sheets in Heterogeneous Sediment." Geomorphology **16**(2): 105-108.
- Wiberg, P. L. et J. D. Smith (1989). "Model for Calculating Bed Load Transport of Sediment." Journal of Hydraulic Engineering **115**(1): 101-123.
- Wilbers, A. W. E. et W. B. M. Ten Brinke (2003). "The Response of Subaqueous Dunes to Floods in Sand and Gravel Bed Reaches of the Dutch Rhine." Sedimentology(50): 1013-1034.
- Wilcock, P. R. (1988). "Methods for Estimating the Critical Shear Stress of Individual Fractions for Mixed-Size Sediment." Water Resources Research **24**(7): 1127-1135.
- Wilcock, P. R. (1993). "Critical Shear Stress of Natural Sediments." J. Hydraul. Eng. **119**(4): 491-505.
- Wilcock, P. R. et J. C. Crowe (2003). "Surface-Based Transport Model for Mixed-Size Sediment." J. Hydraul. Eng. **129**(2): 120-128.
- Wilcock, P. R. et S. T. Kenworthy (2002). "A Two-Fraction Model for the Transport of Sand/Gravel Mixtures." Water Resour. Res. **38**(10): 1194-1205.
- Wilcock, P. R., S. T. Kenworthy et J. C. Crowe (2001). "Experimental Study of the Transport of Mixed Sand and Gravel." Water Resour. Res. **37**(12): 3349-3358.
- Wilcock, P. R. et B. W. McArdell (1993). "Surface-Based Fractional Transport Rates : Mobilization Thresholds and Partial Transport of a Sand-Gravel Sediment." Water Resour. Res. **29**(4): 1297-1312.
- Wilcock, P. R. et J. B. Southard (1988). "Experimental Study of Incipient Motion in Mixed-Size Sediment." Water Resour. Res. **24**(7): 1137-1151.
- Wilson, K. C. (1987). "Analysis of Bed-Load Motion at High Shear Stress." Journal of Hydraulic Engineering **113**(1): 97-103.
- Wilson, K. C. (1989). "Mobile-Bed Friction at High Shear Stress." Journal of Hydraulic Engineering **115**(6): 825-830.

Wong, M. et G. Parker (2006). "Reanalysis and Correction of Bed-Load Relation of Meyer-Peter and Müller Using Their Own Database." Journal of Hydraulic Research **132**(11): 1159-1168.

Yalin, M. S. (1977). Mechanics of Sediment Transport, Pergamon press.

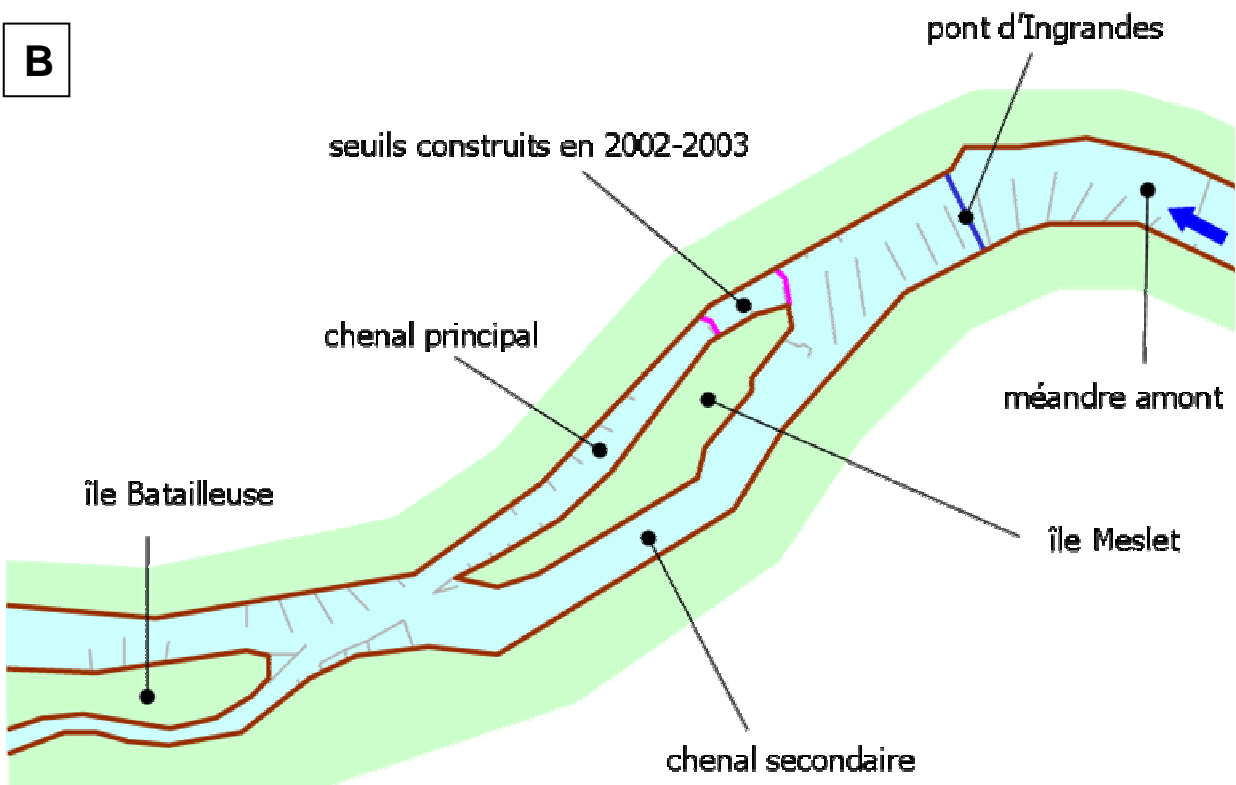
Yalin, M. S. (1992). River Mechanics, Pergamon press.

A

500 m



B



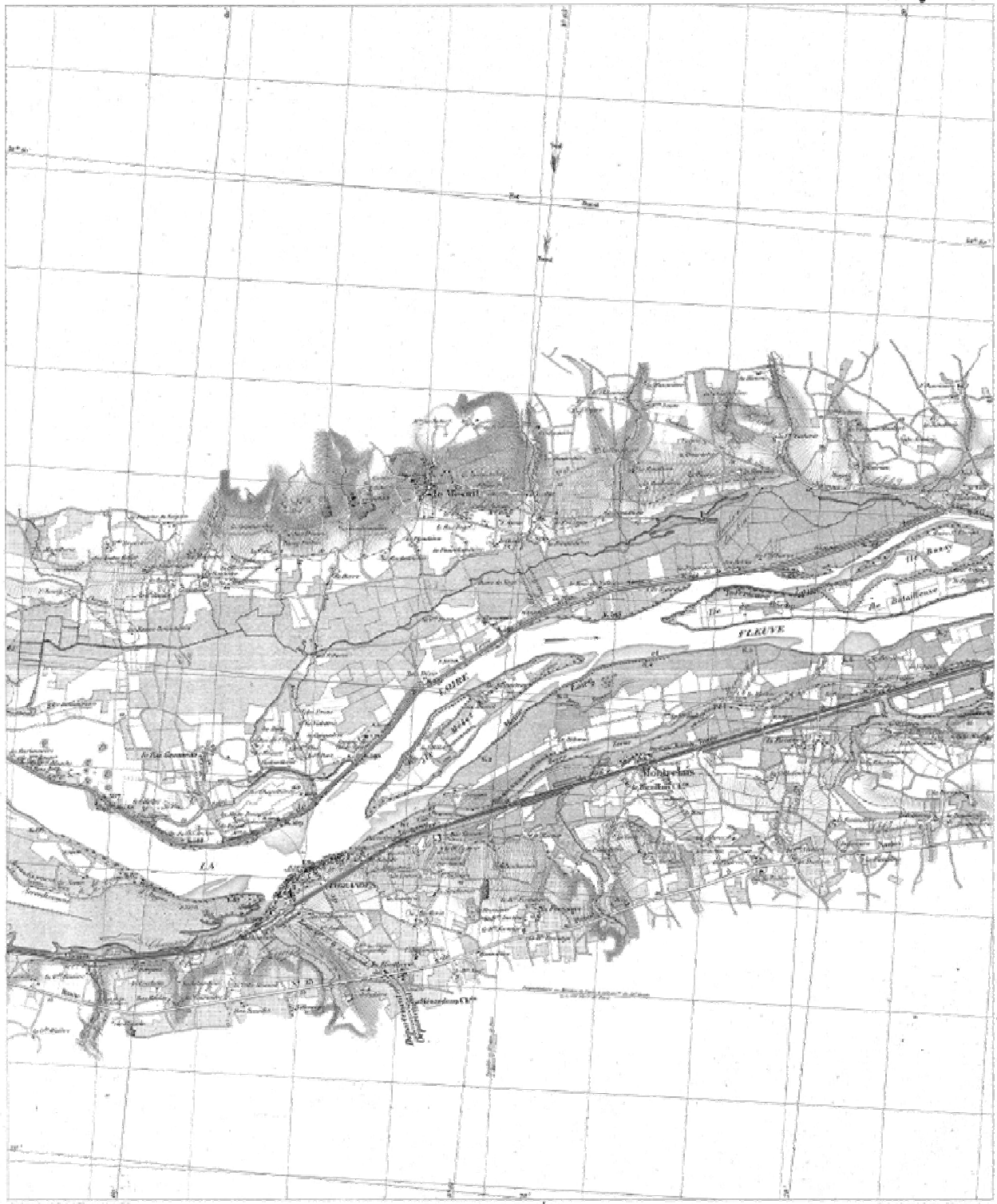
- berges
- épis transversaux, structures en enrochements
- seuils
- pont

Figure 1

Fresne-Ingrandes

A - photo aérienne

B- plan de situation



Echelle Métrique (noires)
0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000
Mètres

Figure 2

Fresne-Ingrandes
carte de 1851
origine : site internet du SIEL
http://www2.centre.ecologie.gouv.fr/SIEL/page_SIEL.htm



Figure 3

Fresne-Ingrandes
seuil amont, vu de la rive droite

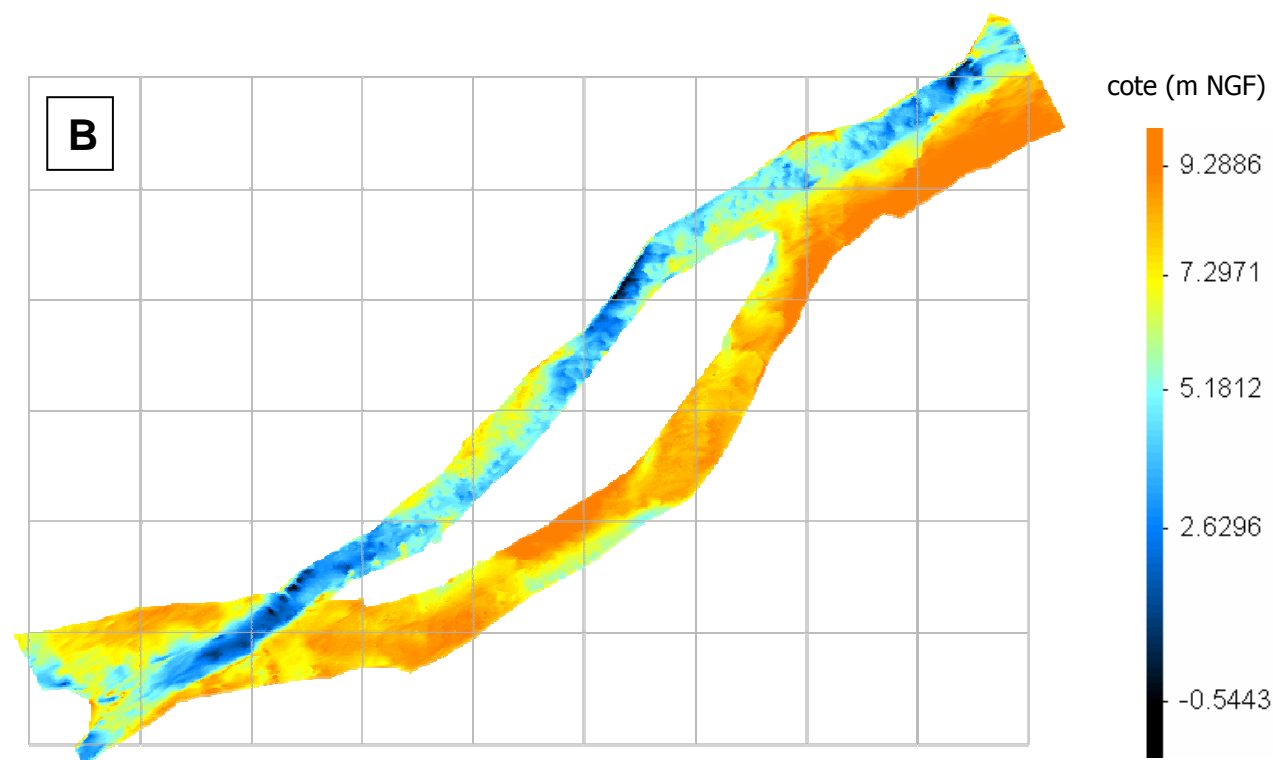
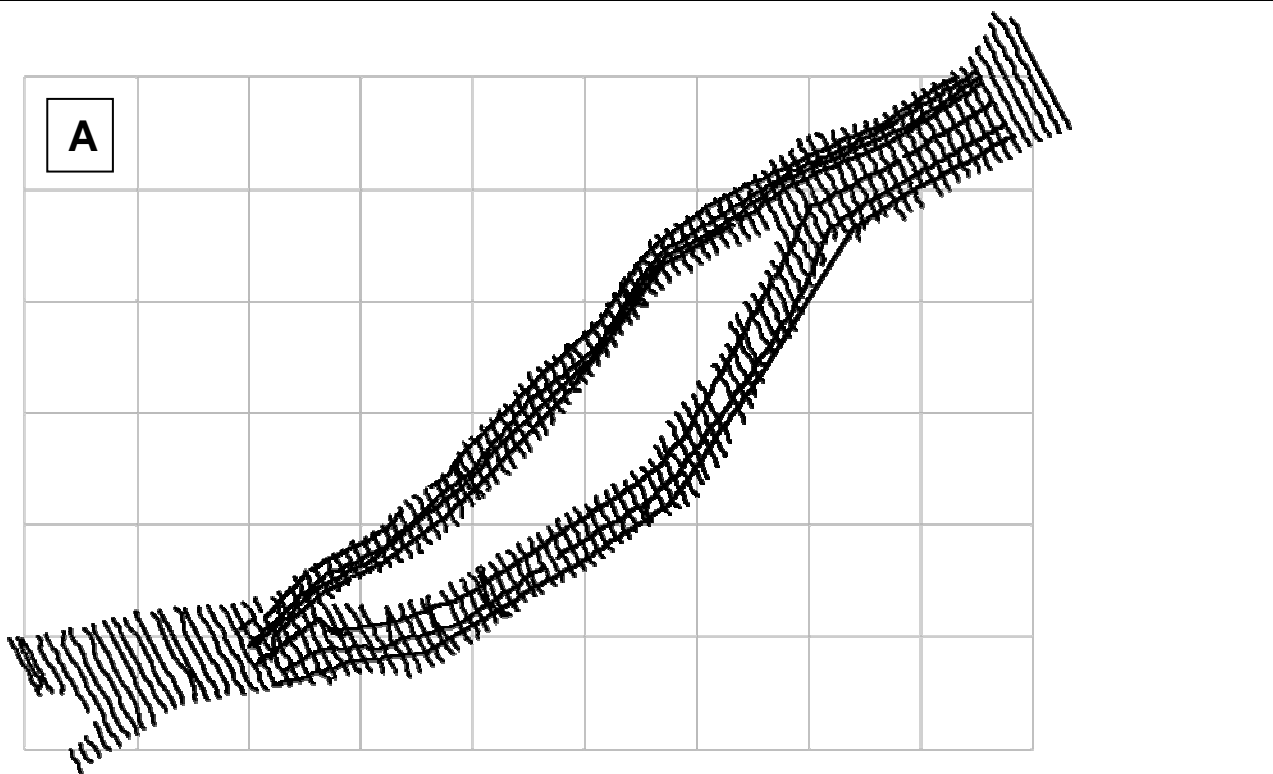
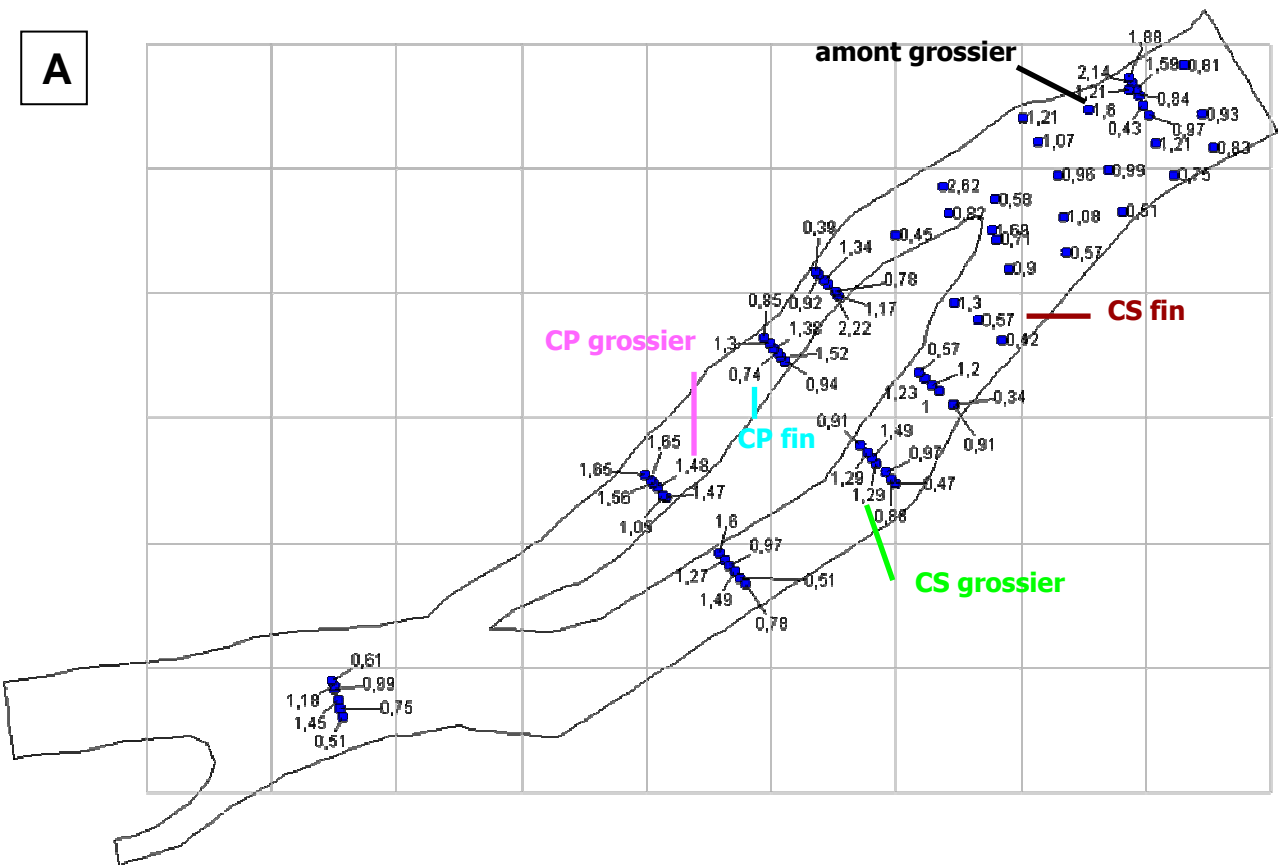


Figure 4

Fresne-Ingrandes
 exemples de levés bathymétriques : 11 avril 2001
 A – points de mesure, B – cote du fond
 (pas de la grille : 500 m)

A



B

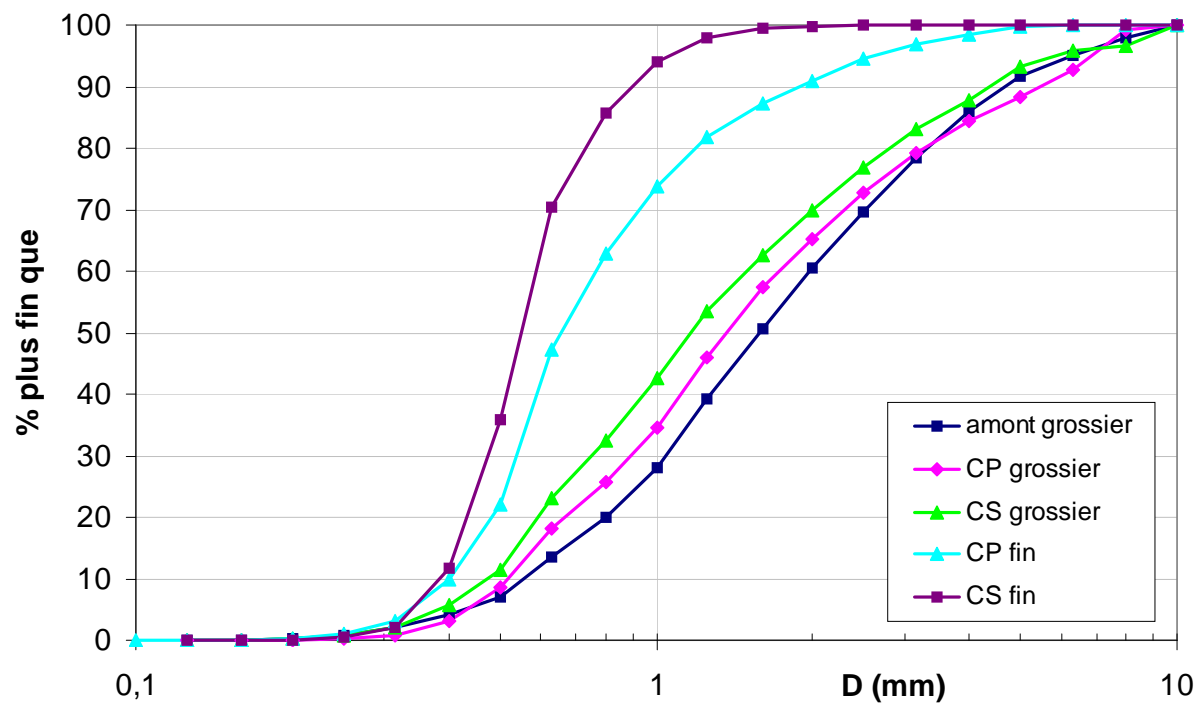


Figure 5

Fresne-Ingrandes
 A – localisation des prélèvements et diamètre moyen
 B – exemples de courbes granulométriques

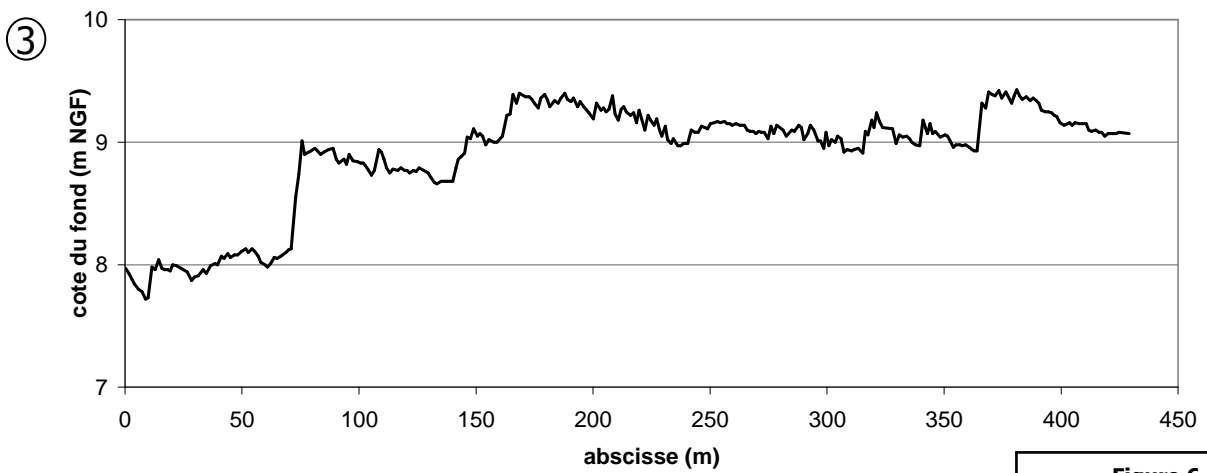
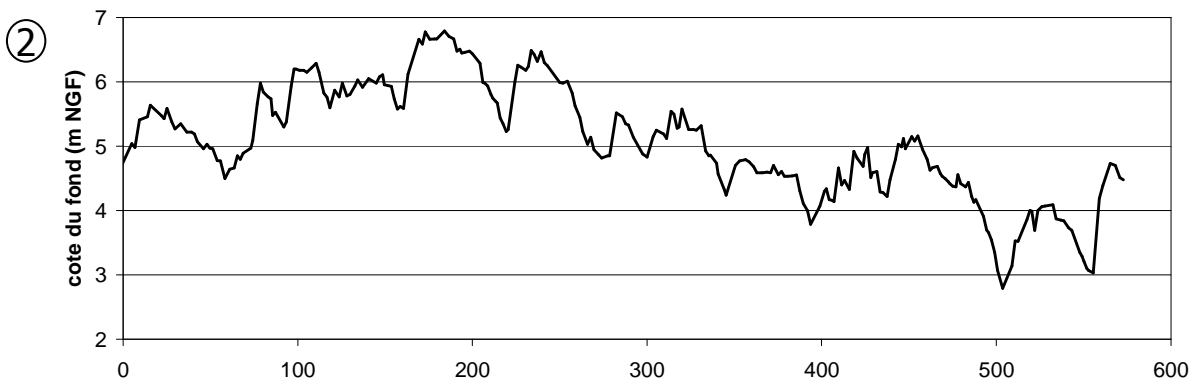
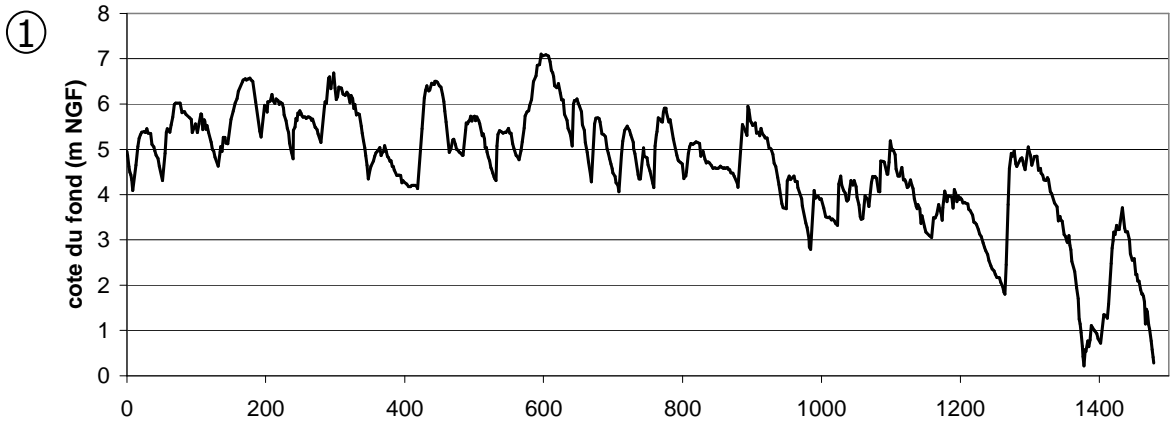
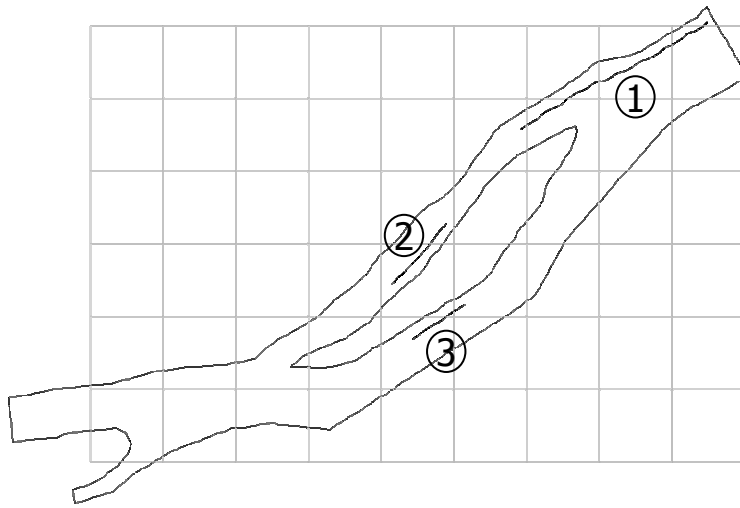


Figure 6

Fresne-Ingrandes
 profils longitudinaux du fond (23 mai 2001)
 Les origines des abscisses sont les extrémités aval des profils

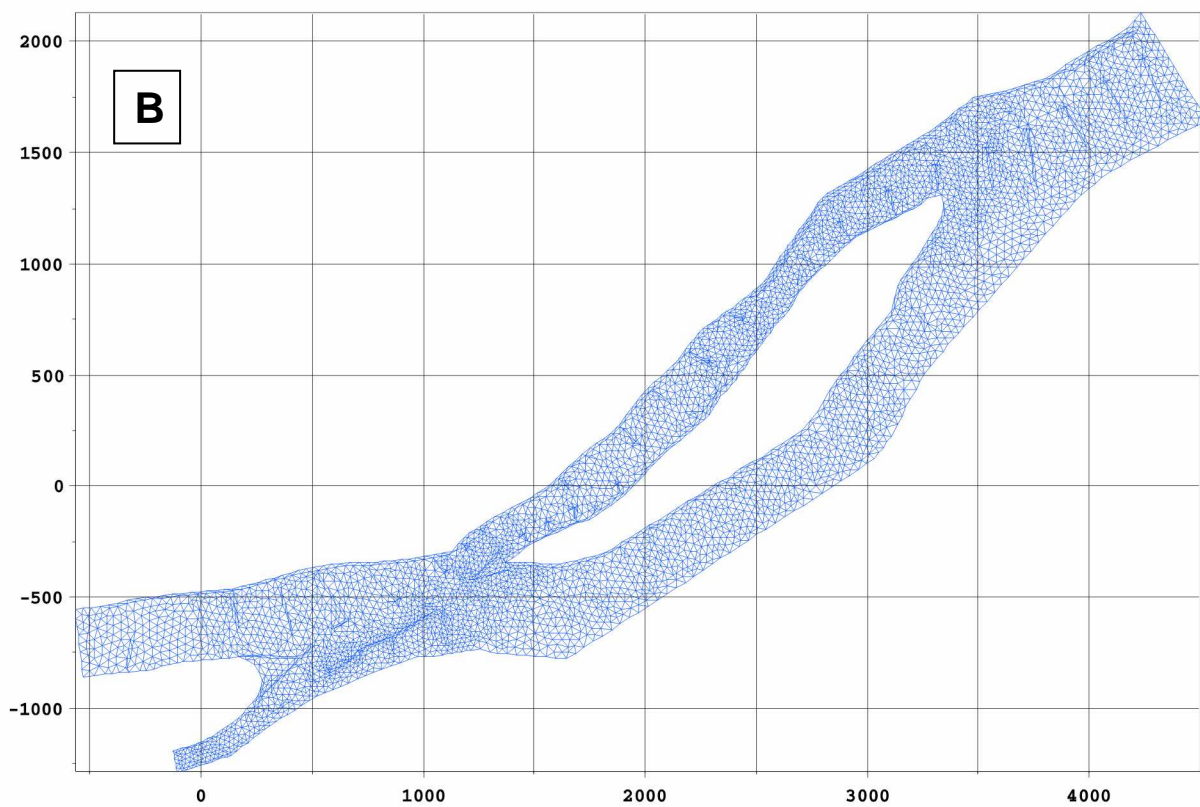
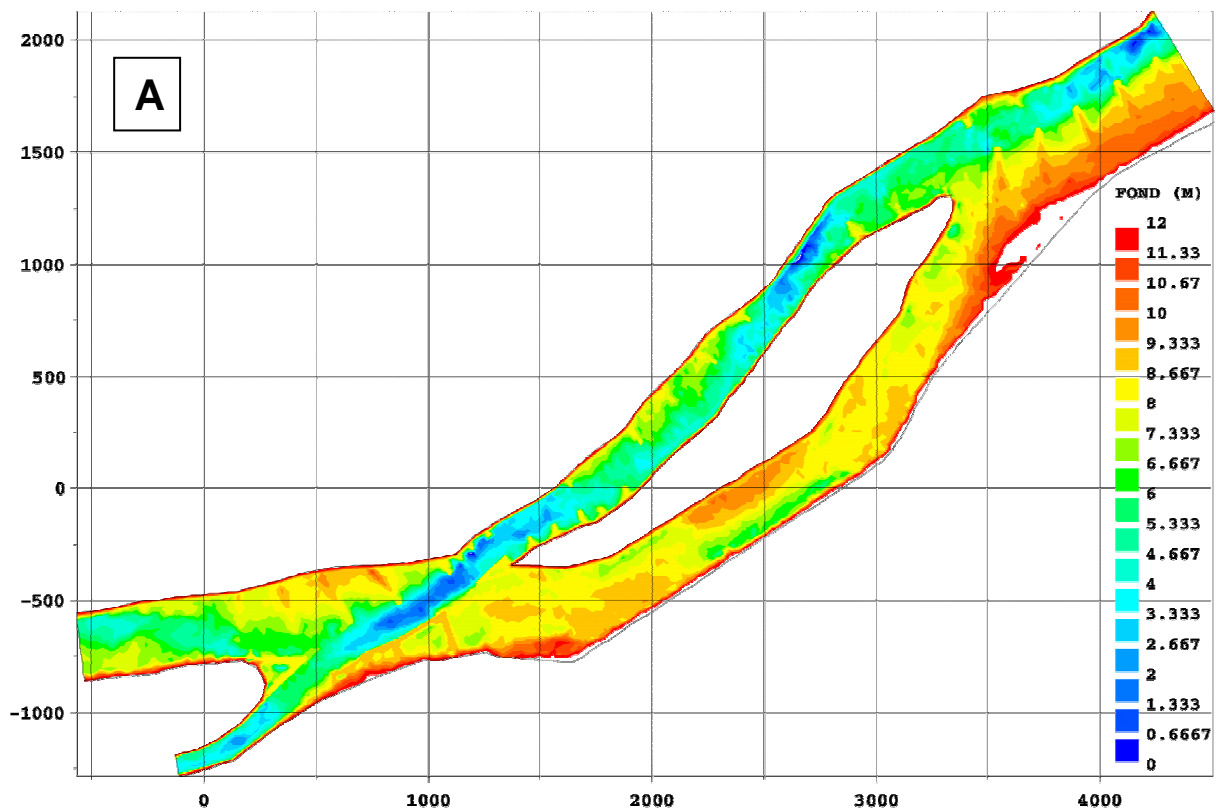


Figure 7

Fresne-Ingrandes
 Modèle numérique de terrain 1
 A – cote du fond ; B - maillage

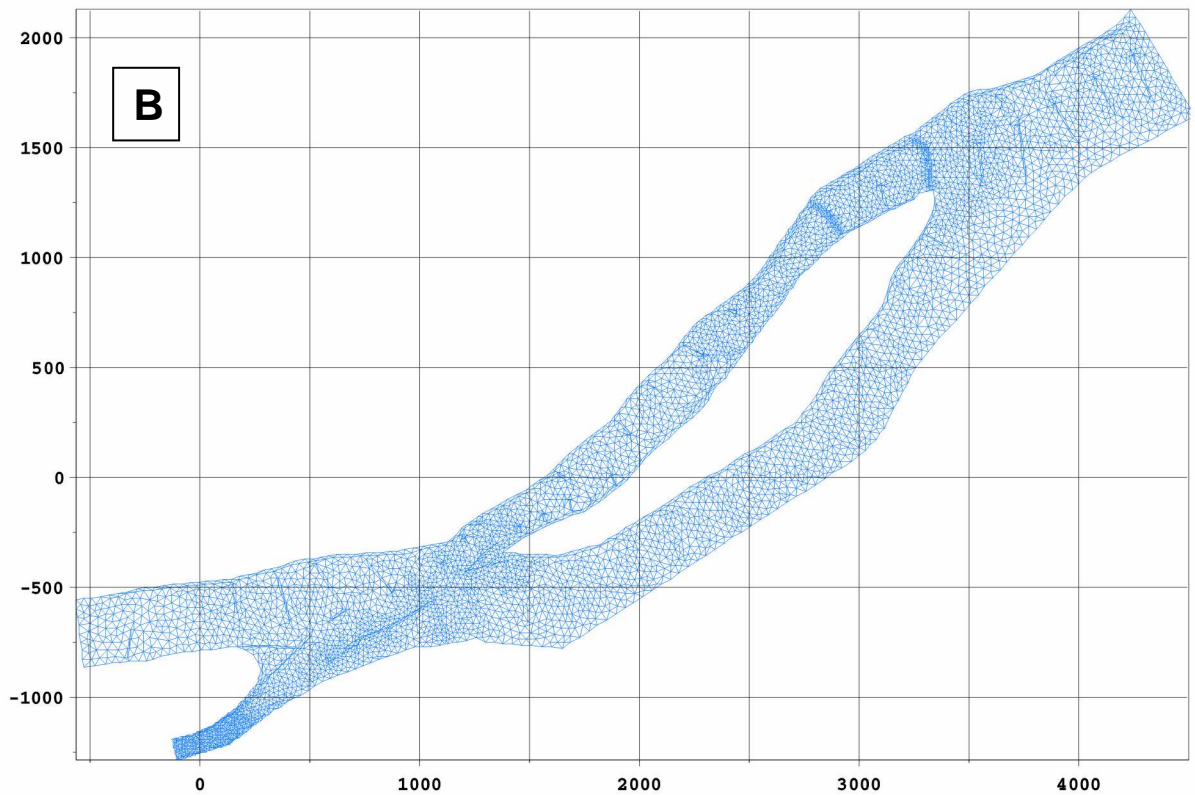
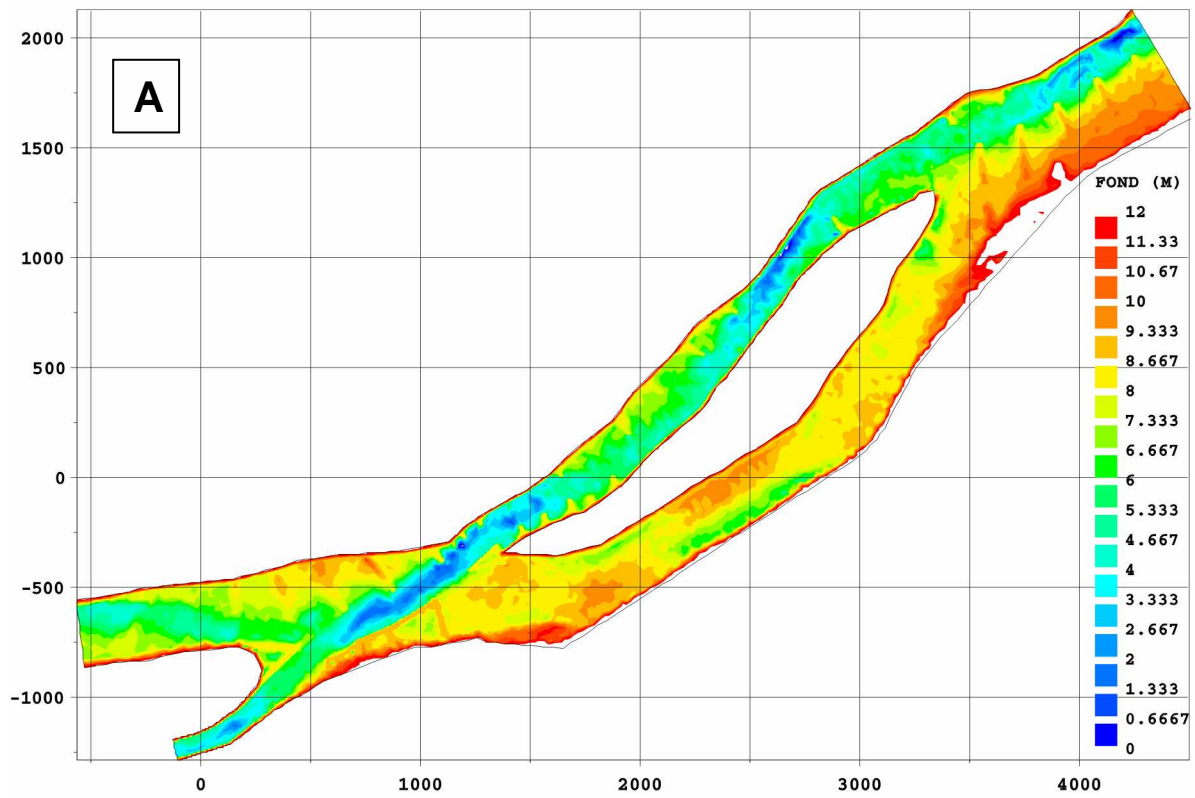


Figure 8

Fresne-Ingrandes
Modèle numérique de terrain 2
A – cote du fond ; B - maillage

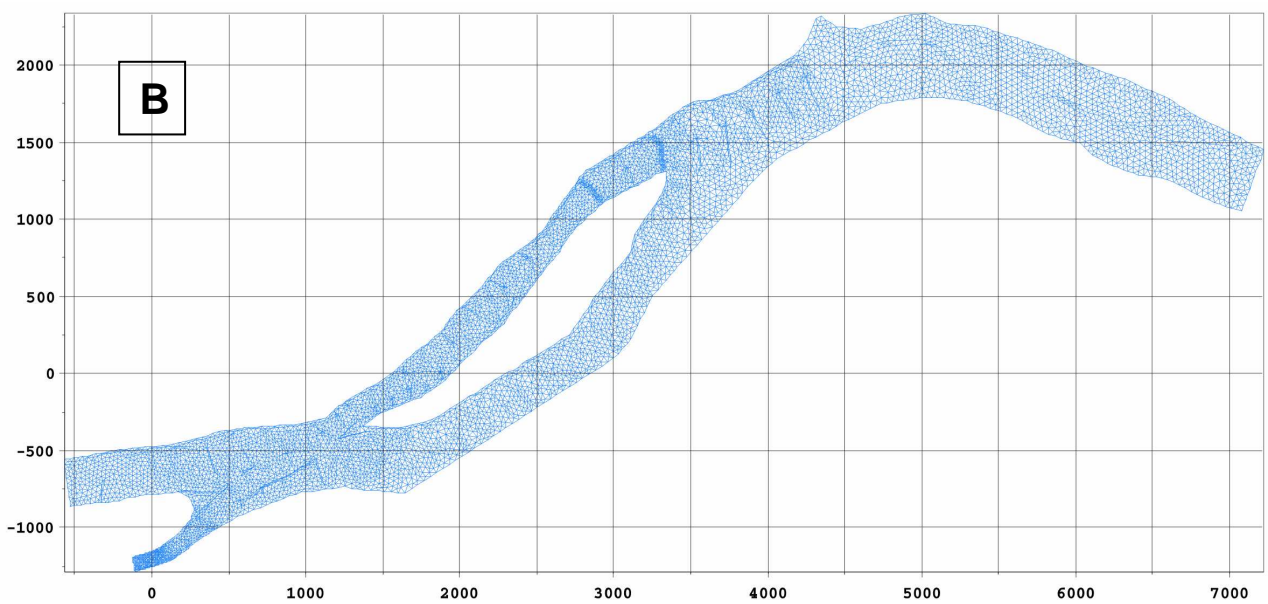
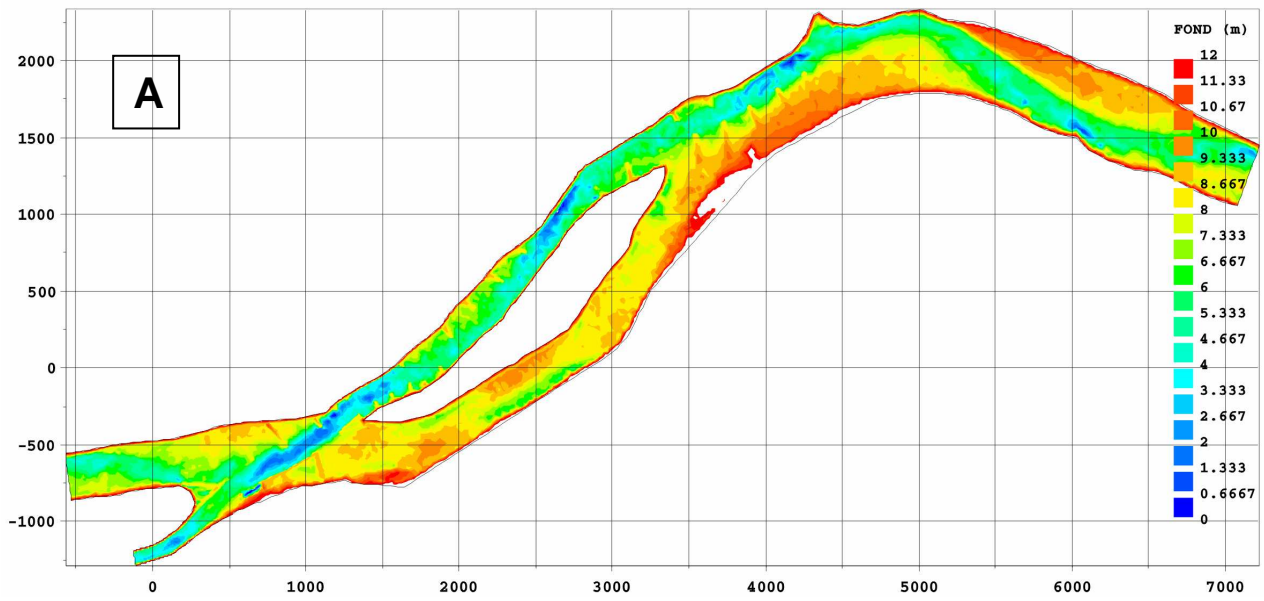


Figure 9

Fresne-Ingrandes
 Modèle numérique de terrain 2b
 A – cote du fond ; B - maillage

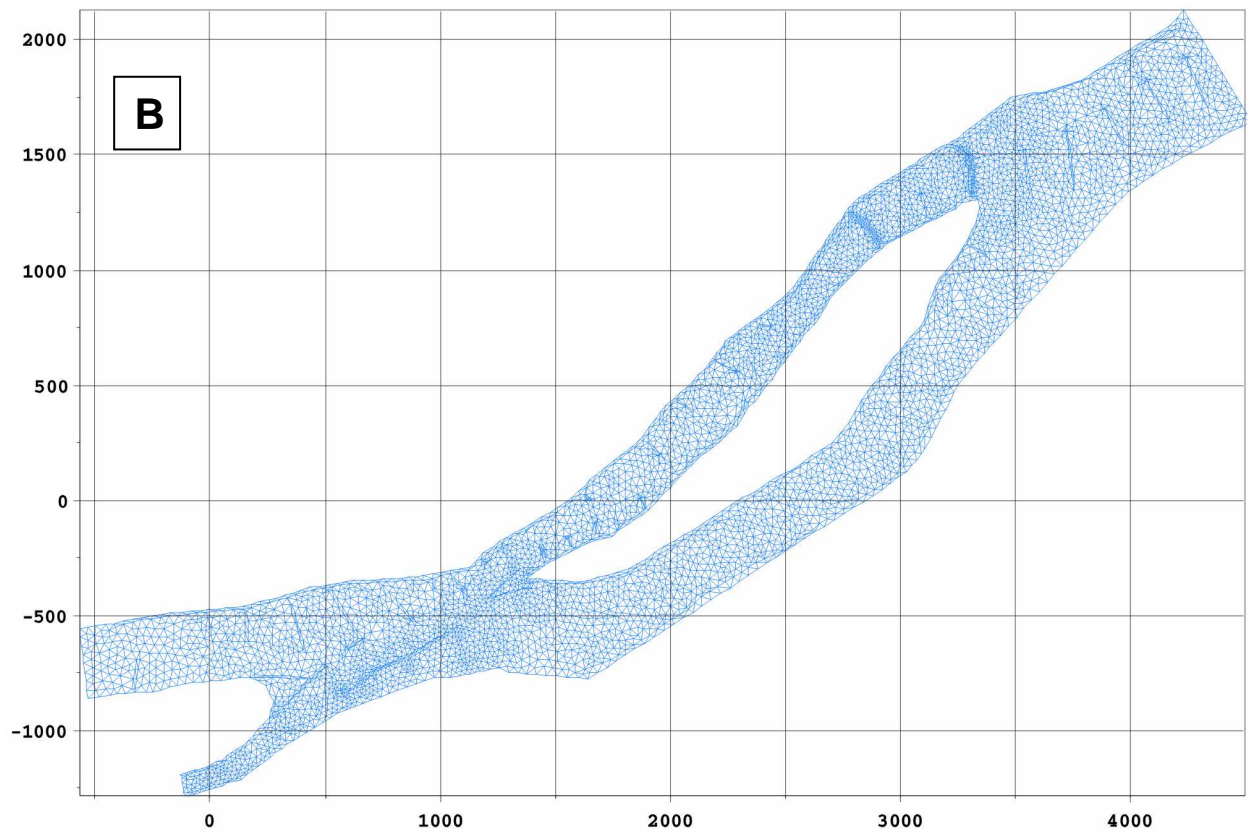
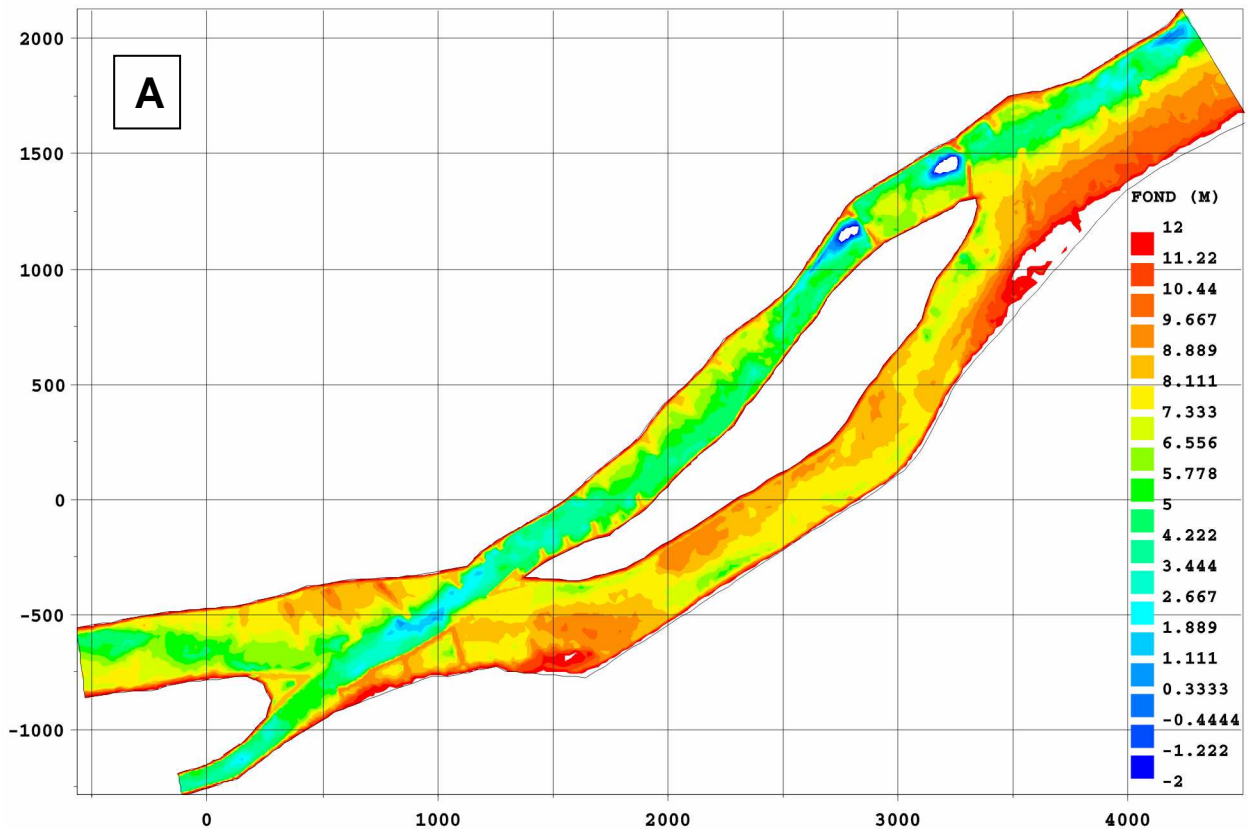


Figure 10

Fresne-Ingrandes
 Modèle numérique de terrain 3
 A – cote du fond ; B - maillage

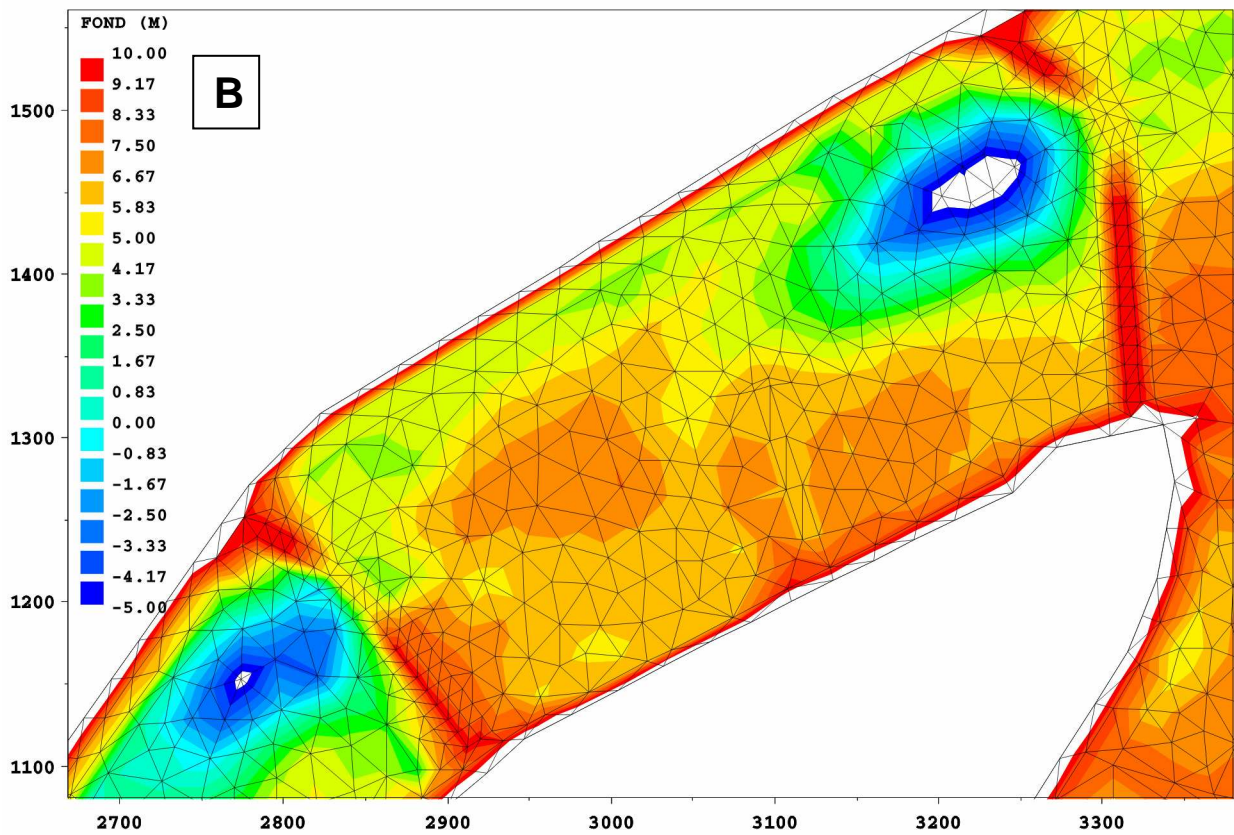
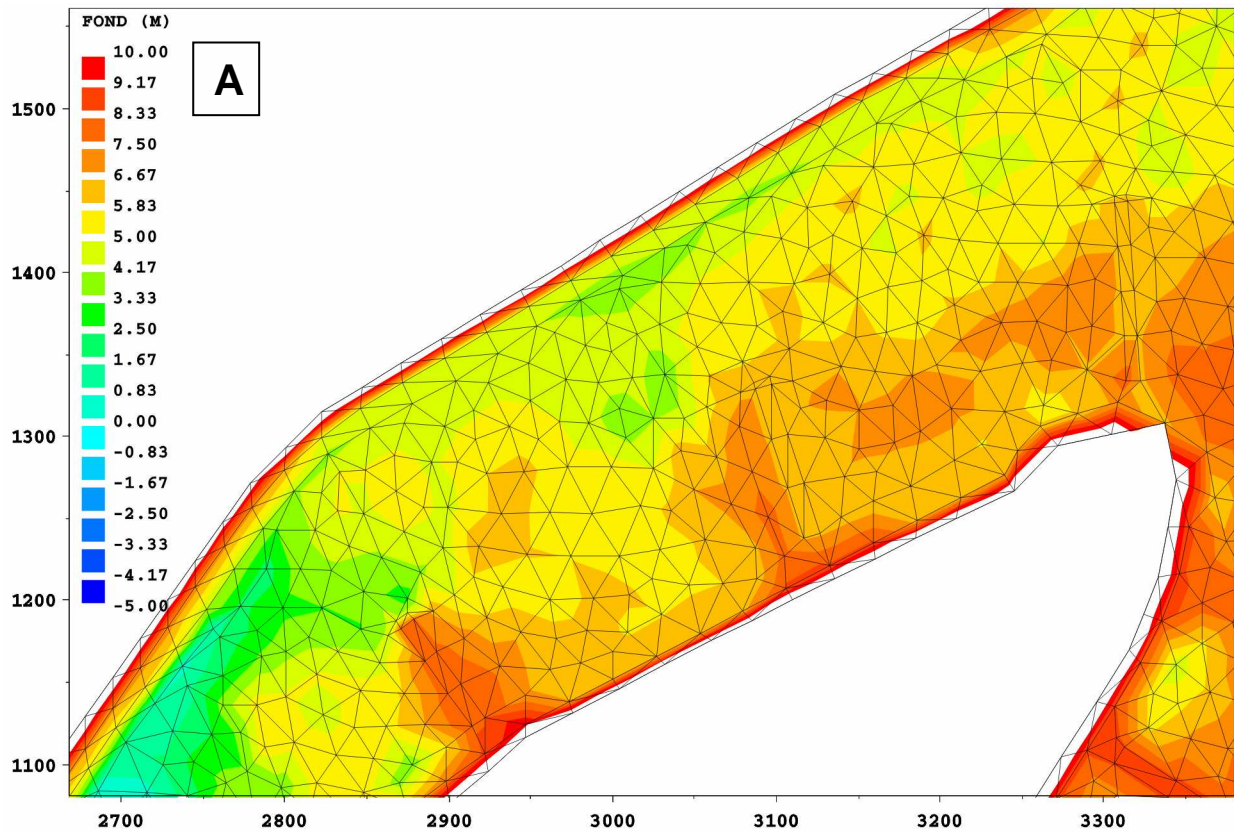


Figure 11

Fresne-Ingrandes
détail de la zone des seuils
A – MNT 1; B – MNT 3

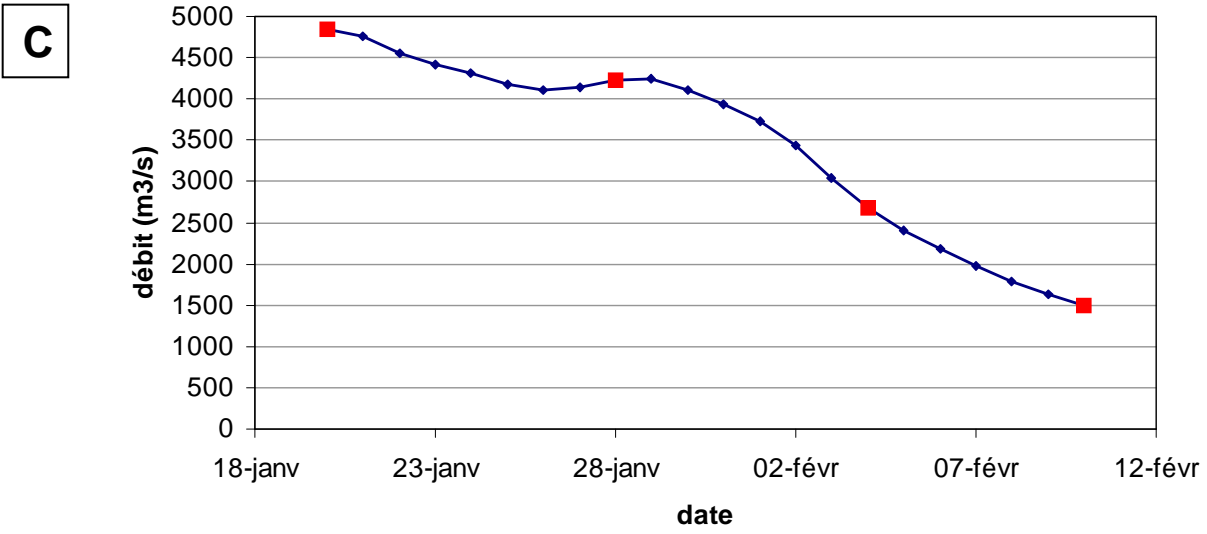
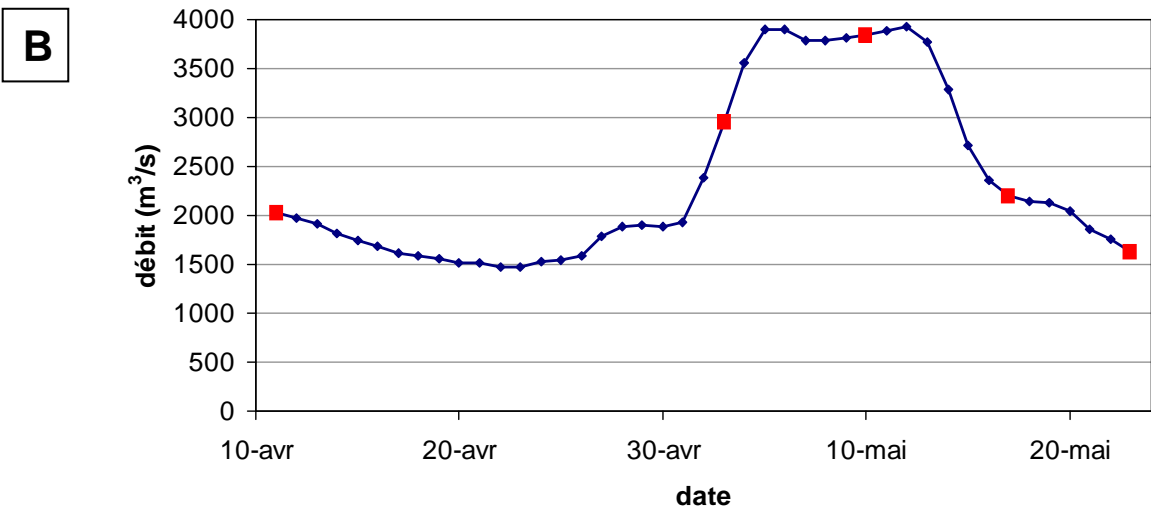
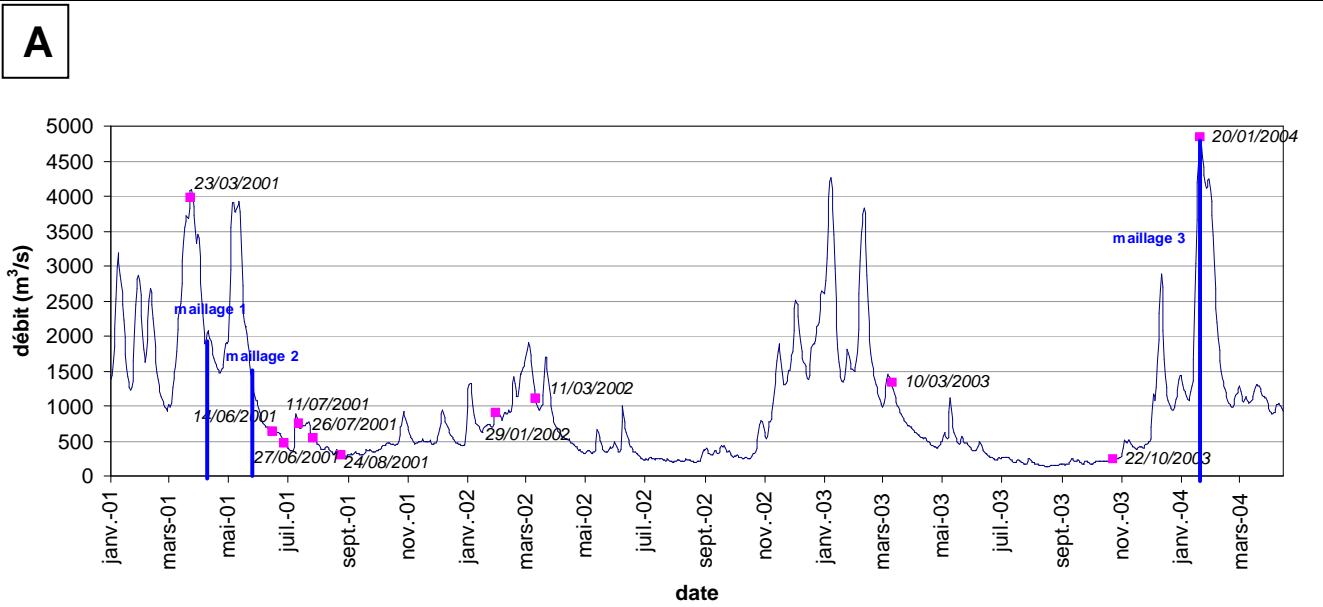
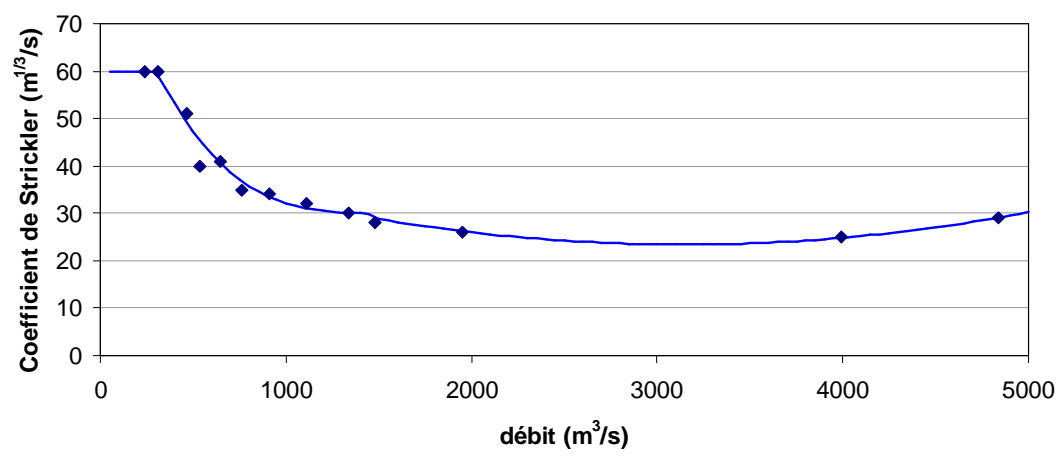


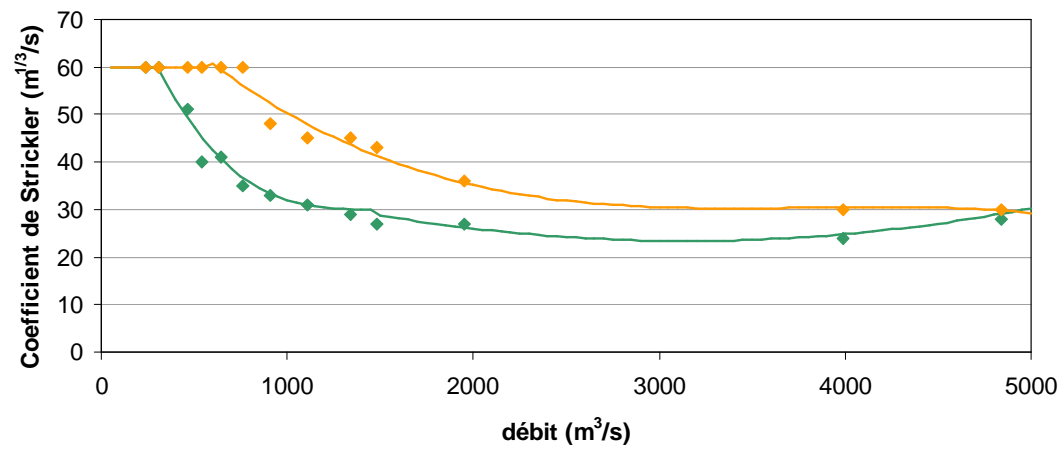
Figure 12

Fresne-Ingrandes
 A – chronique des débits, B – crue de 2001, C – crue de 2004

A



B



- ◆ meilleur calage, bras secondaire
- courbe utilisée dans les modélisations
- ◆ meilleur calage, bras principal
- courbe utilisée dans les modélisations

C

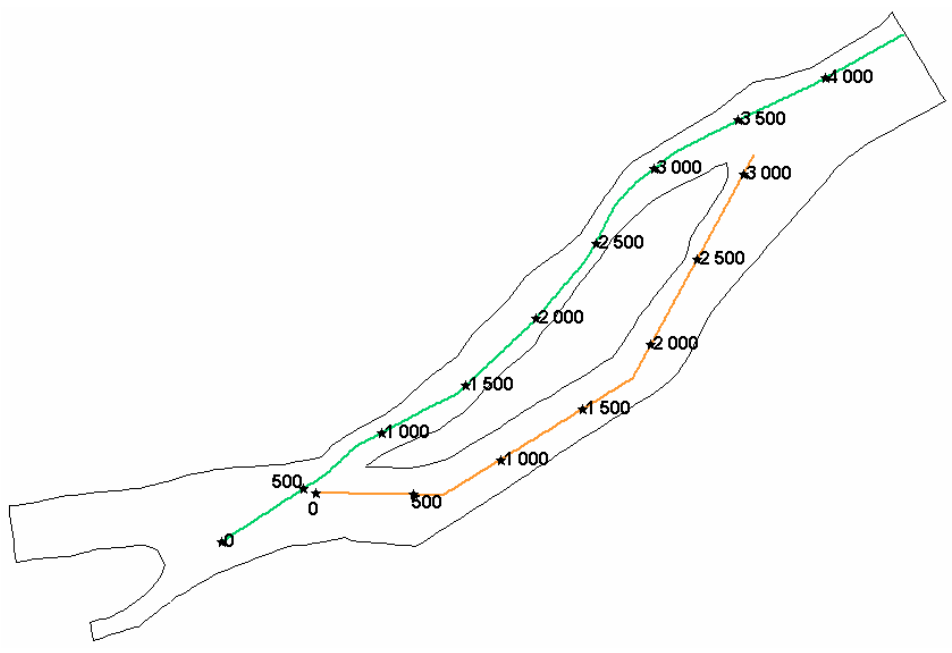


Figure 13

Fresne-Ingrandes
 A - calage à K_s constant ; B - calage à K_s différencié
 C - profils de surface libre (avec abscisse en mètres)

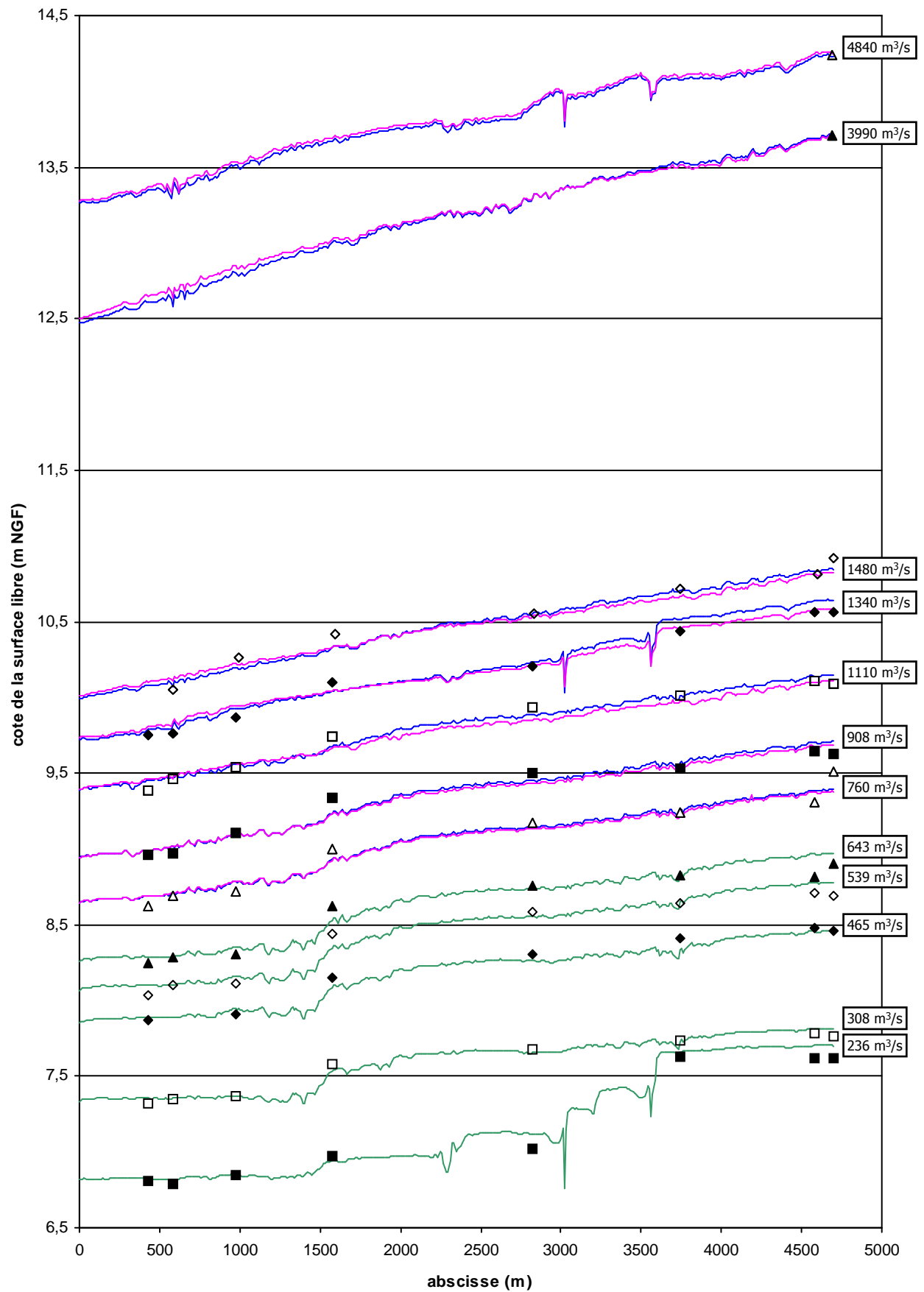
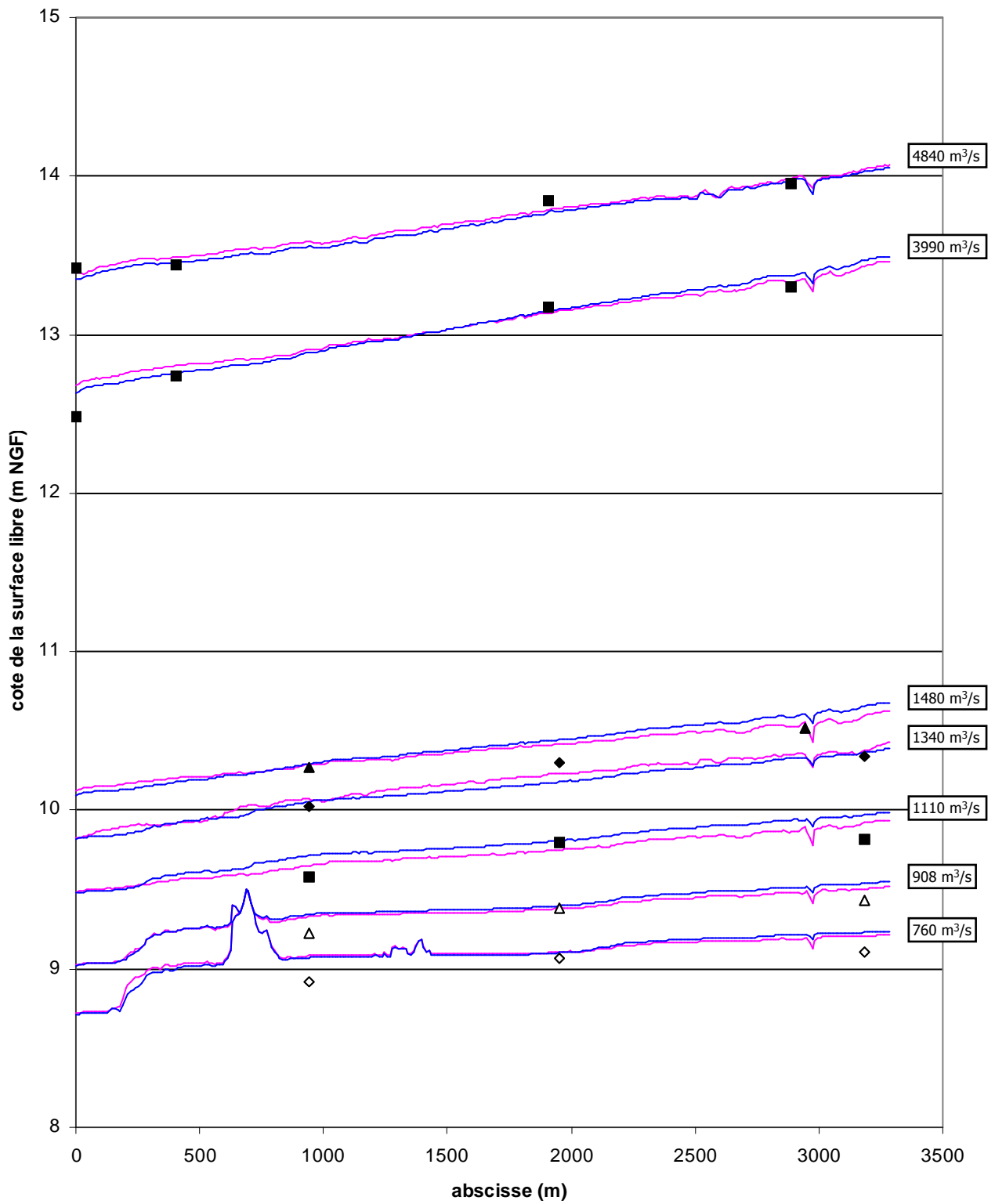


Figure 14

- K_s constant
- K_s différencié
- K_s constant car débit faible

Fresne-Ingrandes
calage de l'hydraulique – chenal principal

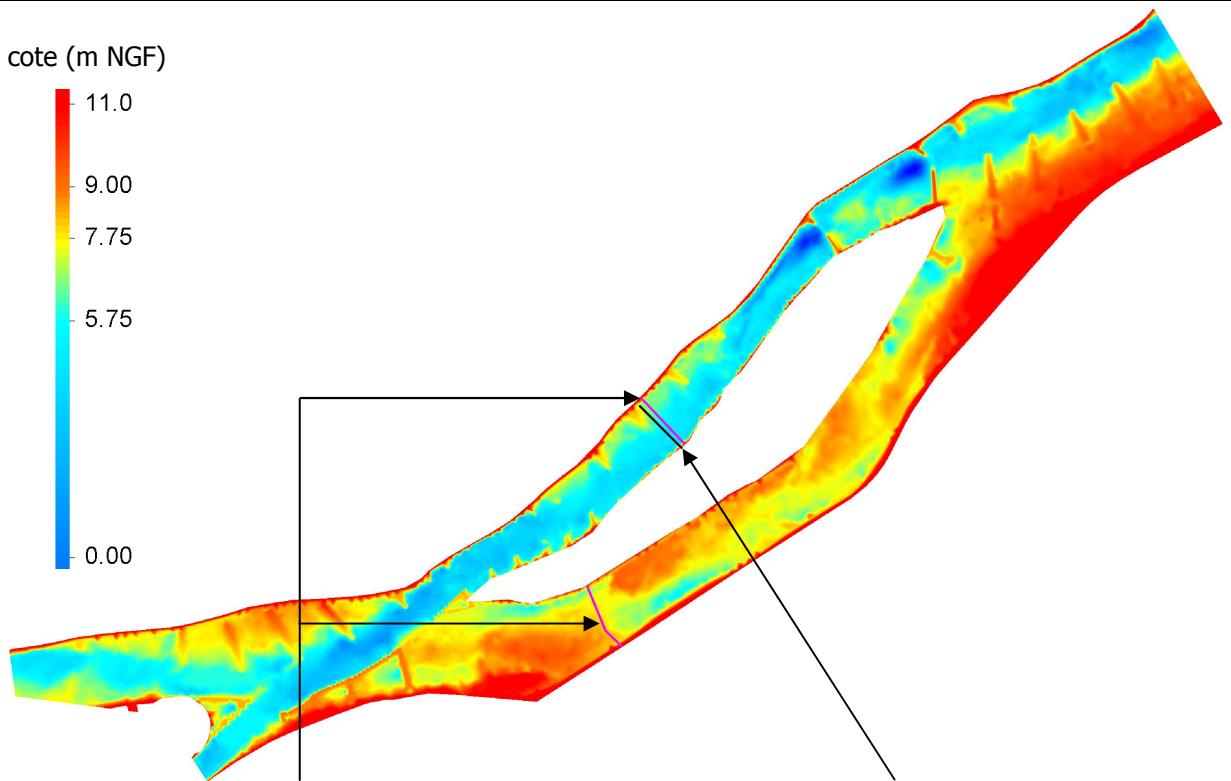
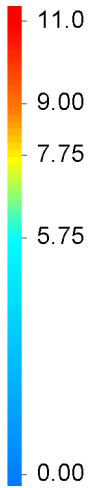


— Ks constant
 — Ks différencié

Figure 15

Fresne-Ingrandes
 calage de l'hydraulique – chenal secondaire

cote (m NGF)



8 décembre 2003 – 1950 m³/s

27 mai 2004 – 513 m³/s

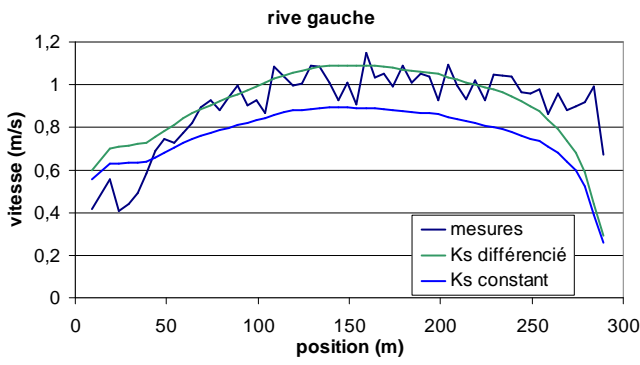
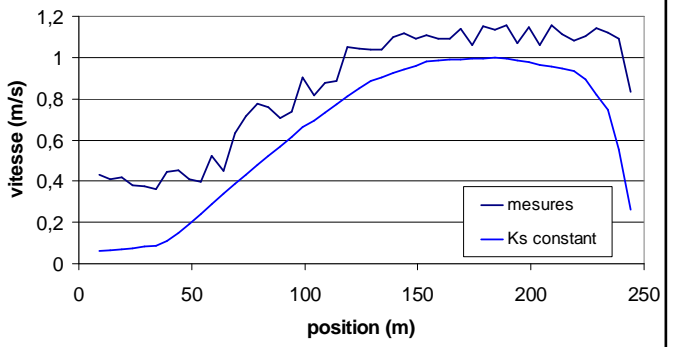
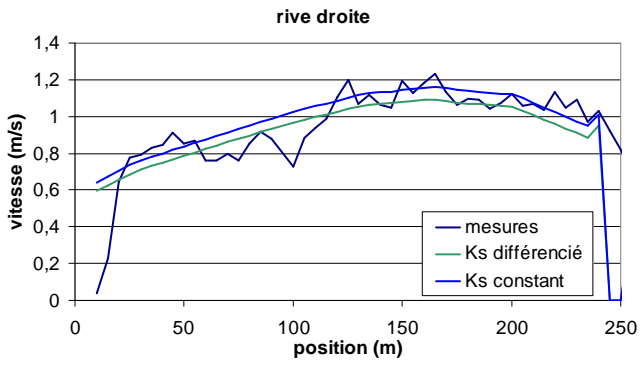
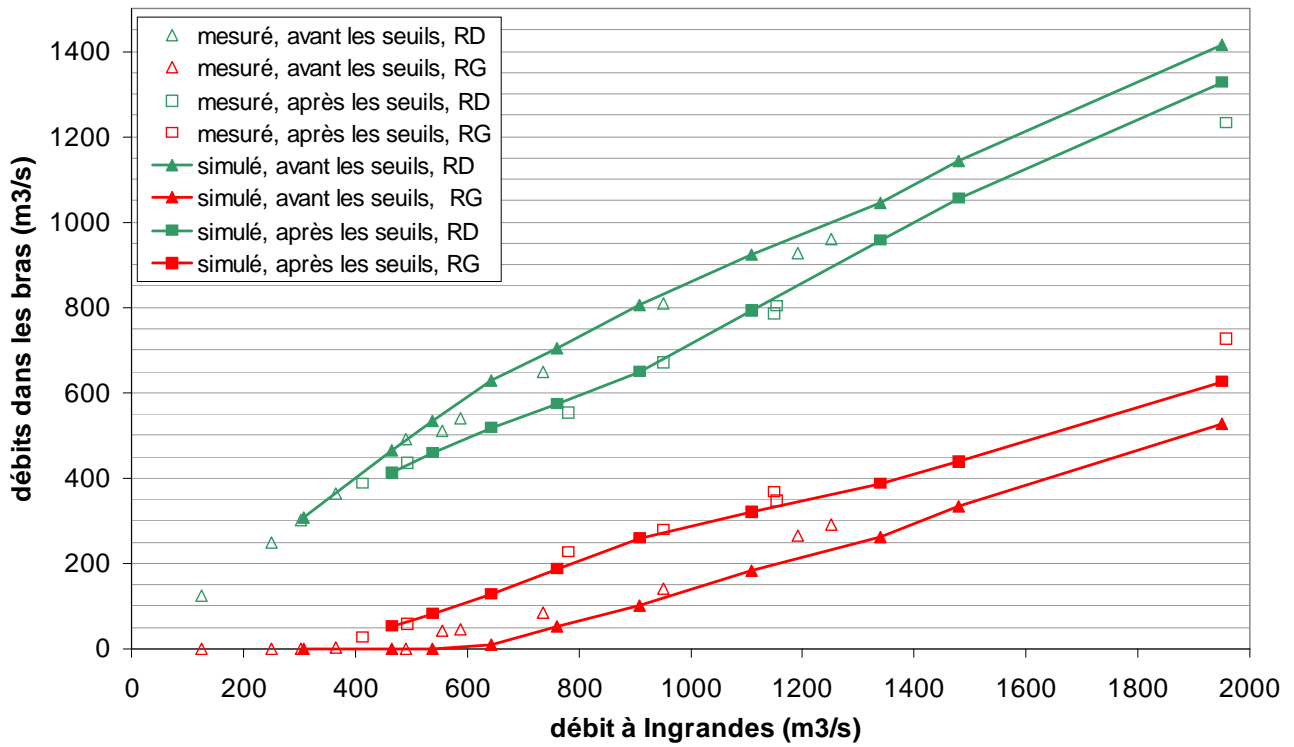
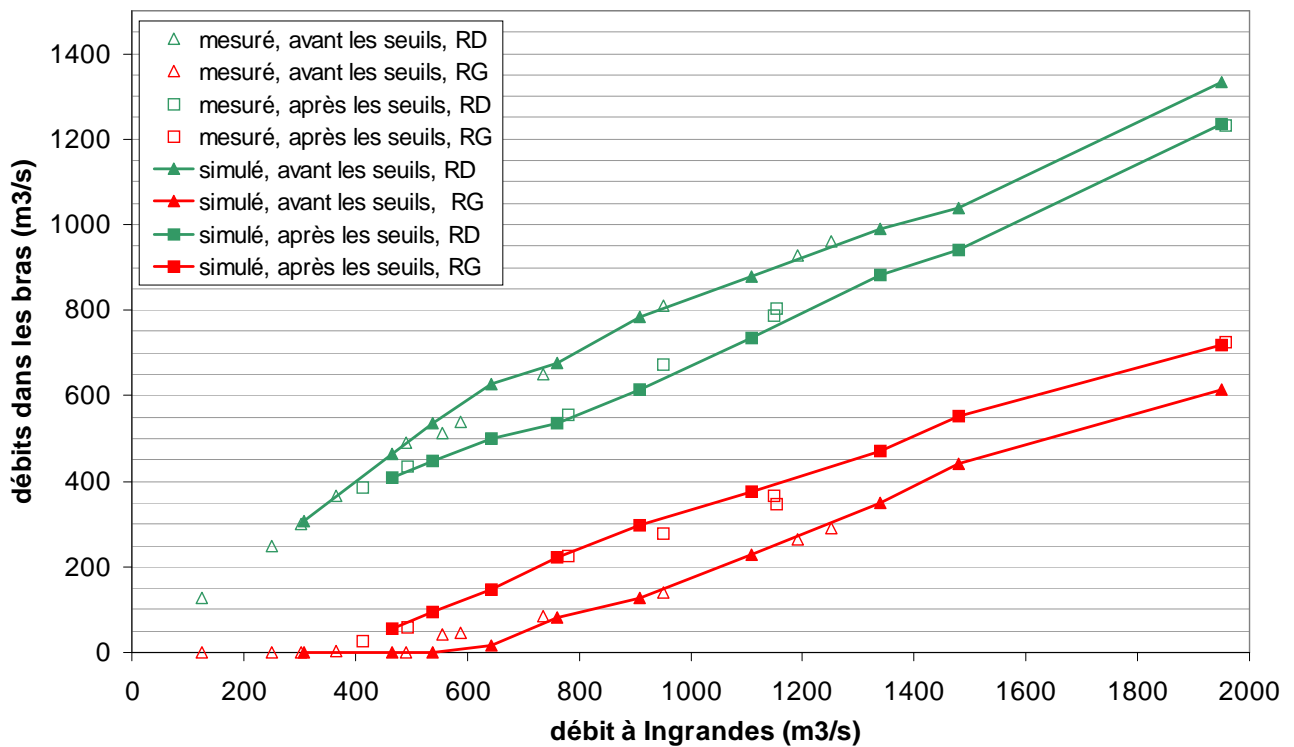
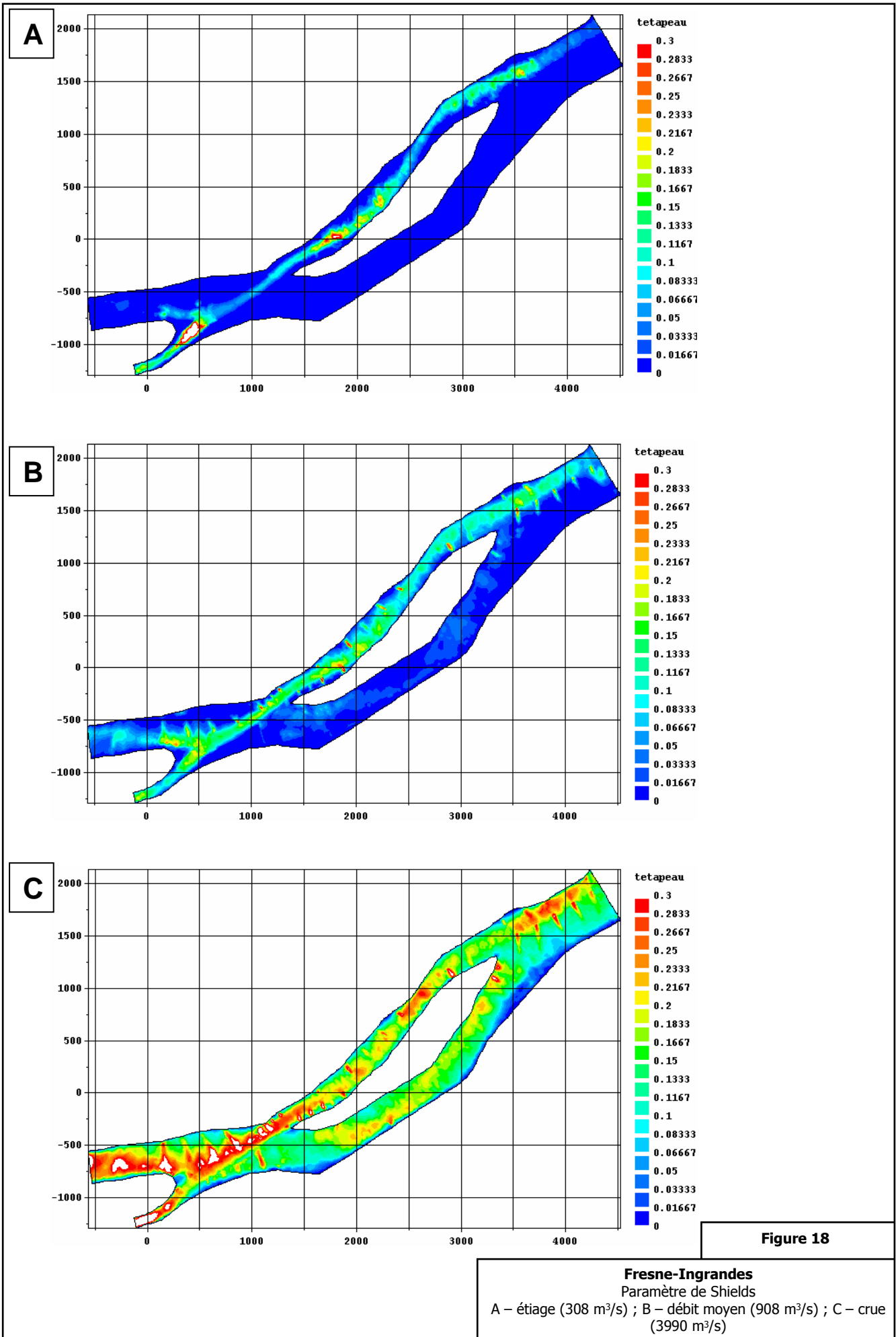


Figure 16

Fresne-Ingrandes
calage de l'hydraulique - résultats sur les vitesses dans les sections

A**B****Figure 17**

Fresne-Ingrandes
calage de l'hydraulique – répartition des débits
A : Ks constant ; B : Ks différencié



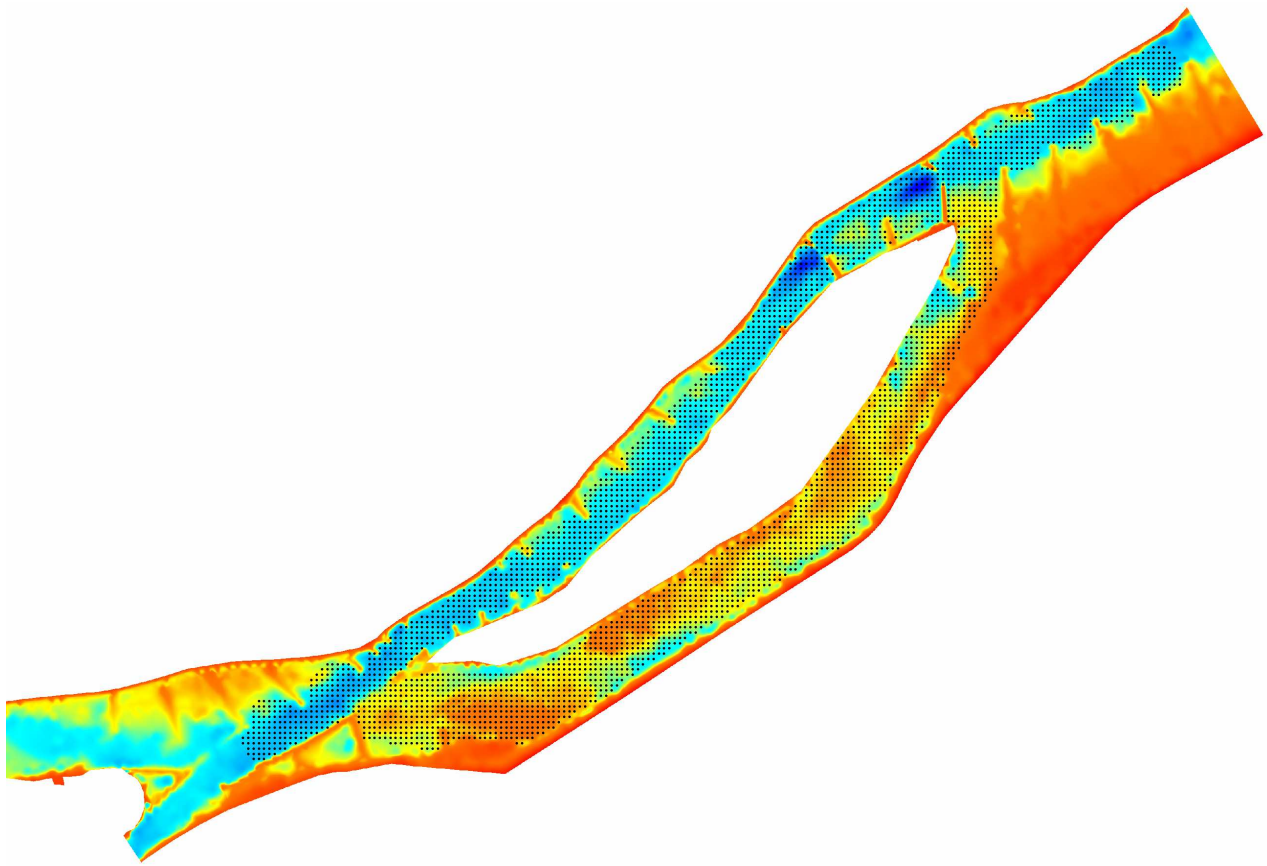
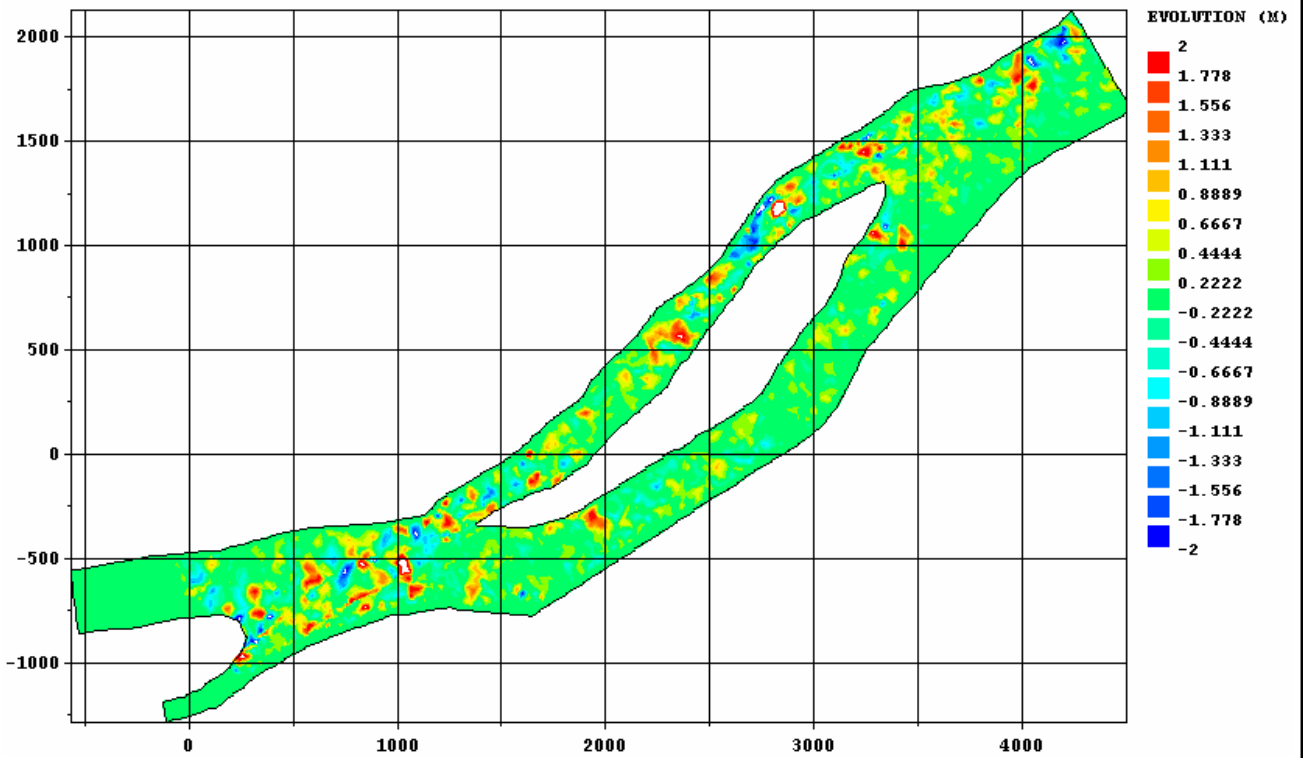
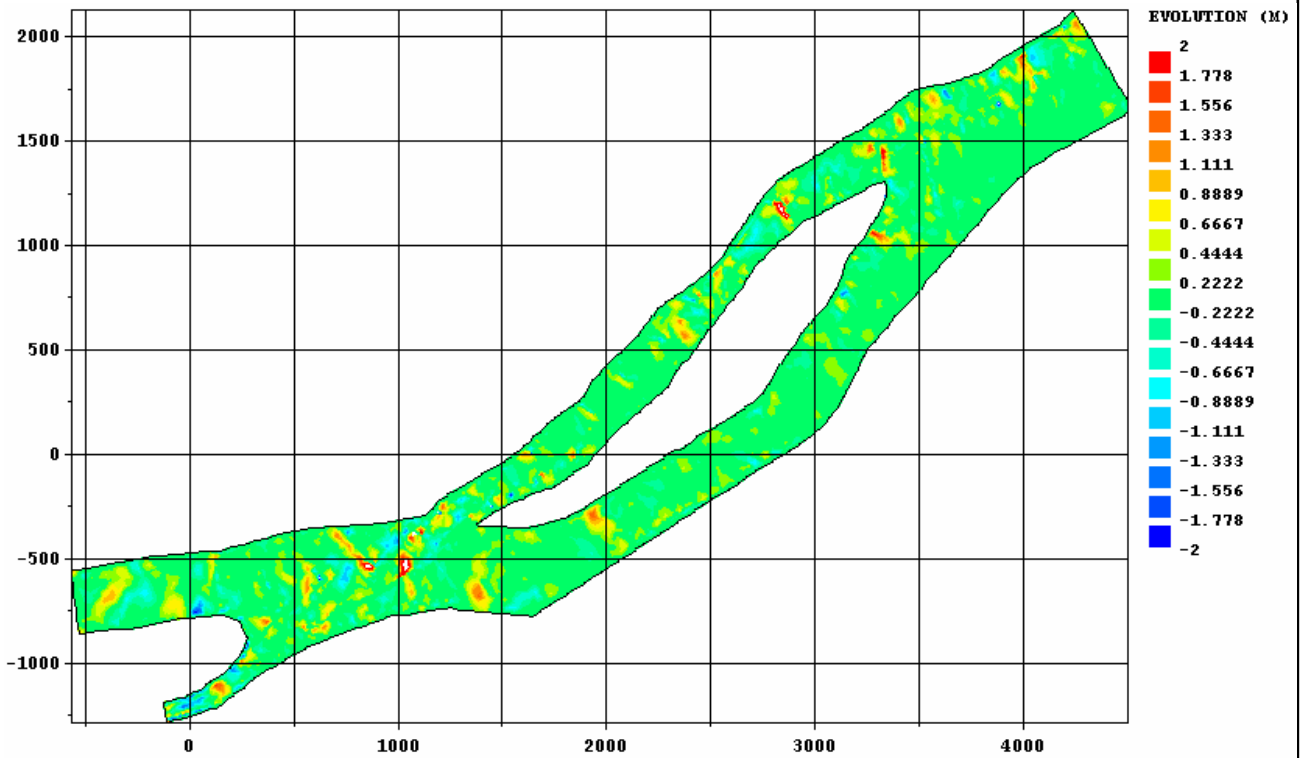


Figure 19

Fresne-Ingrandes
grille de calcul du BSS

A**B****Figure 20**

Fresne-Ingrandes
crue de 2004
évolutions en plan
A - mesuré ; B - simulé

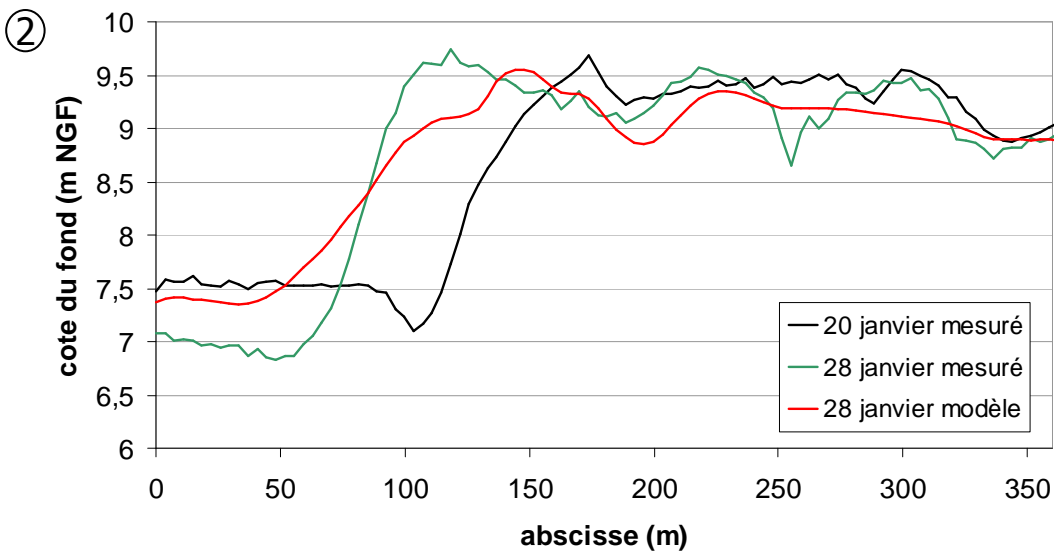
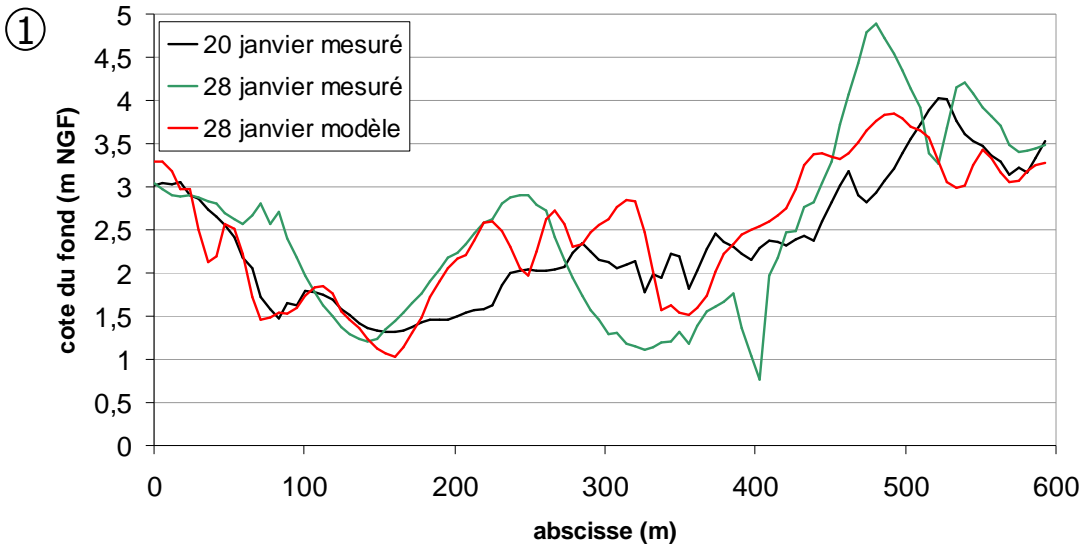
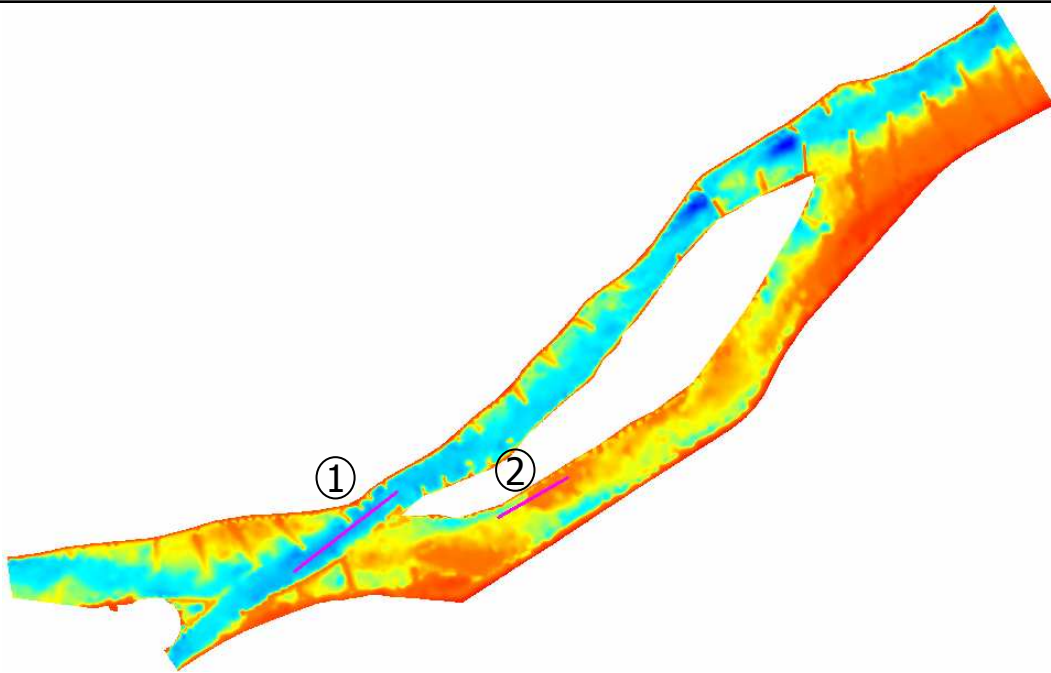
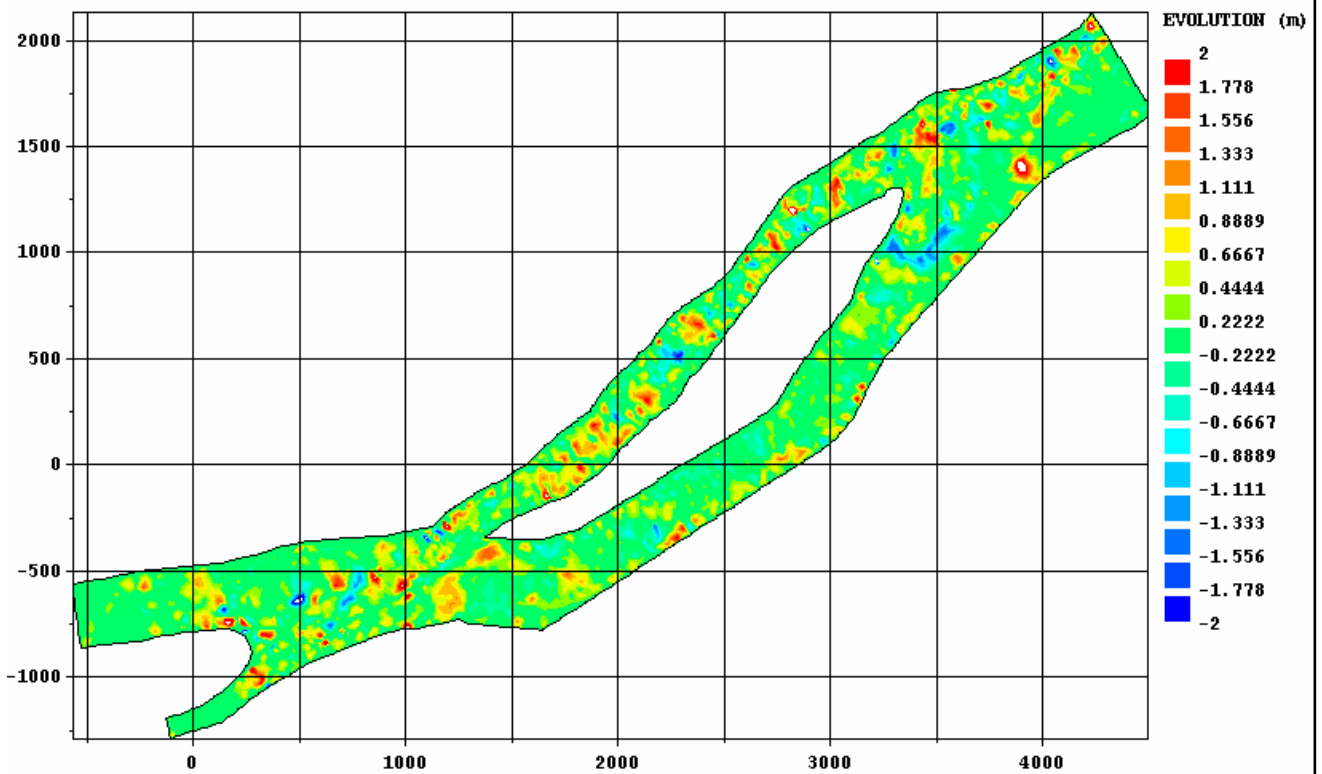
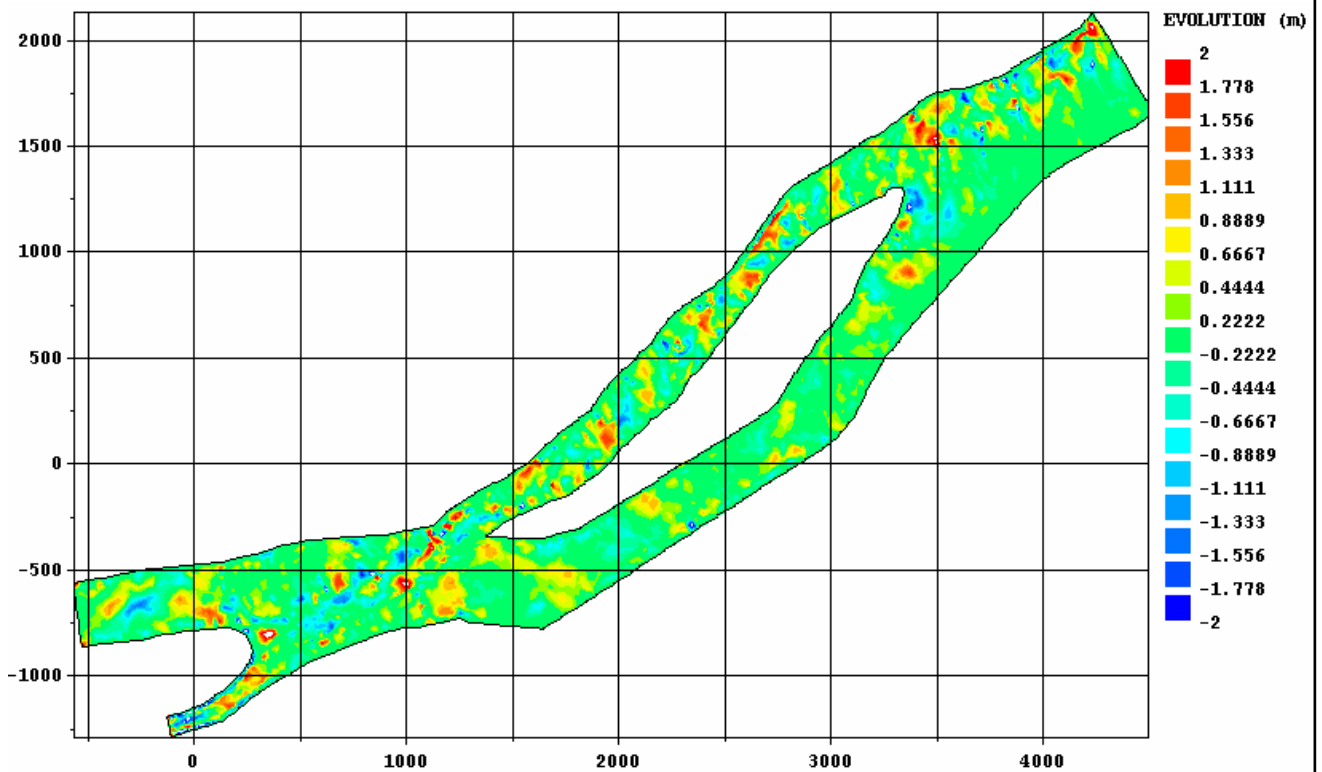
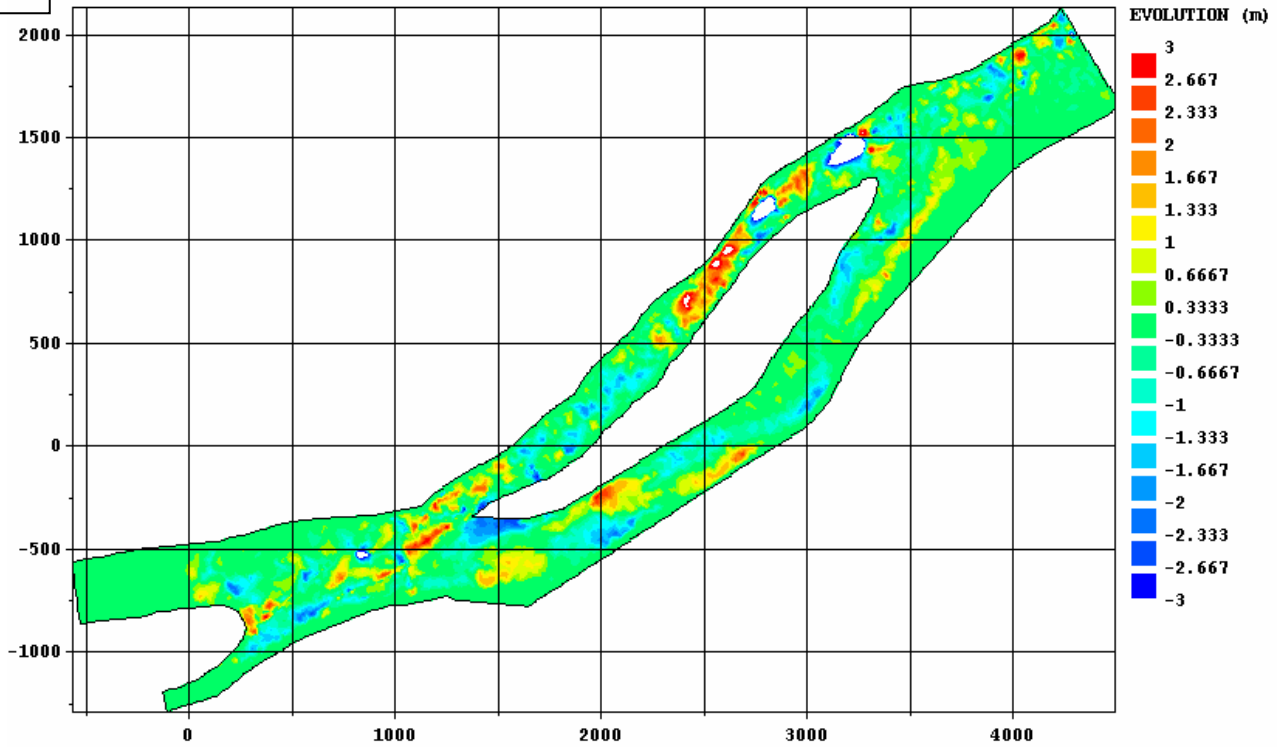
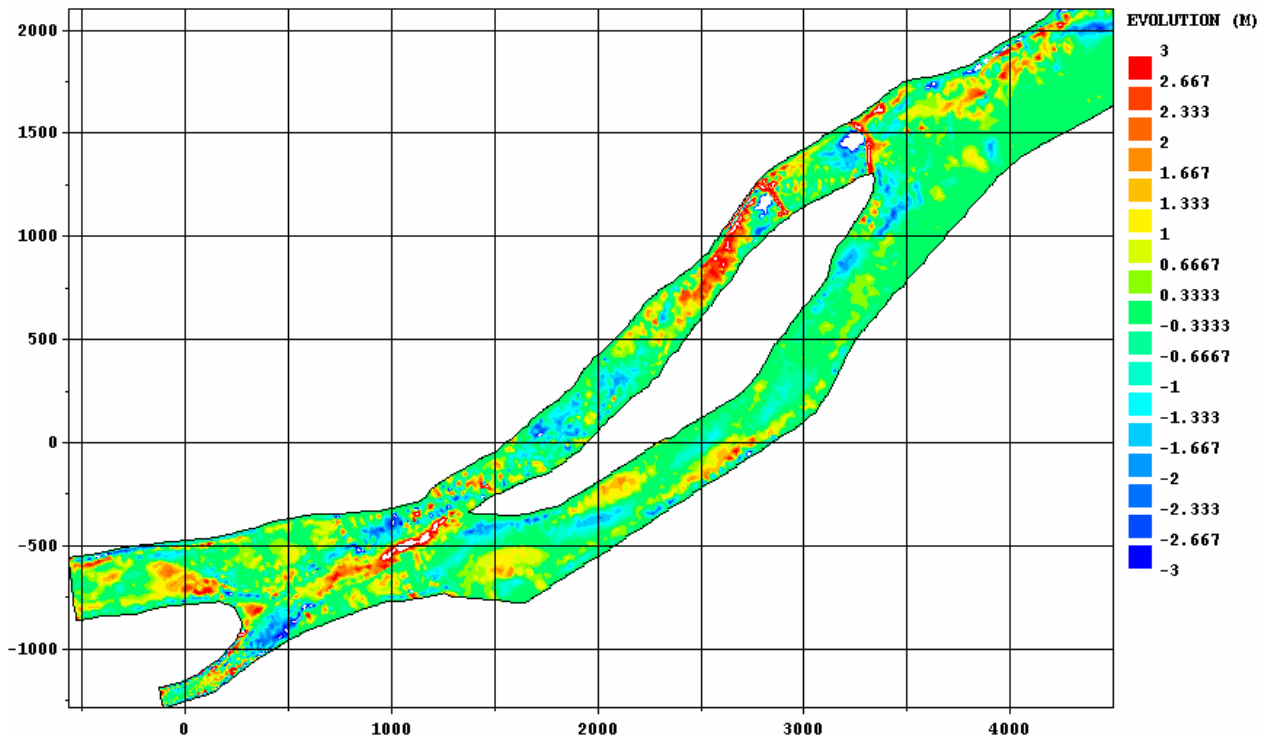


Figure 21

Fresne-Ingrandes
 crue de 2004
 comparaison des évolutions sur des profils en long

A**B****Figure 22**

Fresne-Ingrandes
cruée de 2001
évolutions en plan
A – mesuré ; B - simulé

A**B****Figure 23**

Fresne-Ingrandes
période 2001-2004
évolutions en plan
A – mesuré ; B - simulé

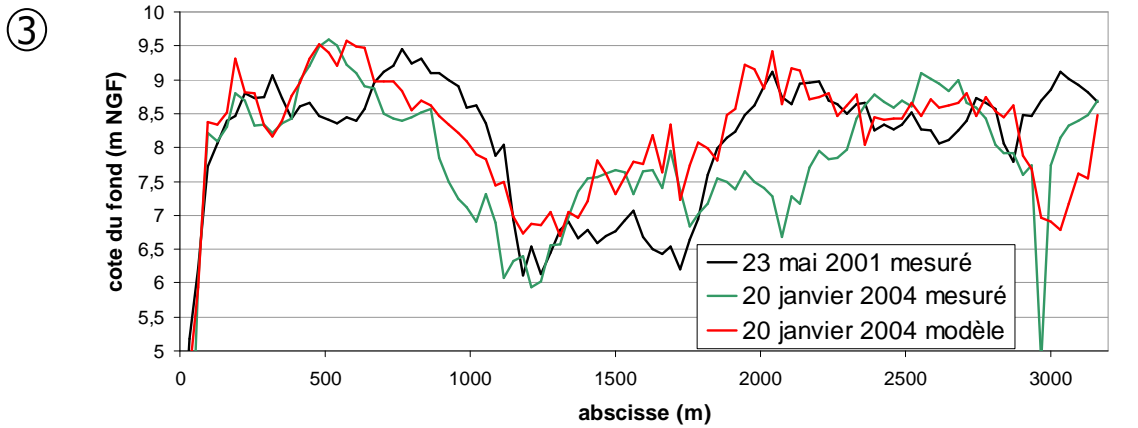
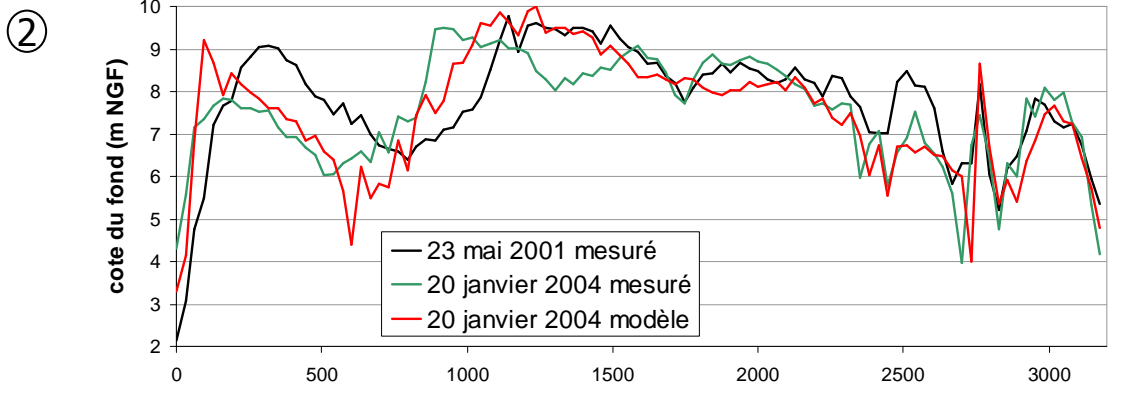
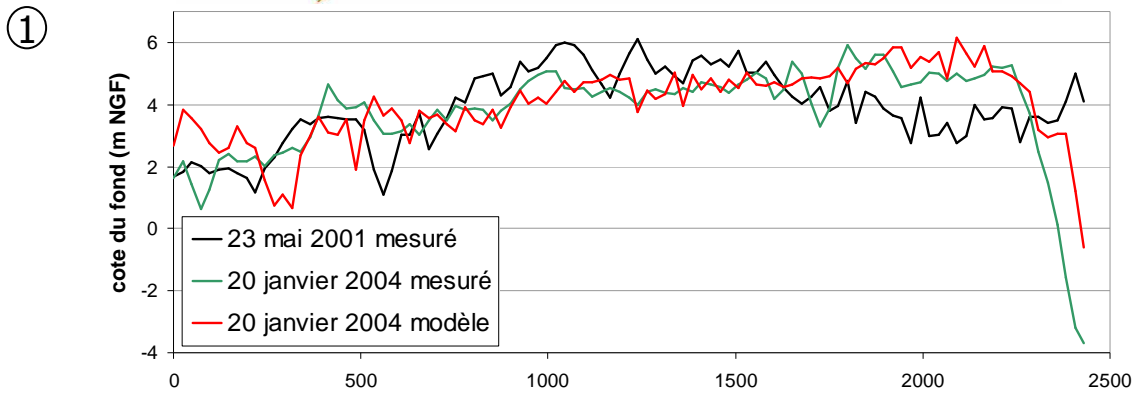
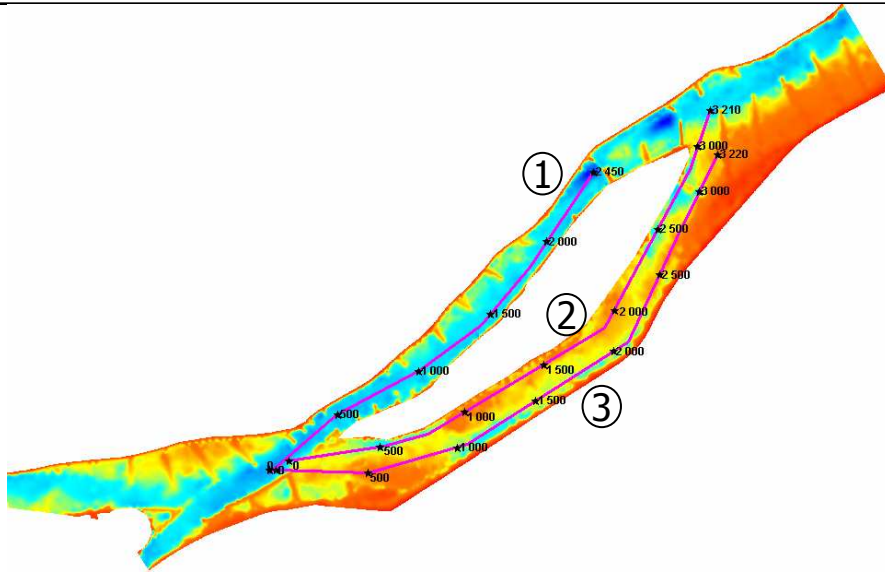
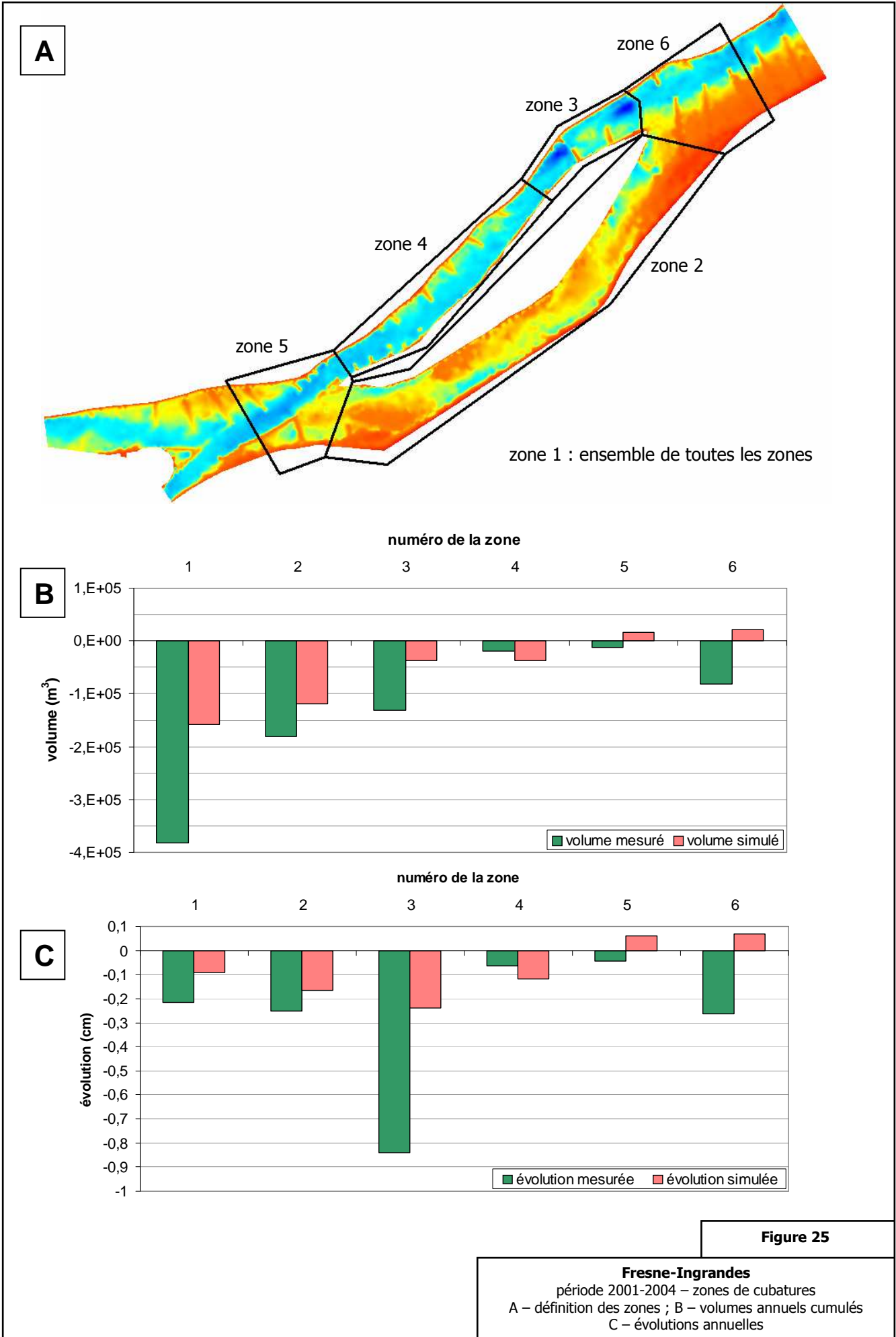


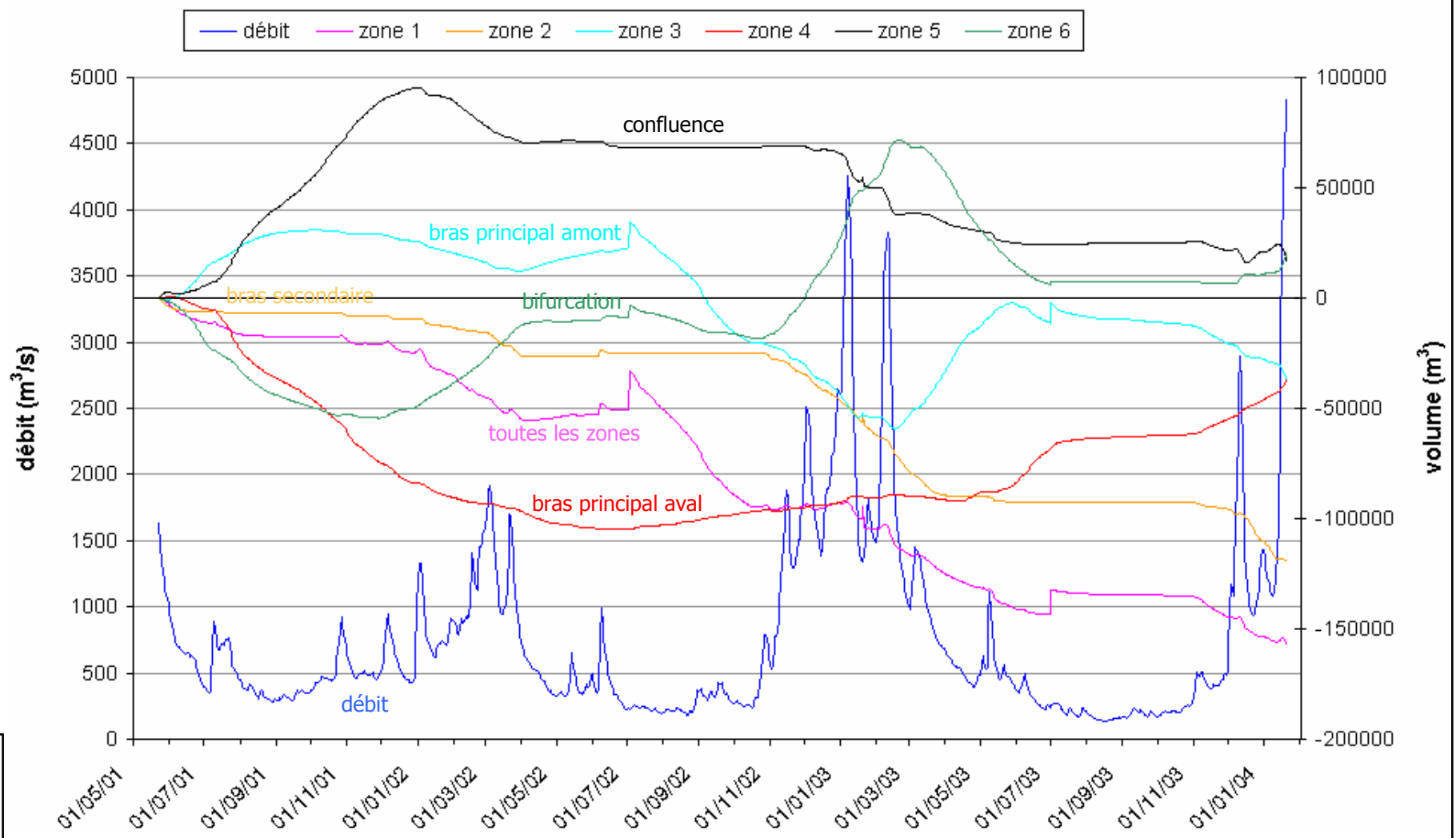
Figure 24

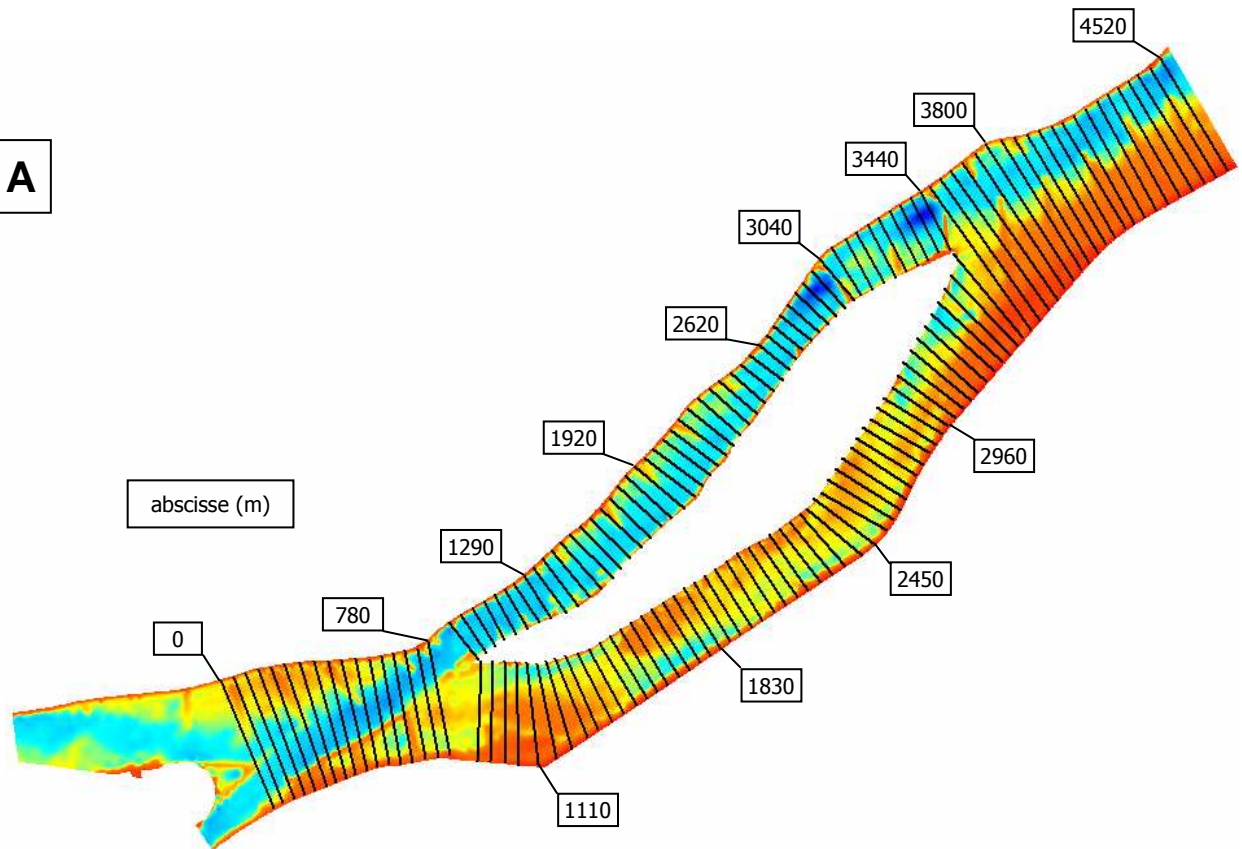
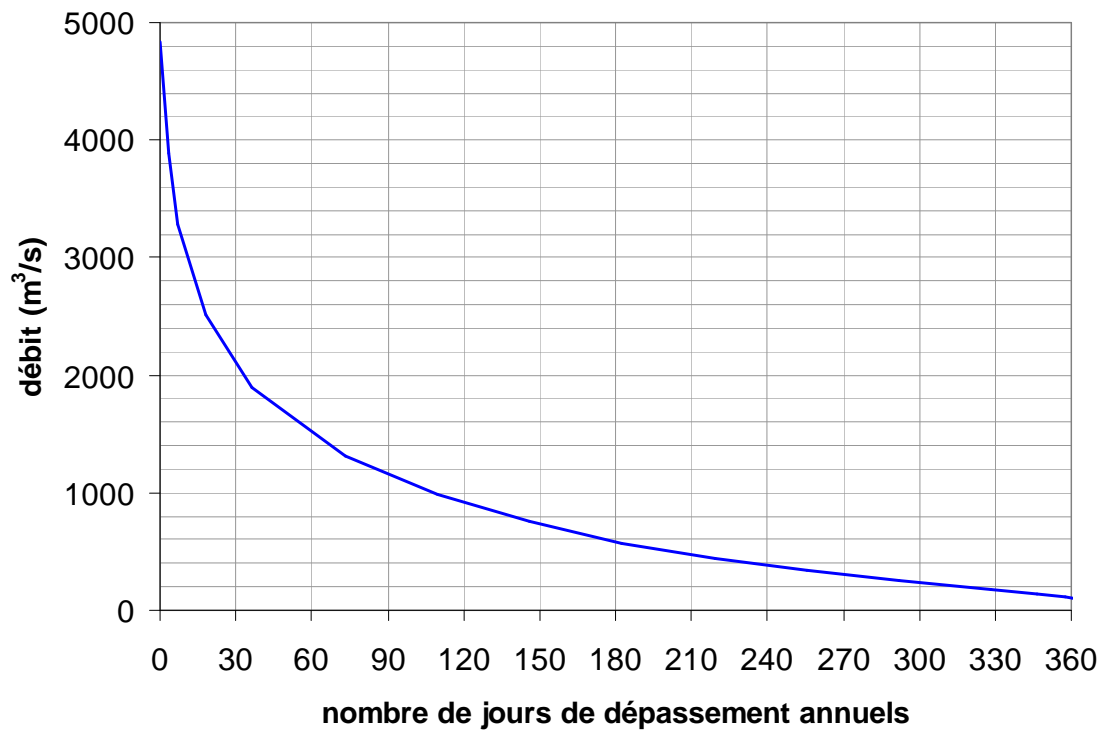
Fresne-Ingrandes
période 2001-2004
comparaison des évolutions sur des profils en long



Fresne-Ingardès
période 2001-2004 – évolution temporelle des volumes
stockés par zones

Figure 26



A**B****Figure 27**

Fresne-Ingrandes
analyse des flux sédimentaires
A – position des sections; B – courbe des débits classés

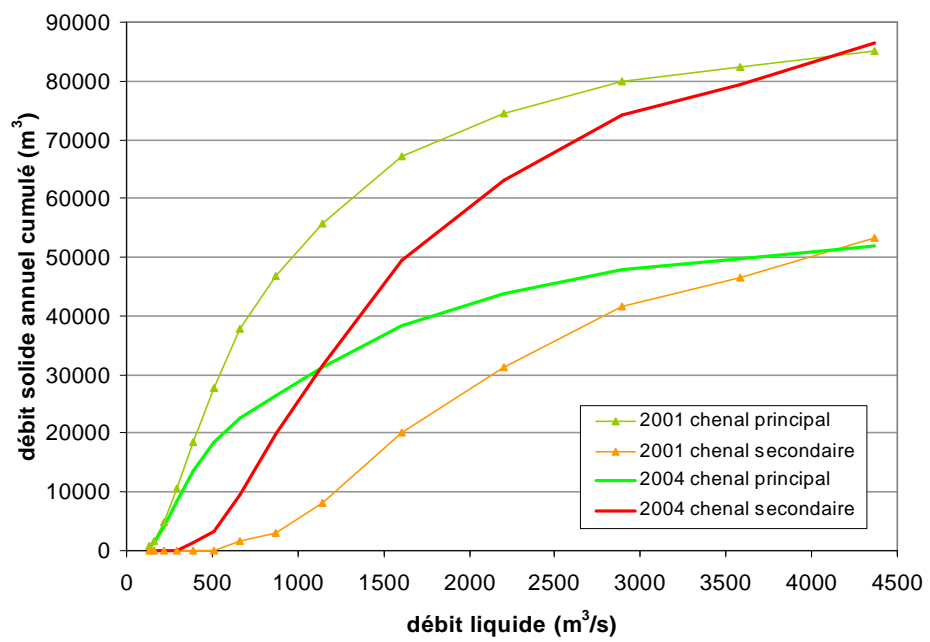
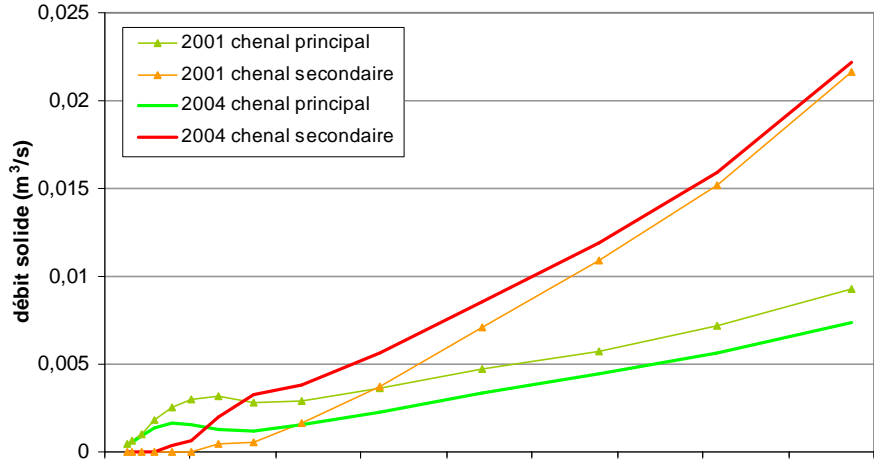
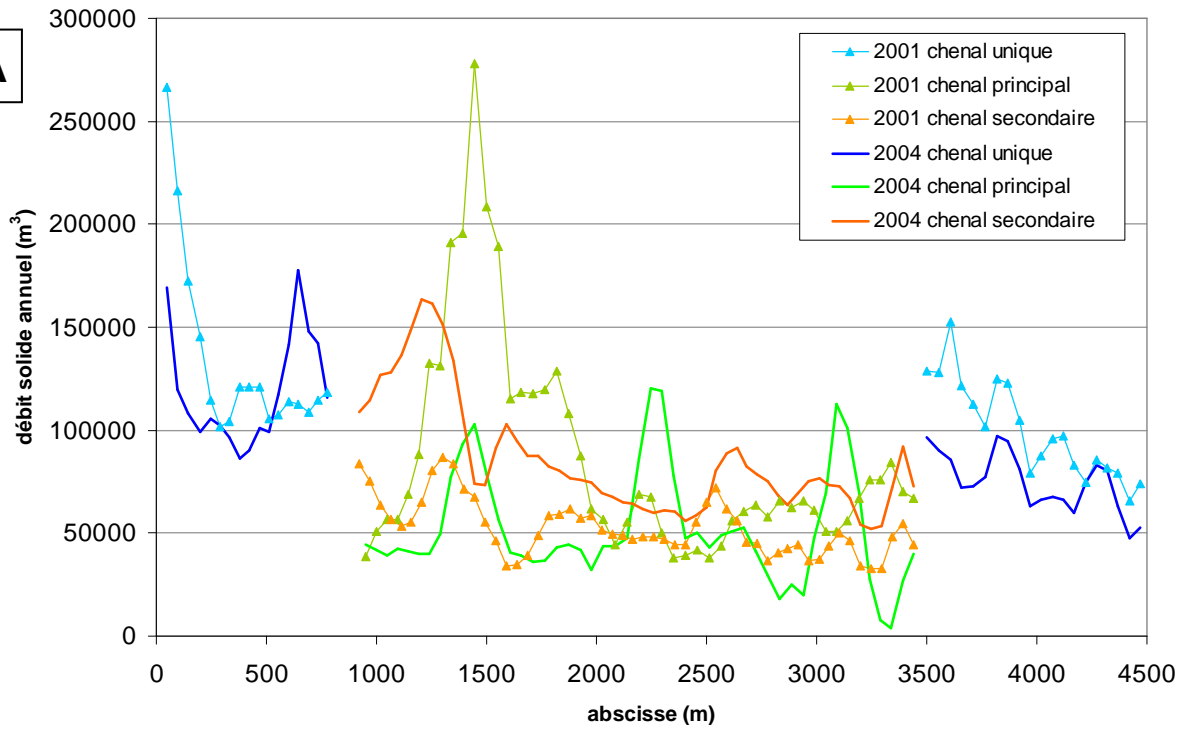
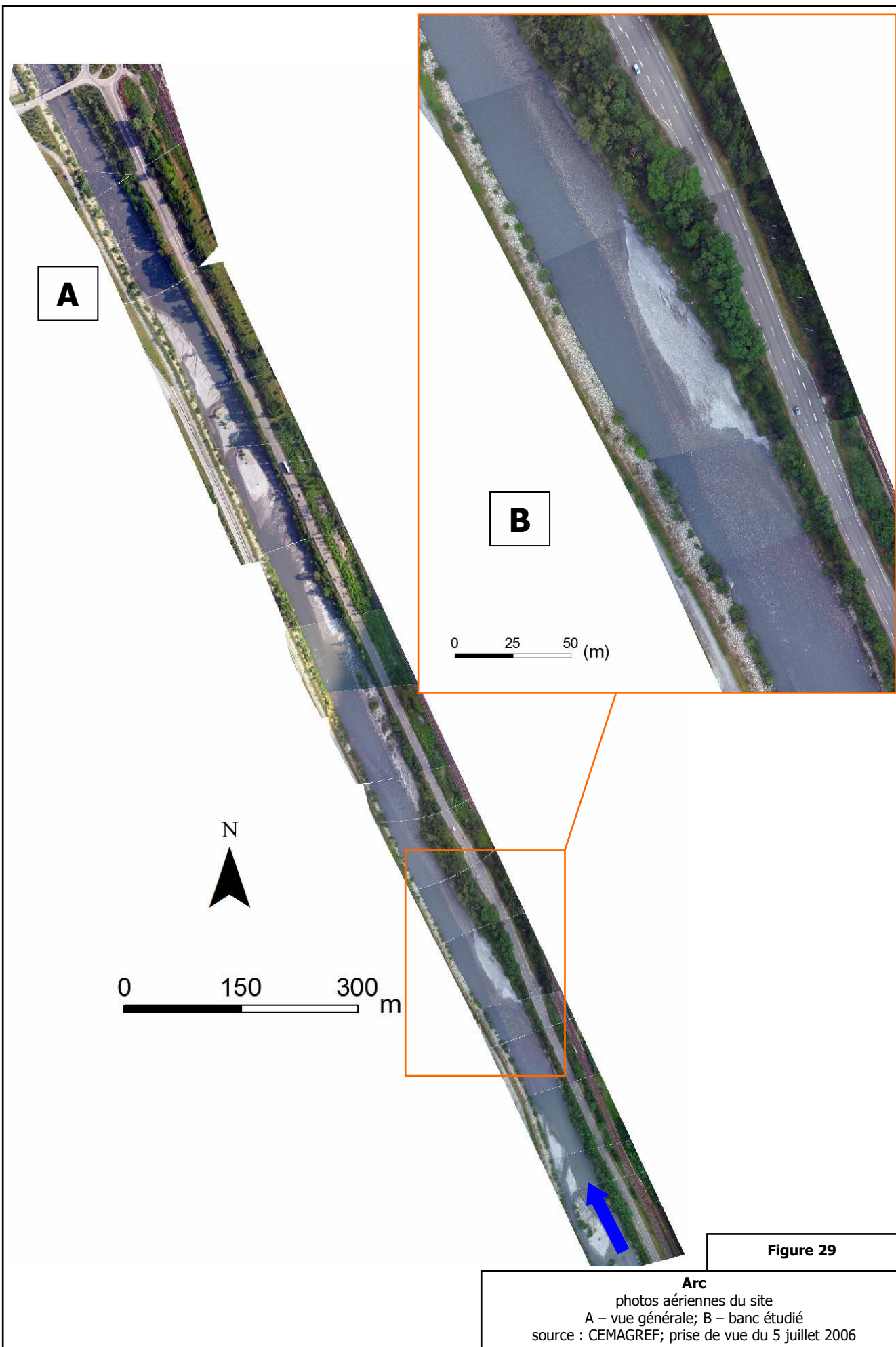
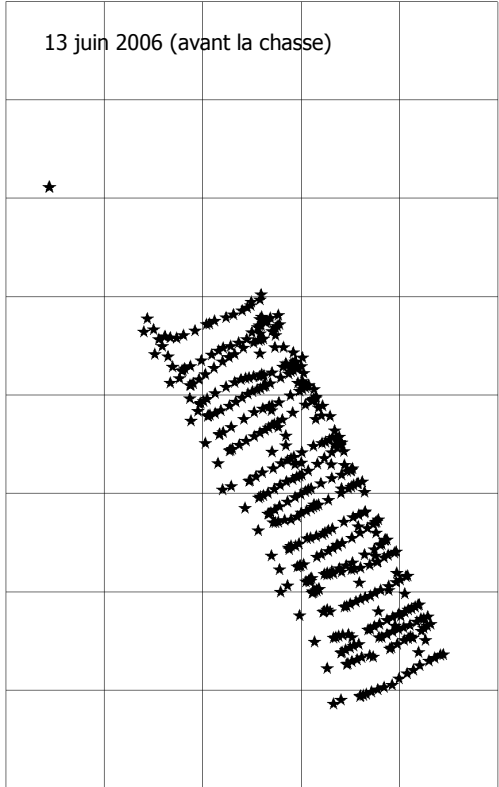


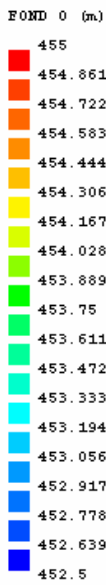
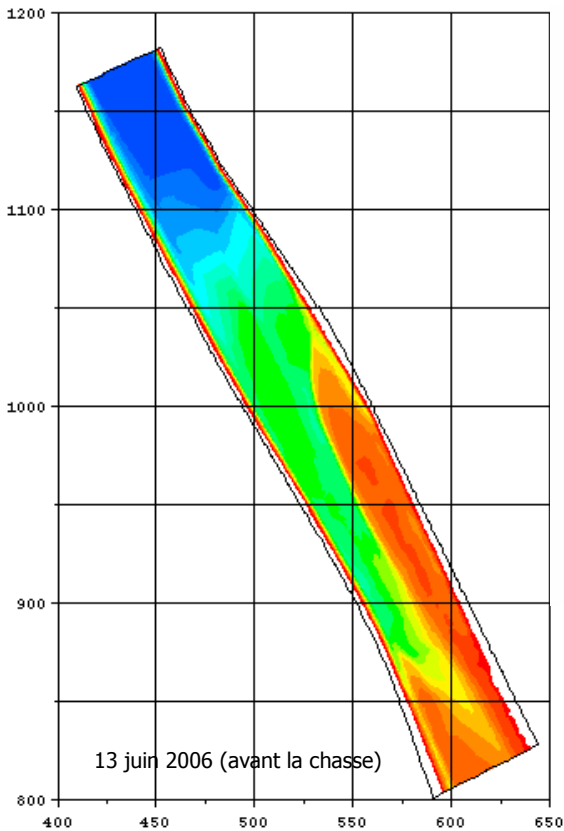
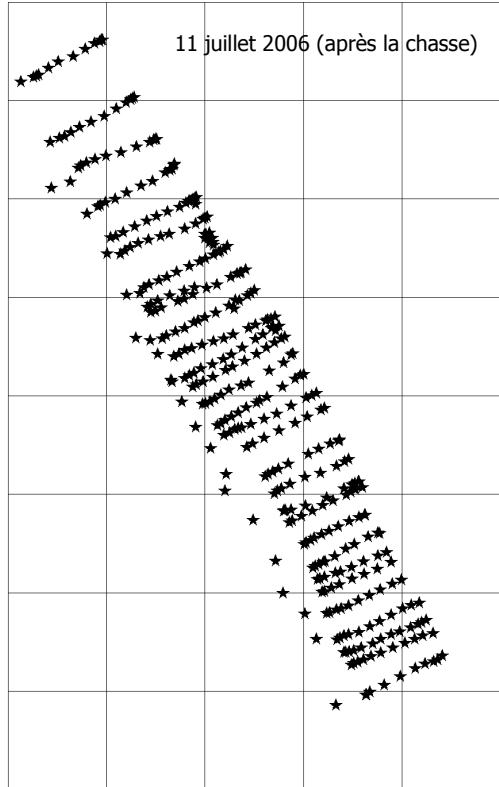
Figure 28

Fresne-Ingrandes
méthode des flux
A – flux solides annuels dans les sections; B – débits solides dans les chenaux, C – débits annuels cumulés dans les chenaux





A



B

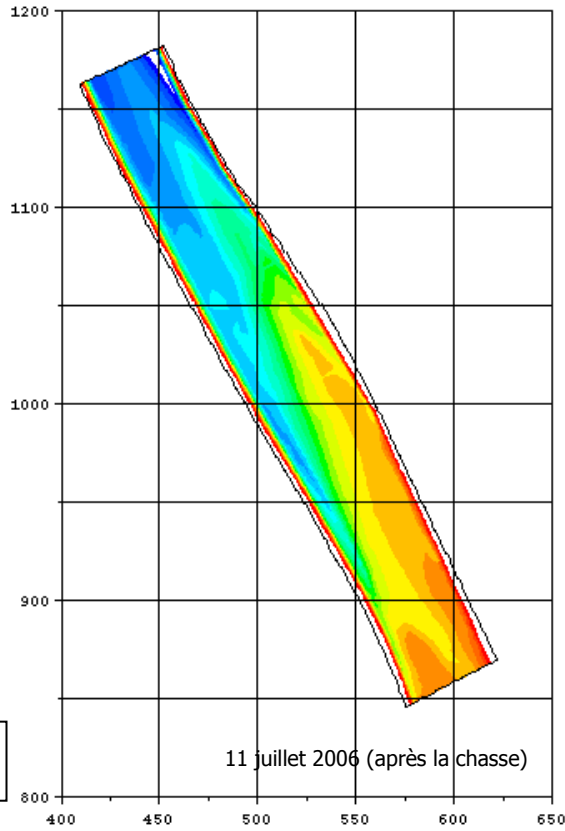


Figure 30

Arc – données bathymétriques et MNT
 A – données bathymétriques (pas de la grille 50 m)
 B – bathymétrie des maillages. Les coordonnées sont en mètres dans un repère local.

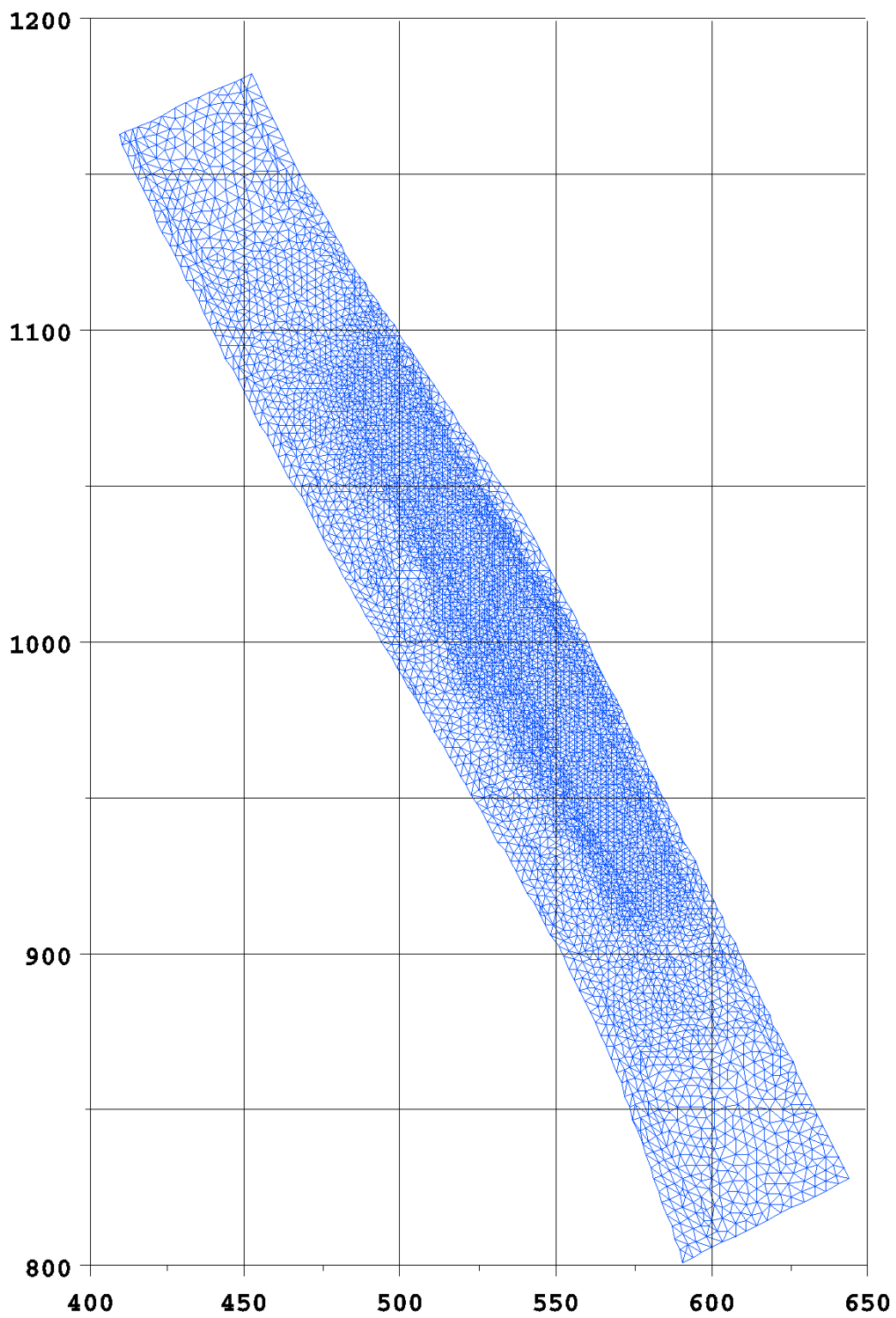
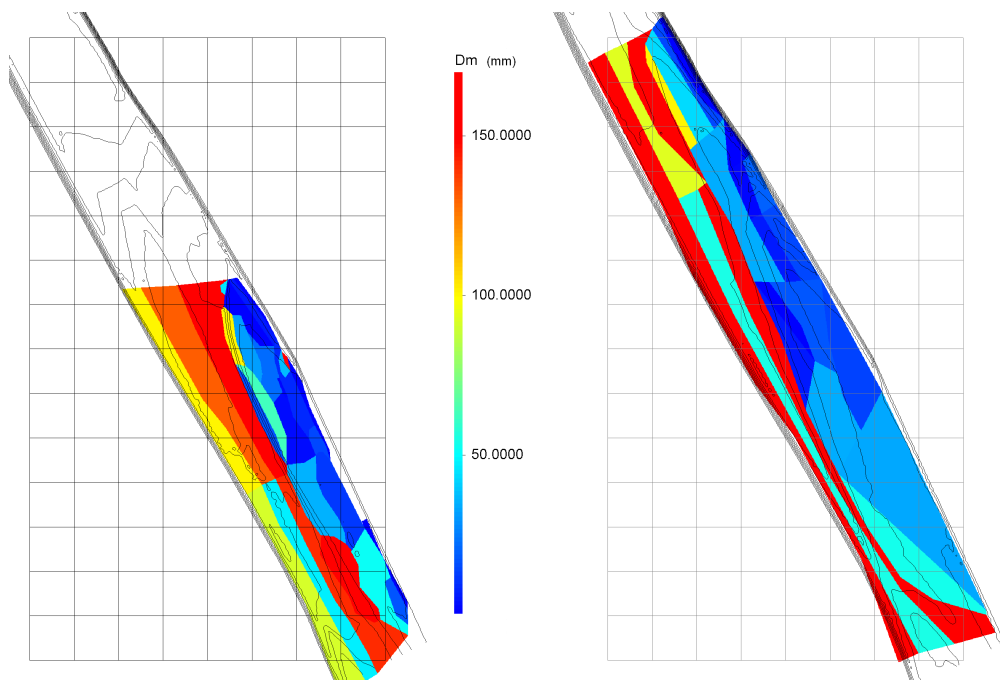


Figure 31

Arc
maillage
Les coordonnées sont en mètres dans un repère local.

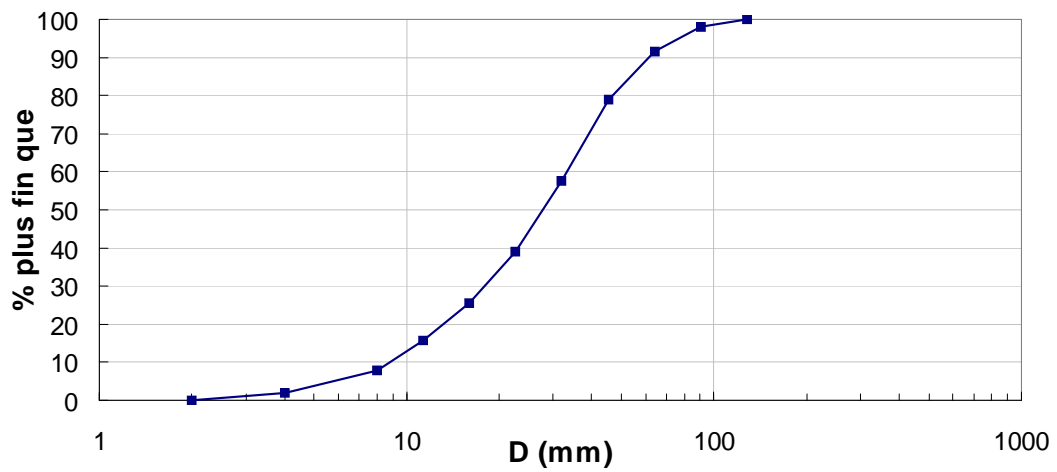
A



13 juin 2006

11 juillet 2006

B



C

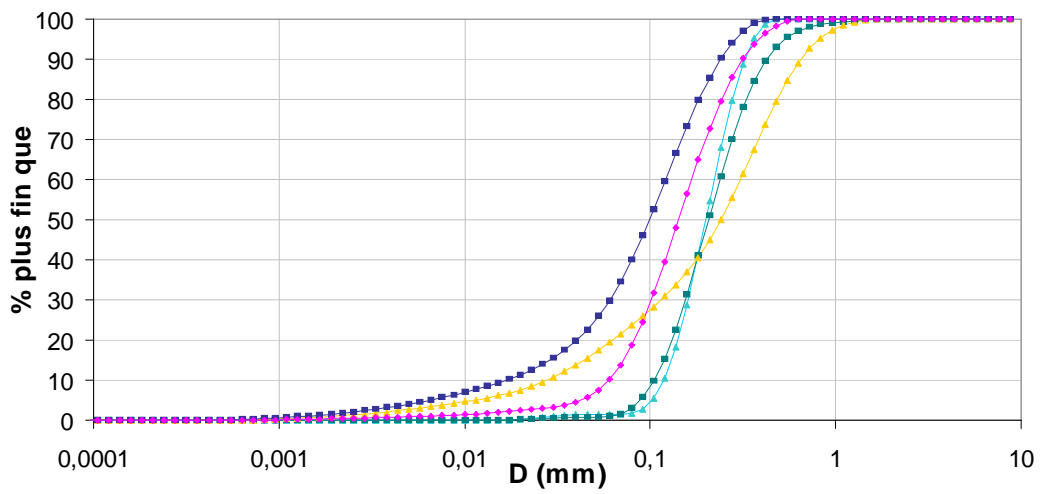
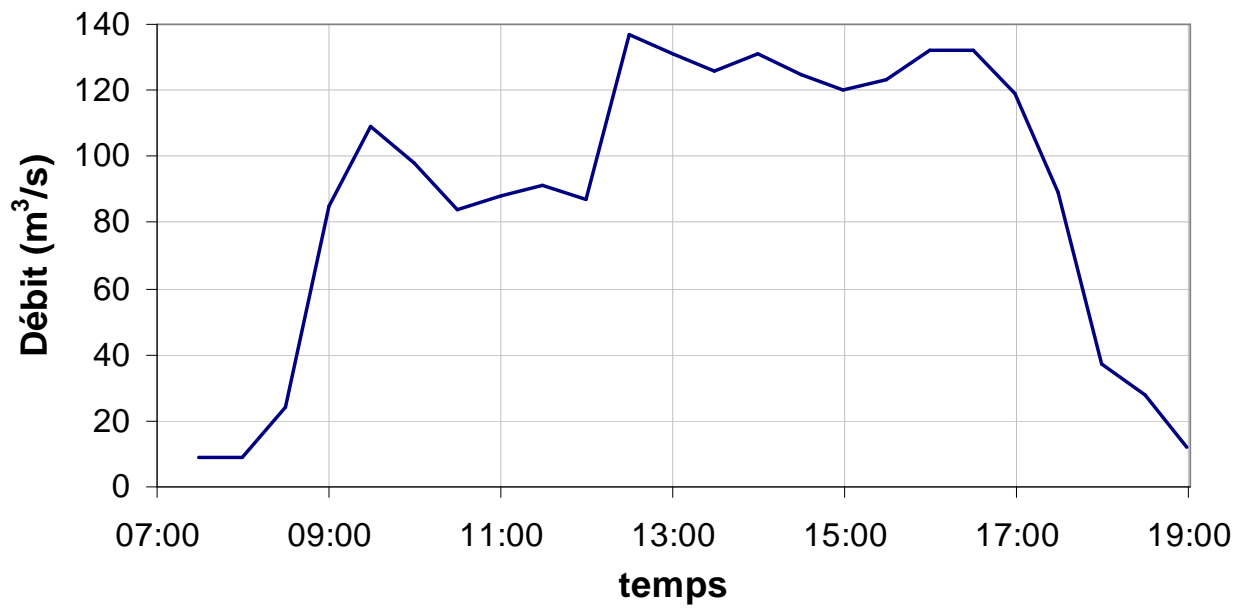
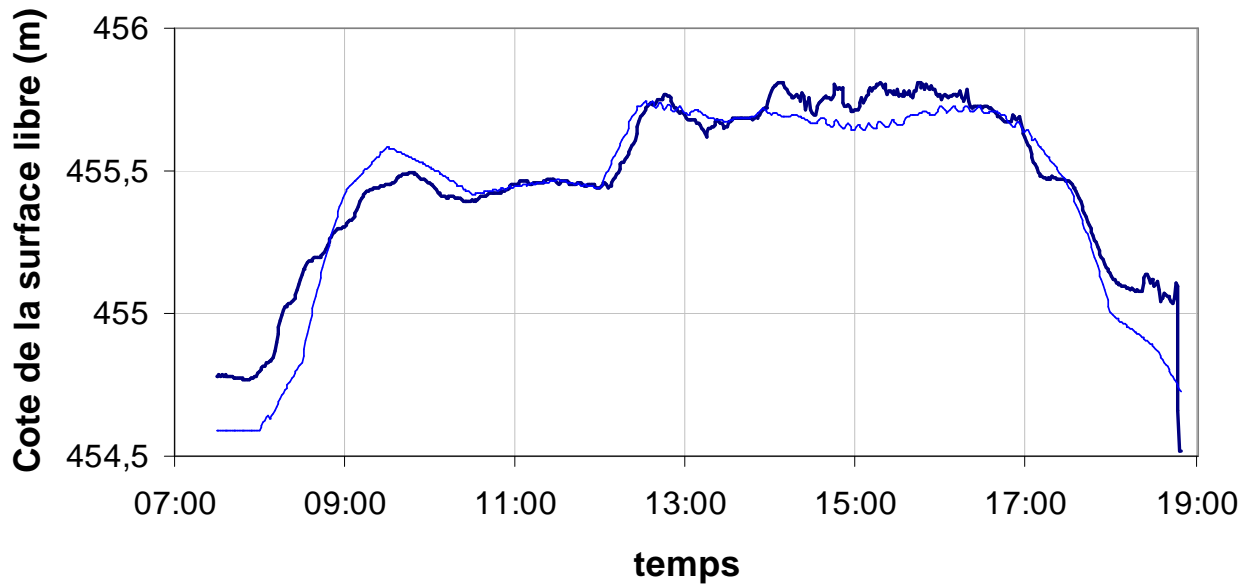


Figure 32

Arc
granulométrie
A - granulométrie approximative de surface par zones (pas de la grille 20 m); B - mode de gravier; C - mode de sable

A**B**

— mesure
— simulation avec modèle long

Figure 33

Arc – données hydraulique
A – débit mesuré au niveau du pont aval
B – cote de la surface libre au niveau de l'amont de la zone étudiée

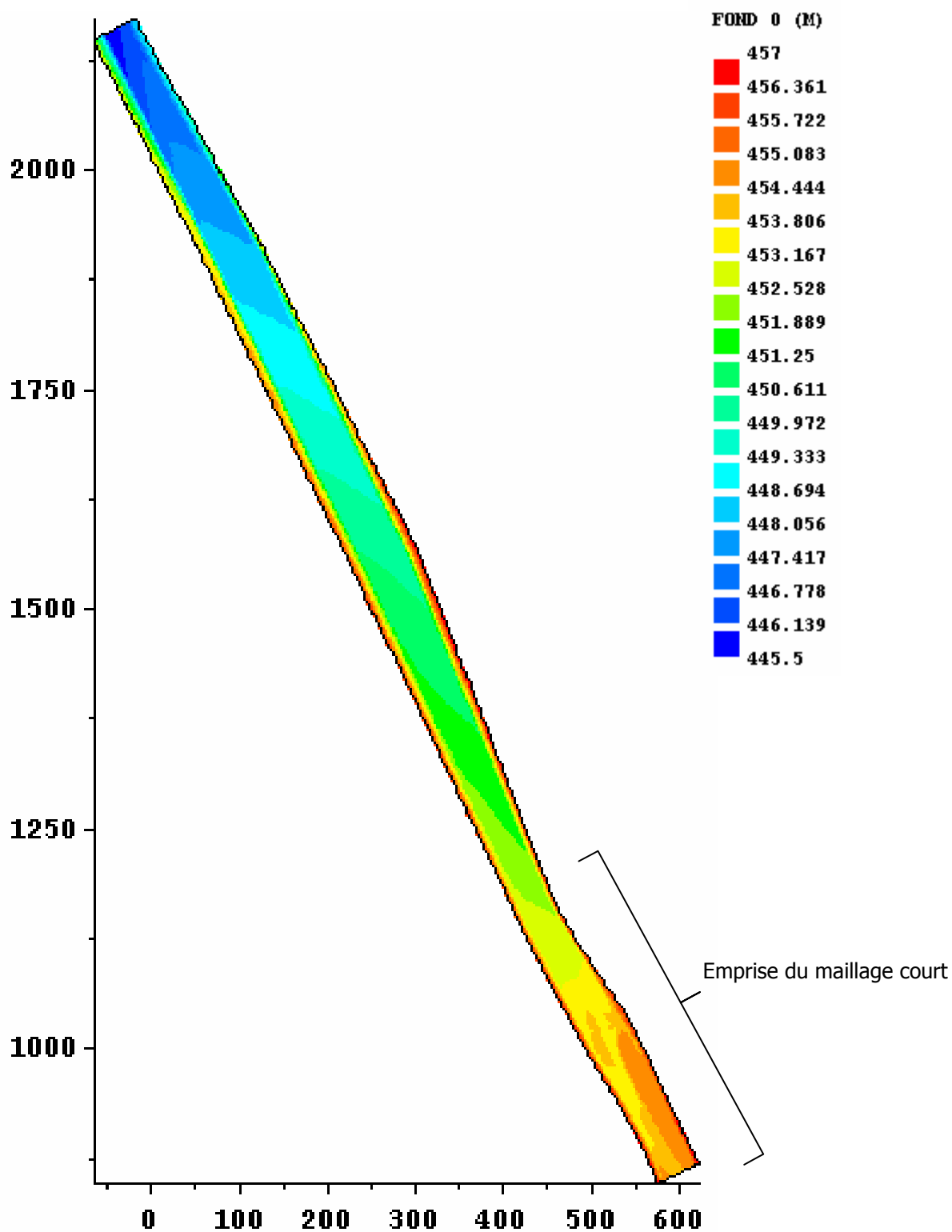
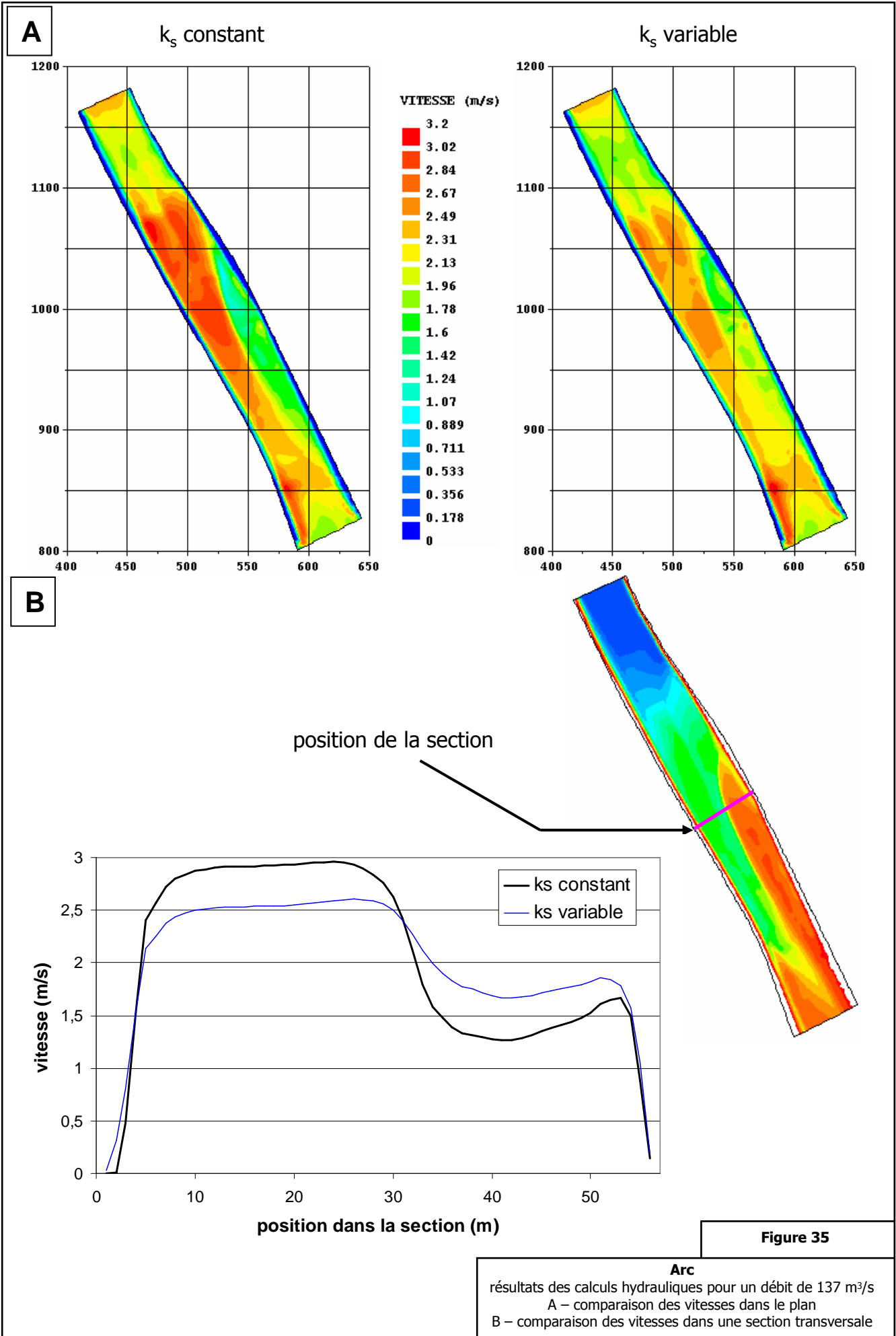


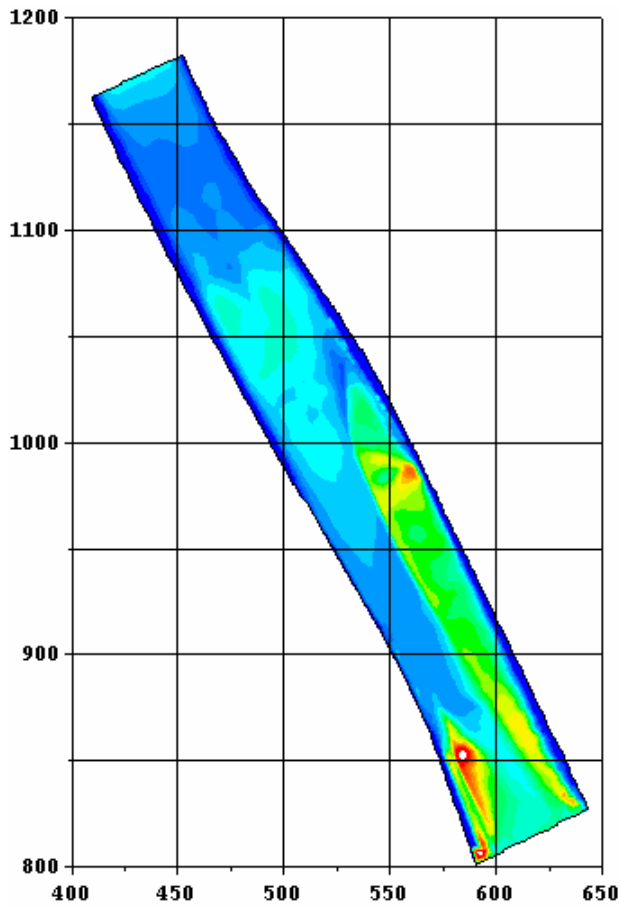
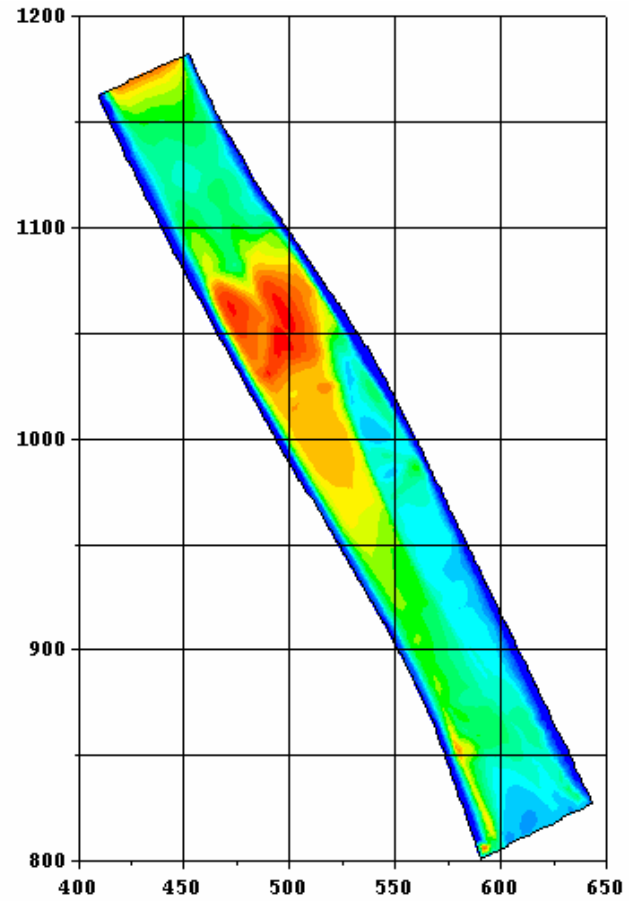
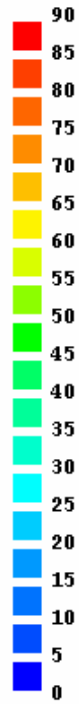
Figure 34

Arc
bathymétrie du maillage long

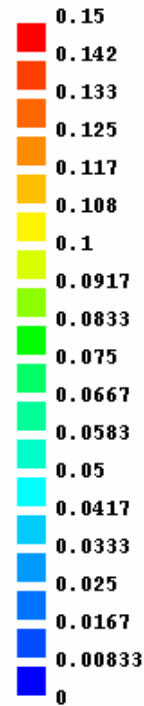


A

contrainte (N/m²)



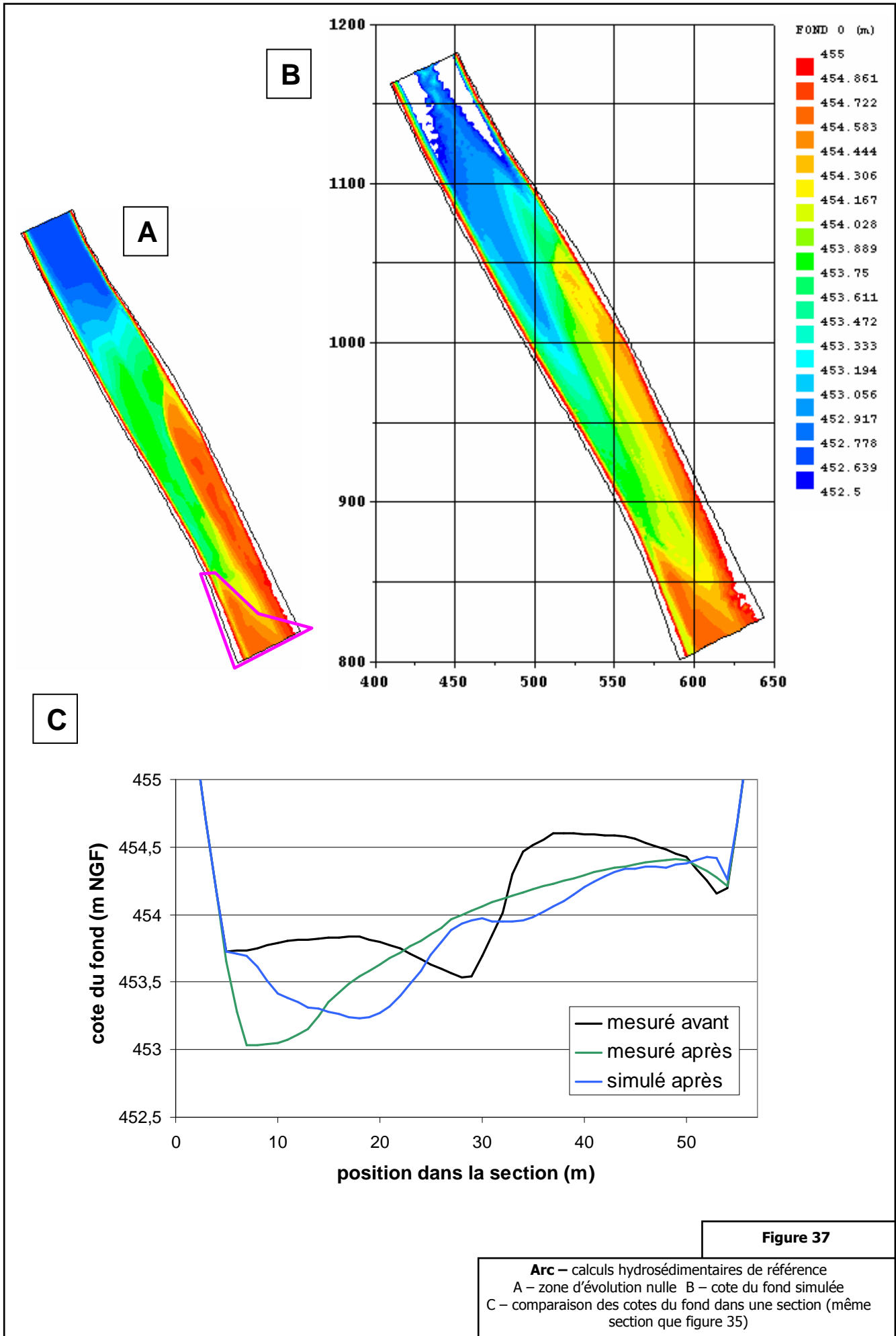
paramètre de Shields

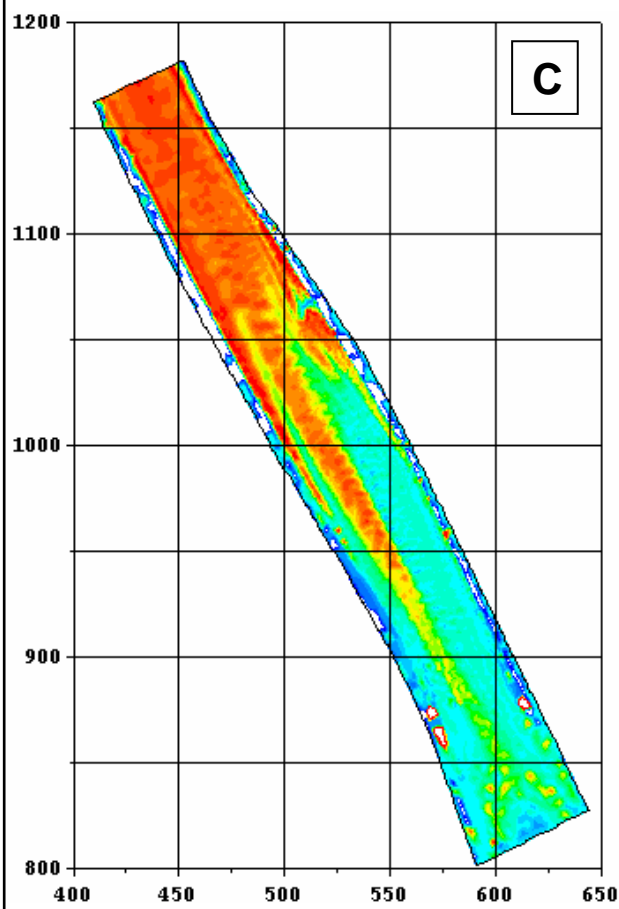
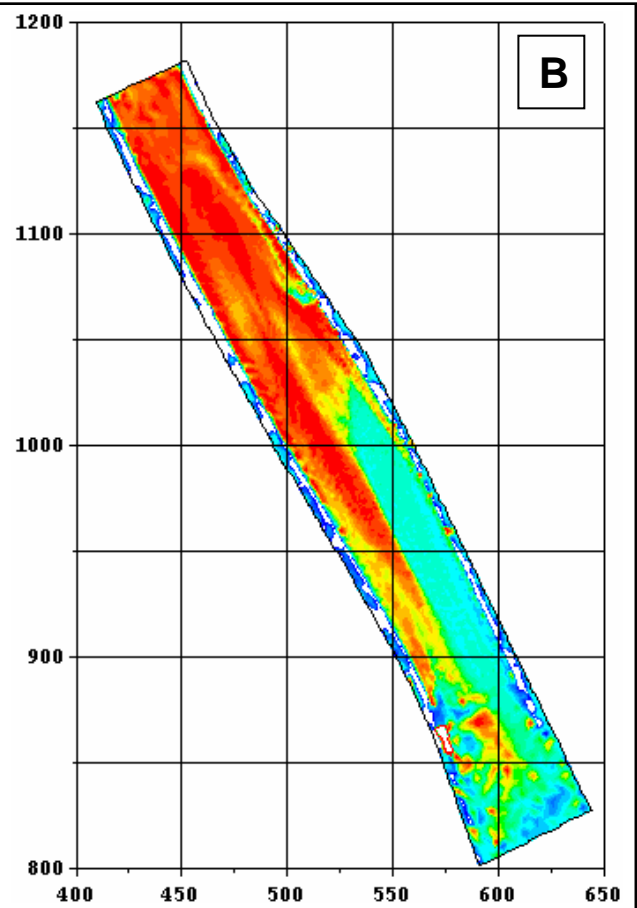
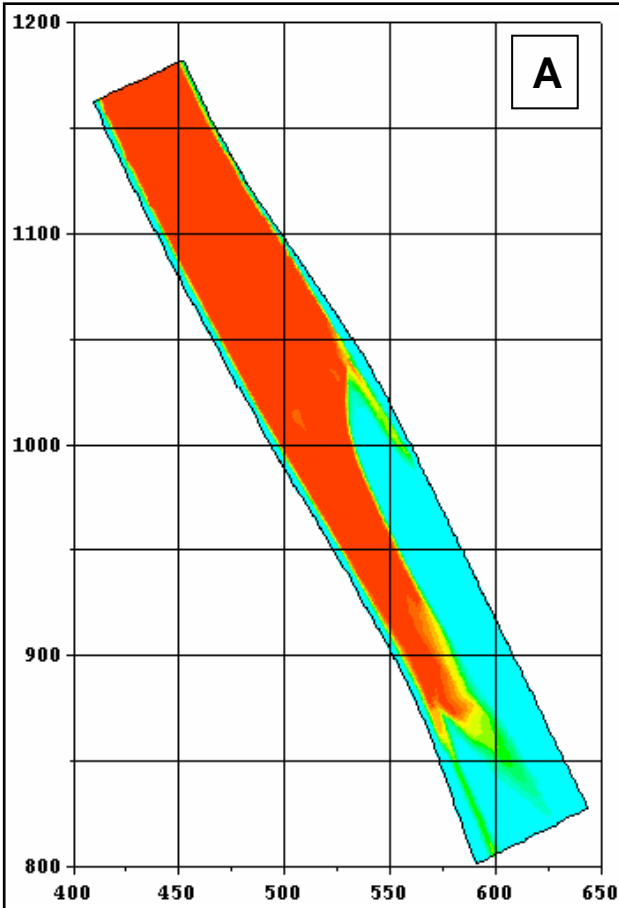


B

Figure 36

Arc
résultats des calculs hydrauliques pour un débit de 137 m³/s
A – contrainte hydraulique
B - paramètre de Shields





D_m (mm)

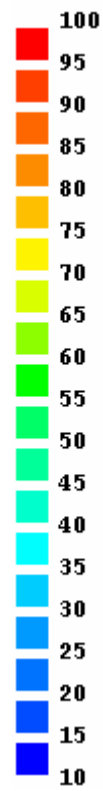
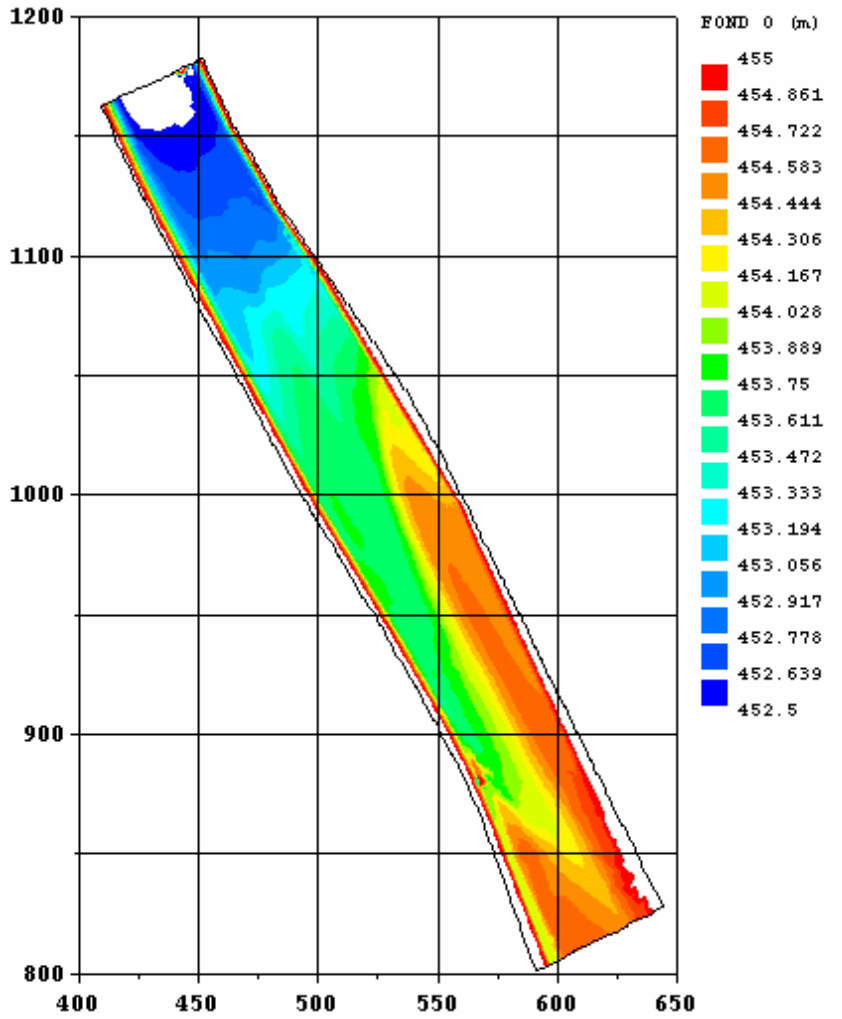


Figure 38

Arc – calculs hydrosédimentaires de référence
 Diamètre moyen de la surface :
 A – début du calcul, B – fin du calcul, C - intermédiaire

A



B

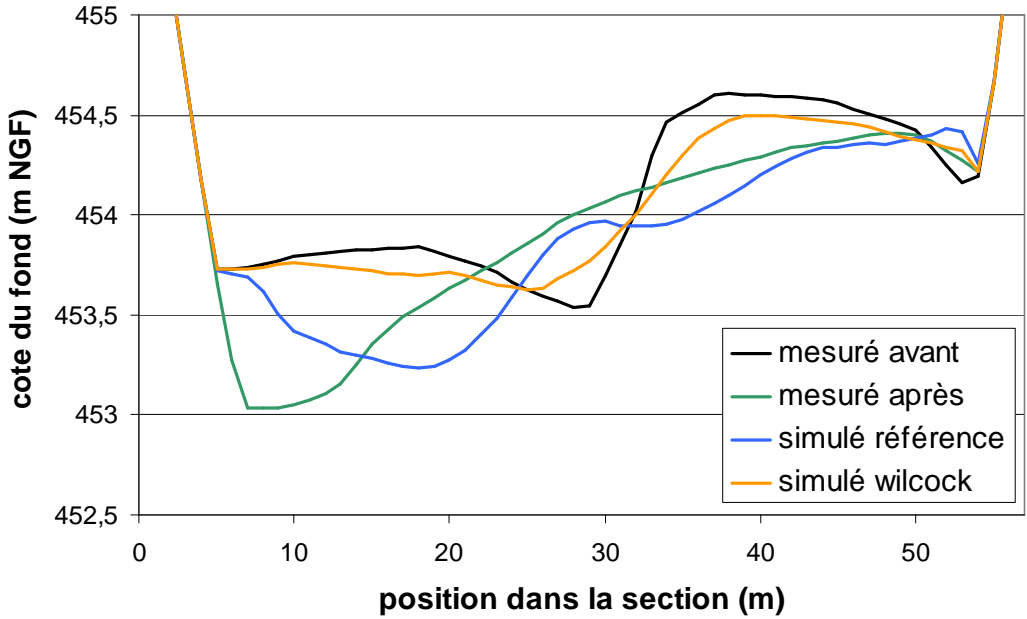


Figure 39

Arc – calculs hydrosédimentaires. formule de Wilcock
A – cote du fond simulée
B – comparaison des cotes du fond dans une section (même section que figure 35)

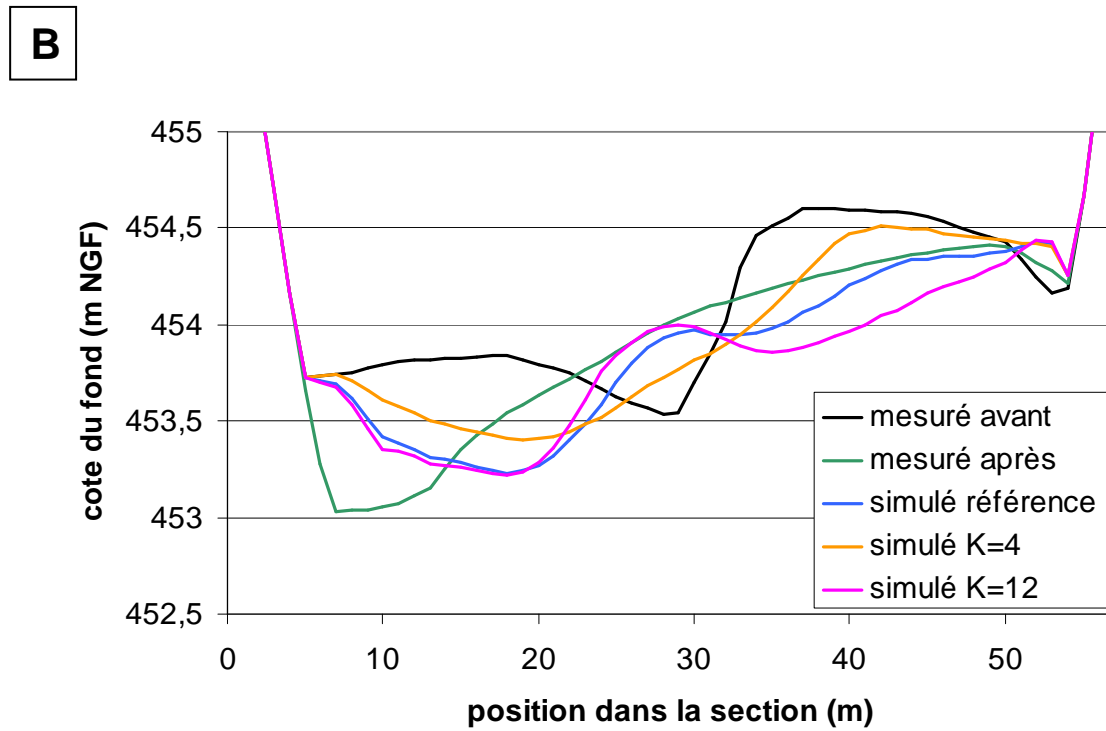
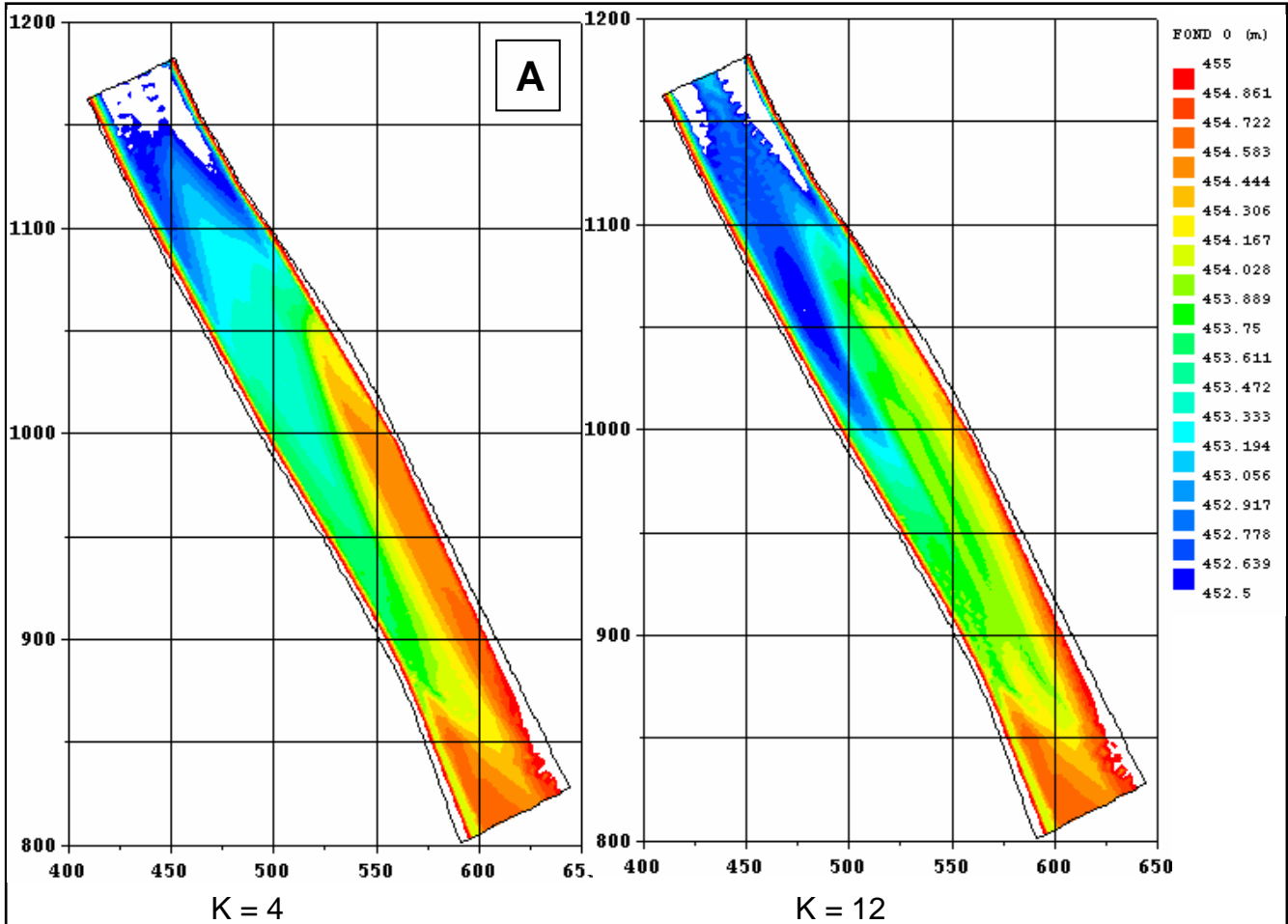
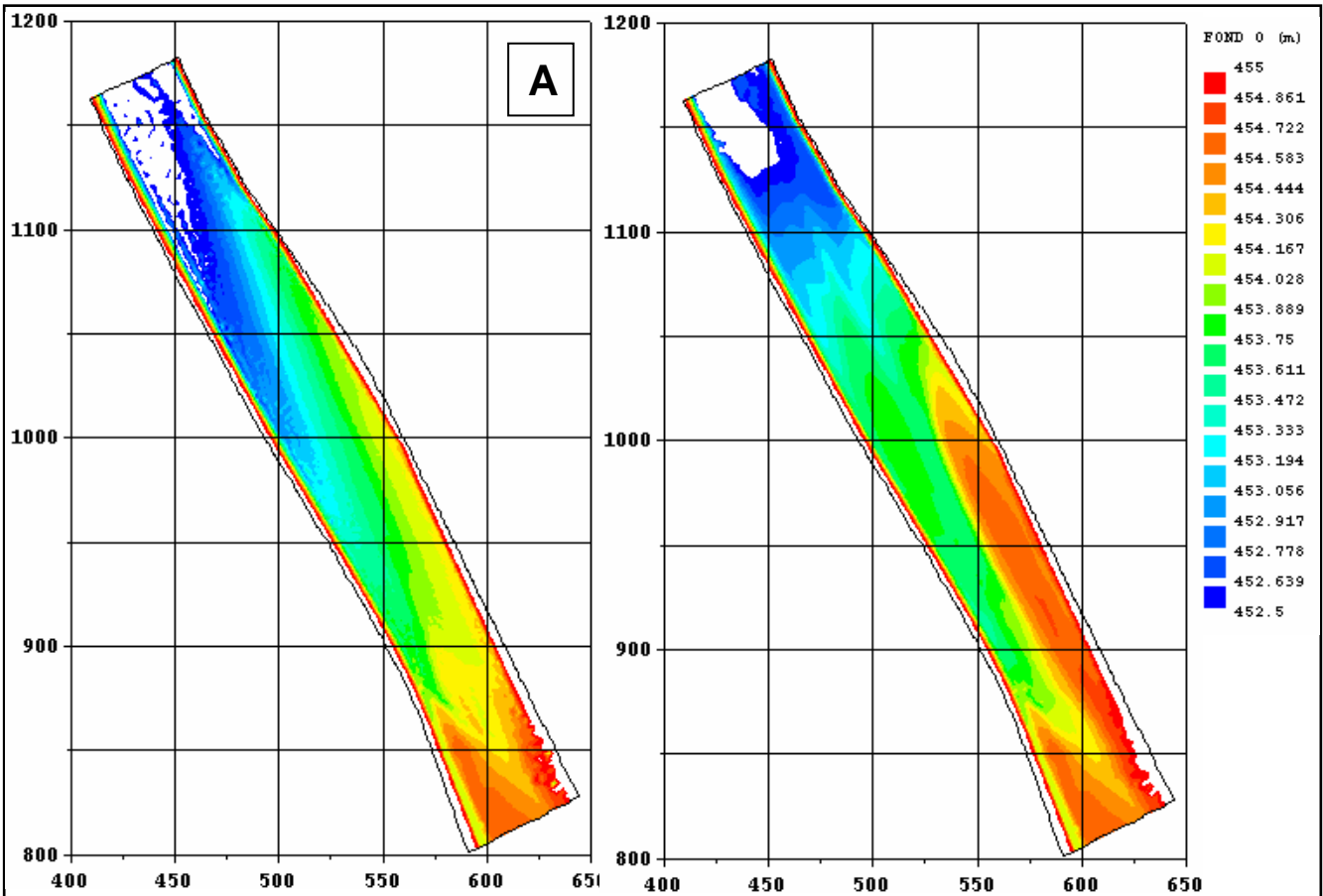


Figure 40

Arc – calculs hydrosédimentaires. Rôle de K
A – cote du fond simulée pour K=4 et K=12
B – comparaison des cotes du fond dans une section (même section que figure 35)



$\theta_c = 0.02$

$\theta_c = 0.06$

B

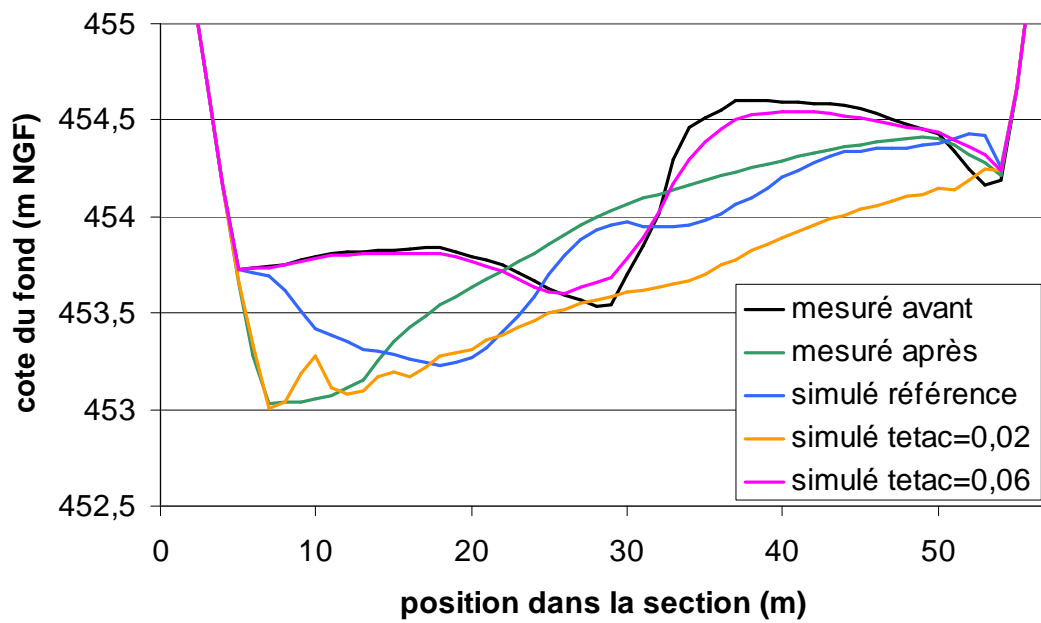
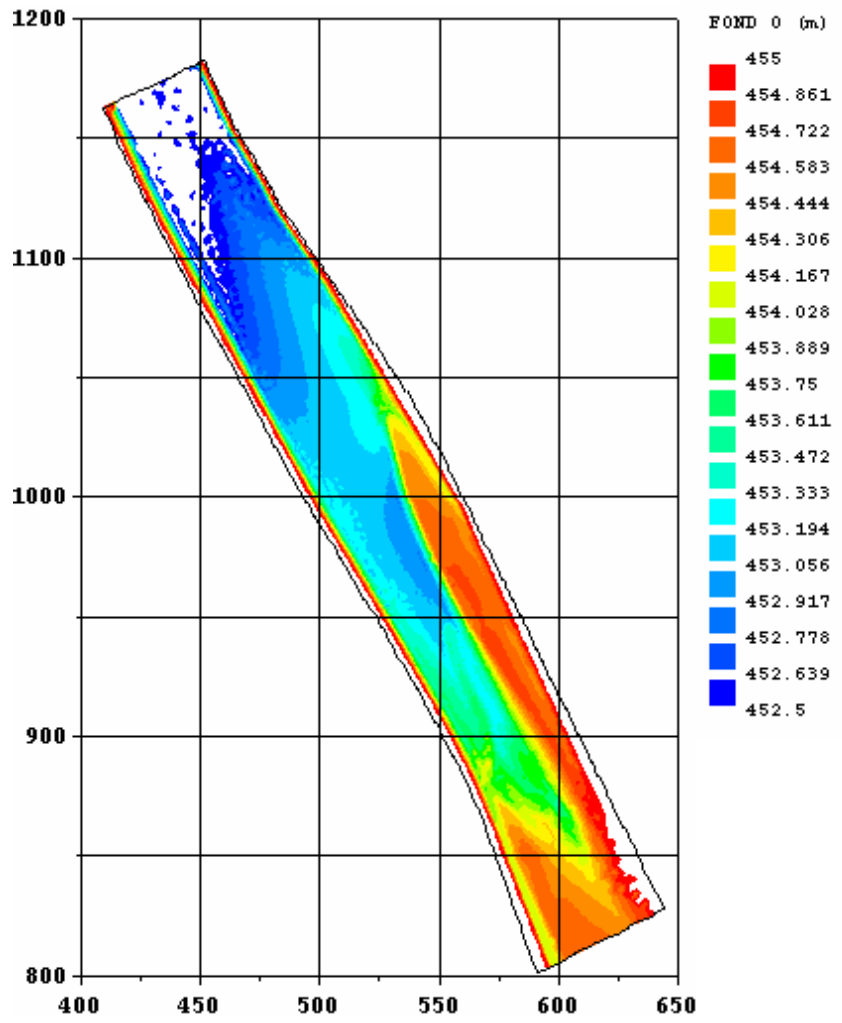


Figure 41

Arc – calculs hydrosédimentaires. Rôle de θ_c
 A – cote du fond simulée
 B – comparaison des cotes du fond dans une section (même section que figure 35)

A



B

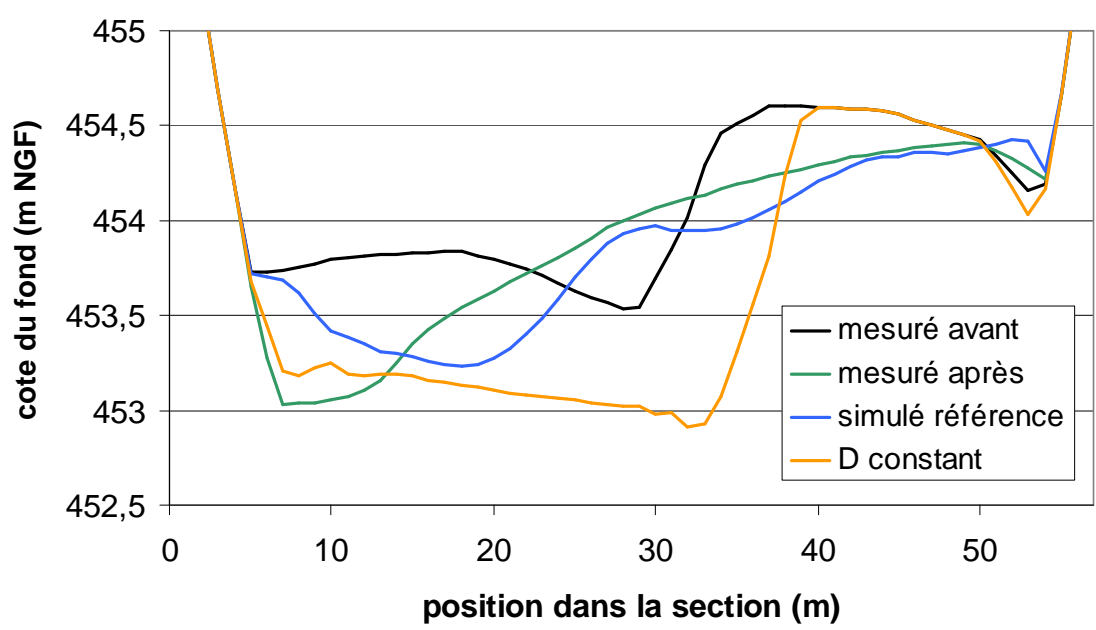
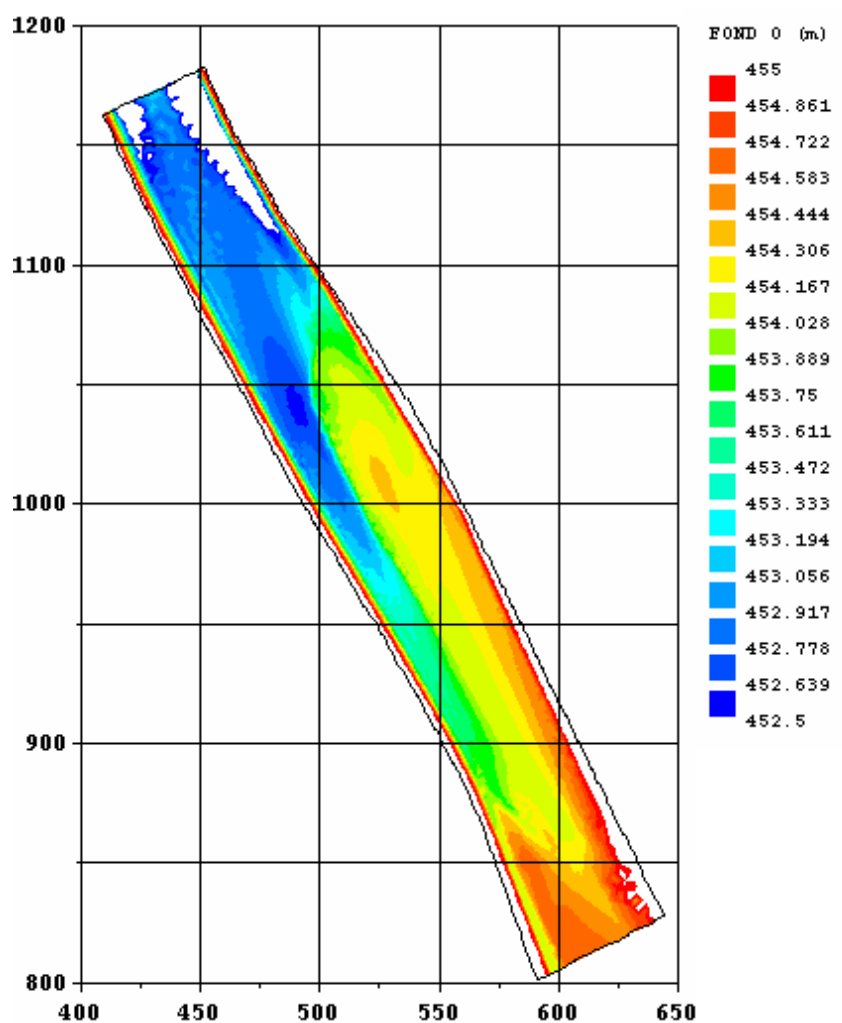


Figure 42

Arc – calculs hydrosédimentaires. granulométrie uniforme (D=5mm)
A – cote du fond simulée B – comparaison des cotes du fond dans une section (même section que figure 35)

A



B

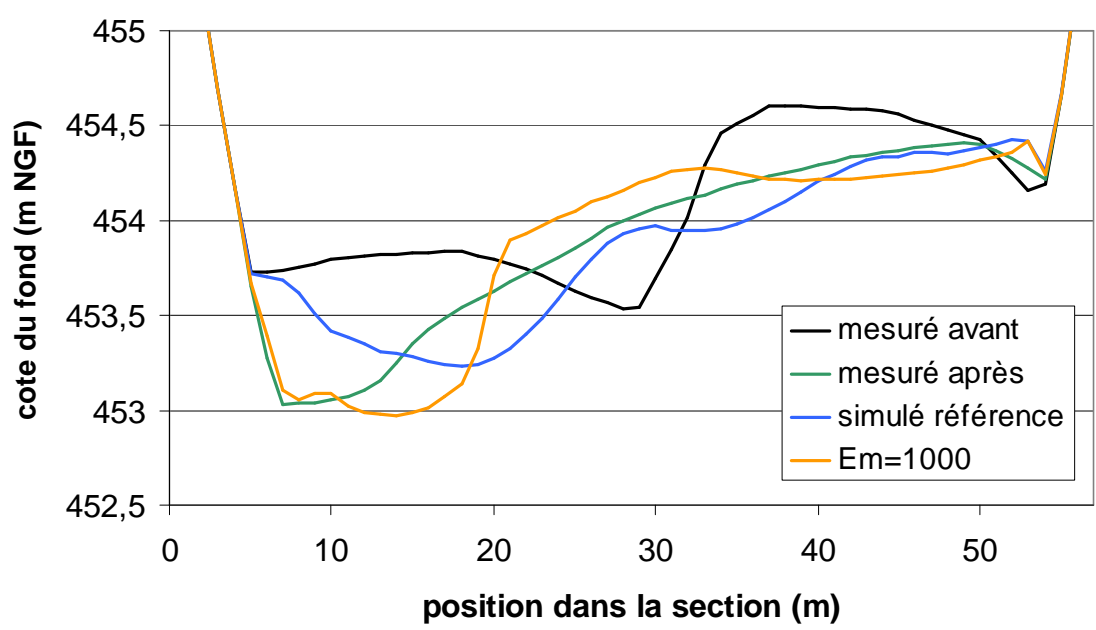


Figure 43

Arc – calculs hydrosédimentaires. Calcul à diamètre de grain constant temporellement
A – cote du fond simulée B – comparaison des cotes du fond dans une section (même section que figure 35)

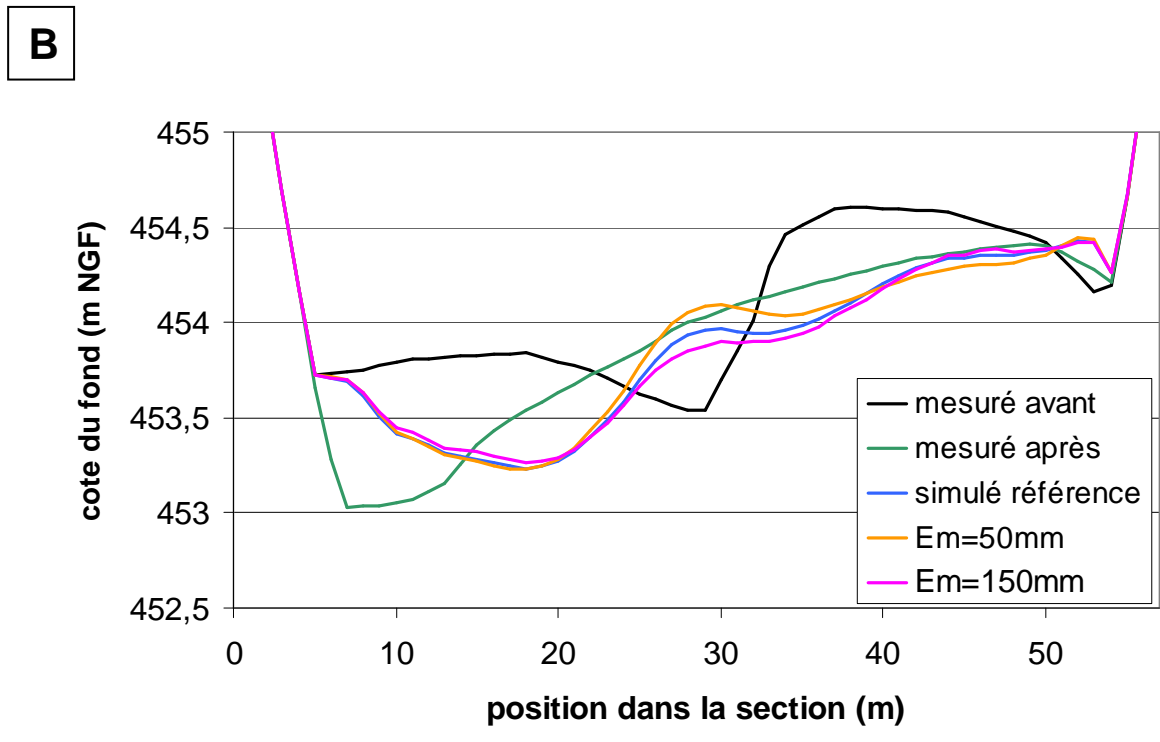
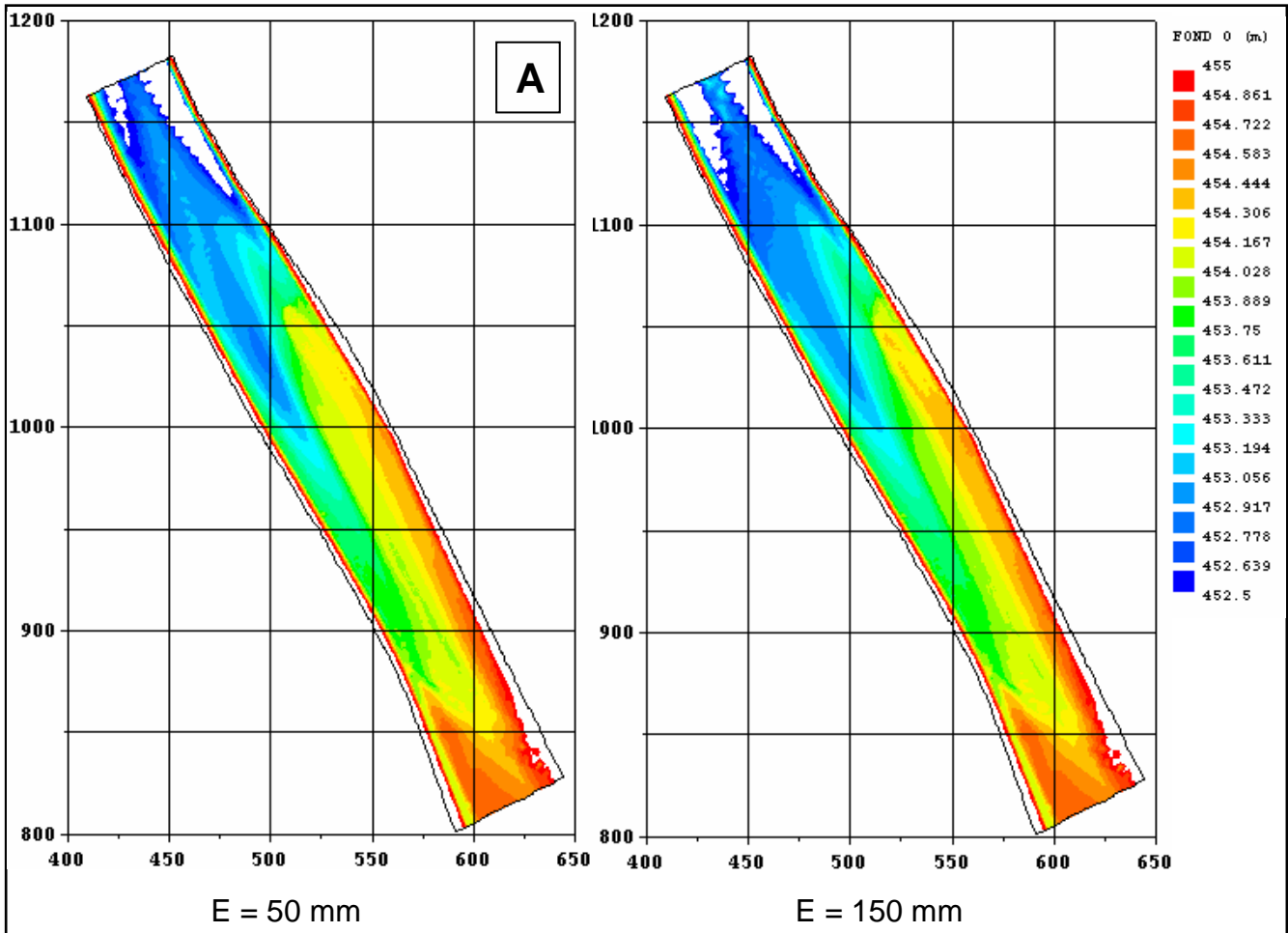
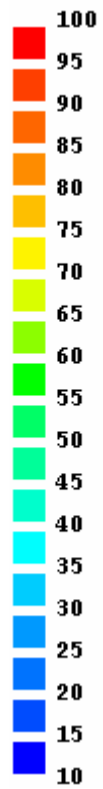


Figure 44

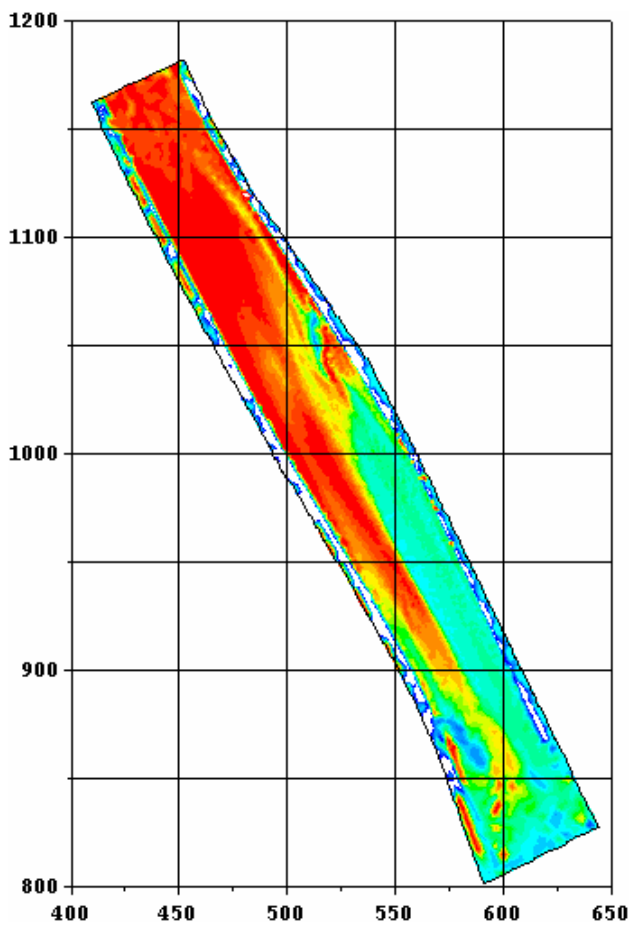
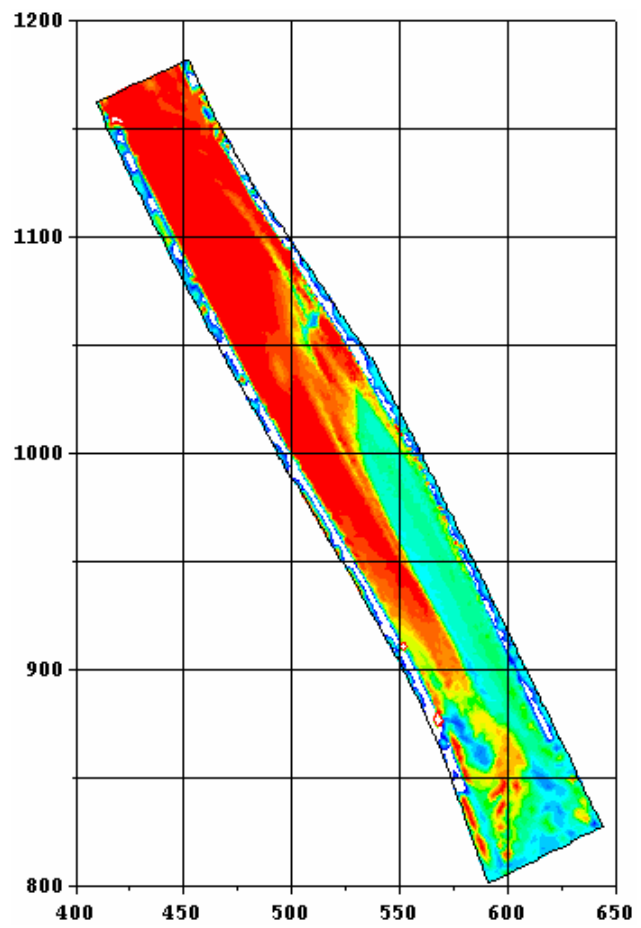
Arc – calculs hydrosédimentaires. Rôle de l'épaisseur de la couche active
 A – cote du fond simulée B – comparaison des cotes du fond dans une section (même section que figure 35)

Dm (mm)



A

E = 50 mm



B

E = 150 mm

Figure 45

Arc – calculs hydrosédimentaires. Rôle de l'épaisseur de la couche active : 50 et 150 mm
Dm arithmétique final

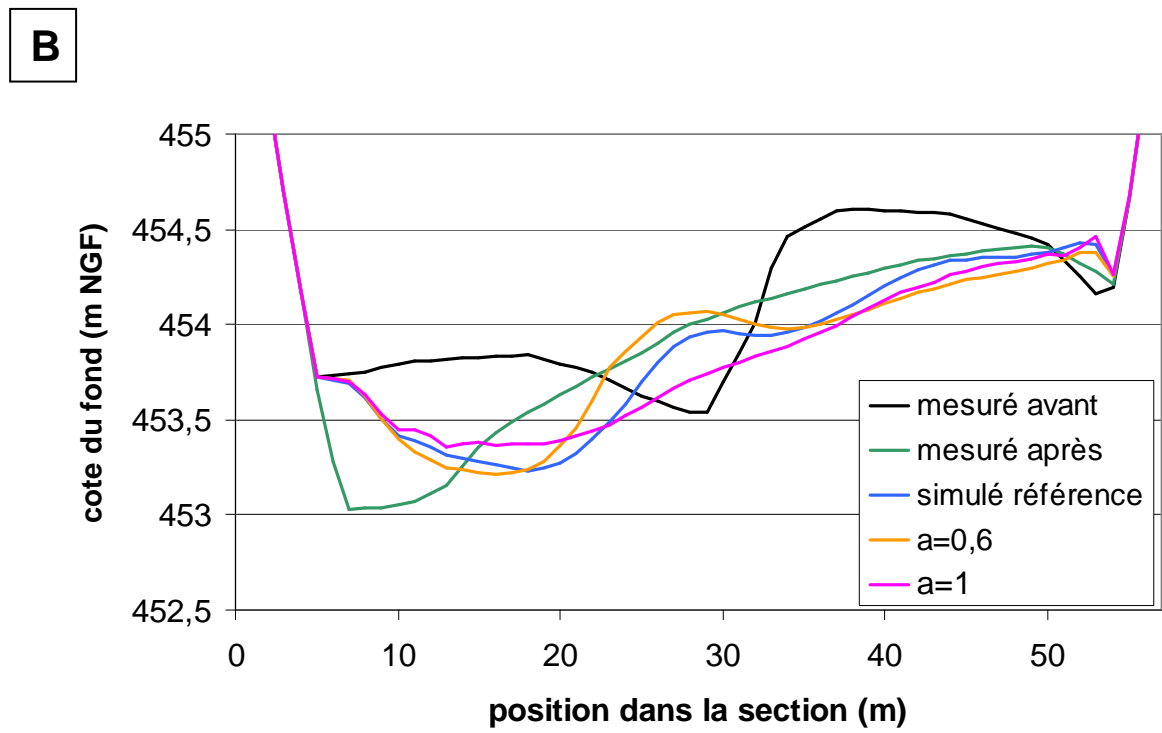
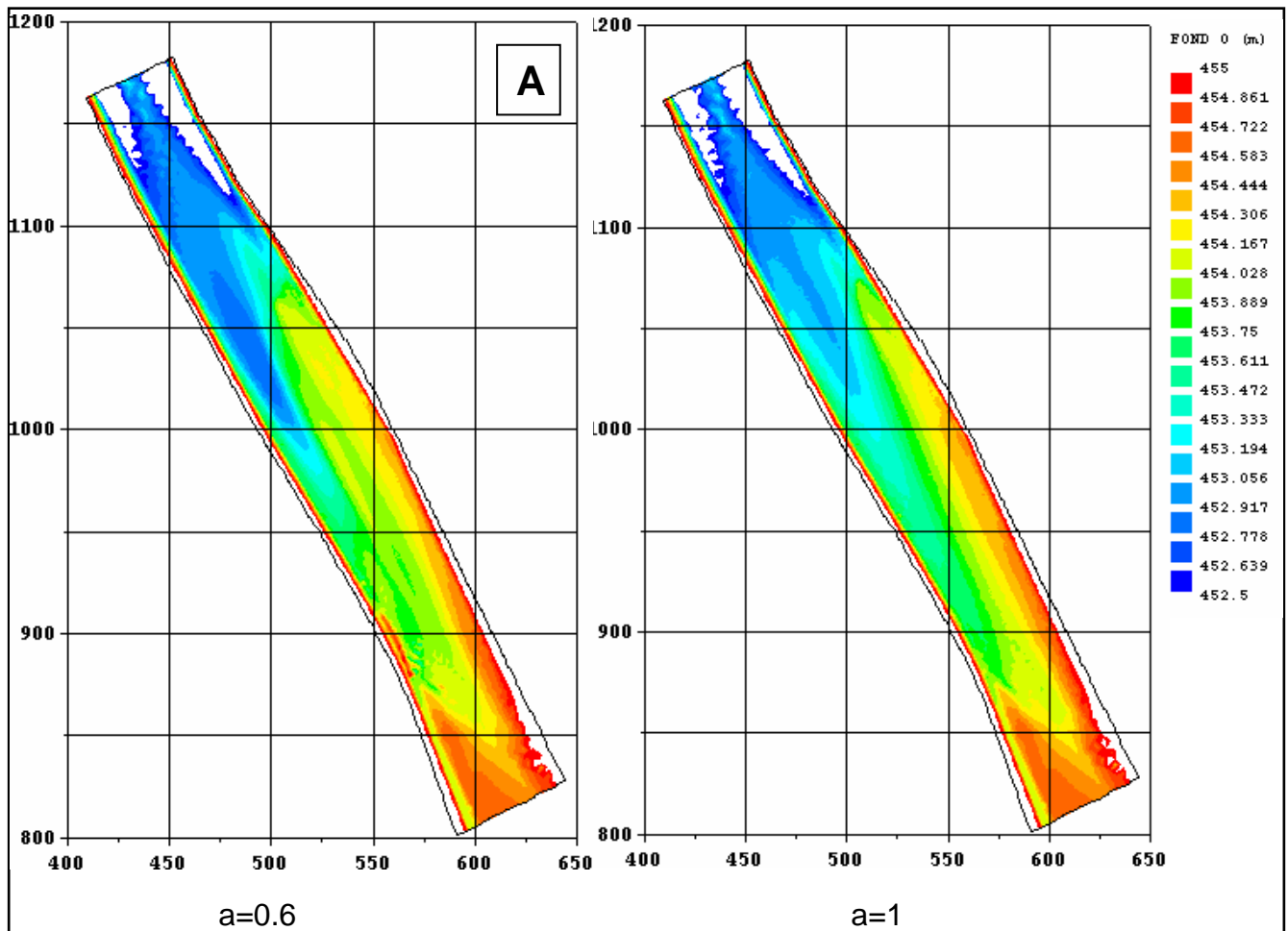
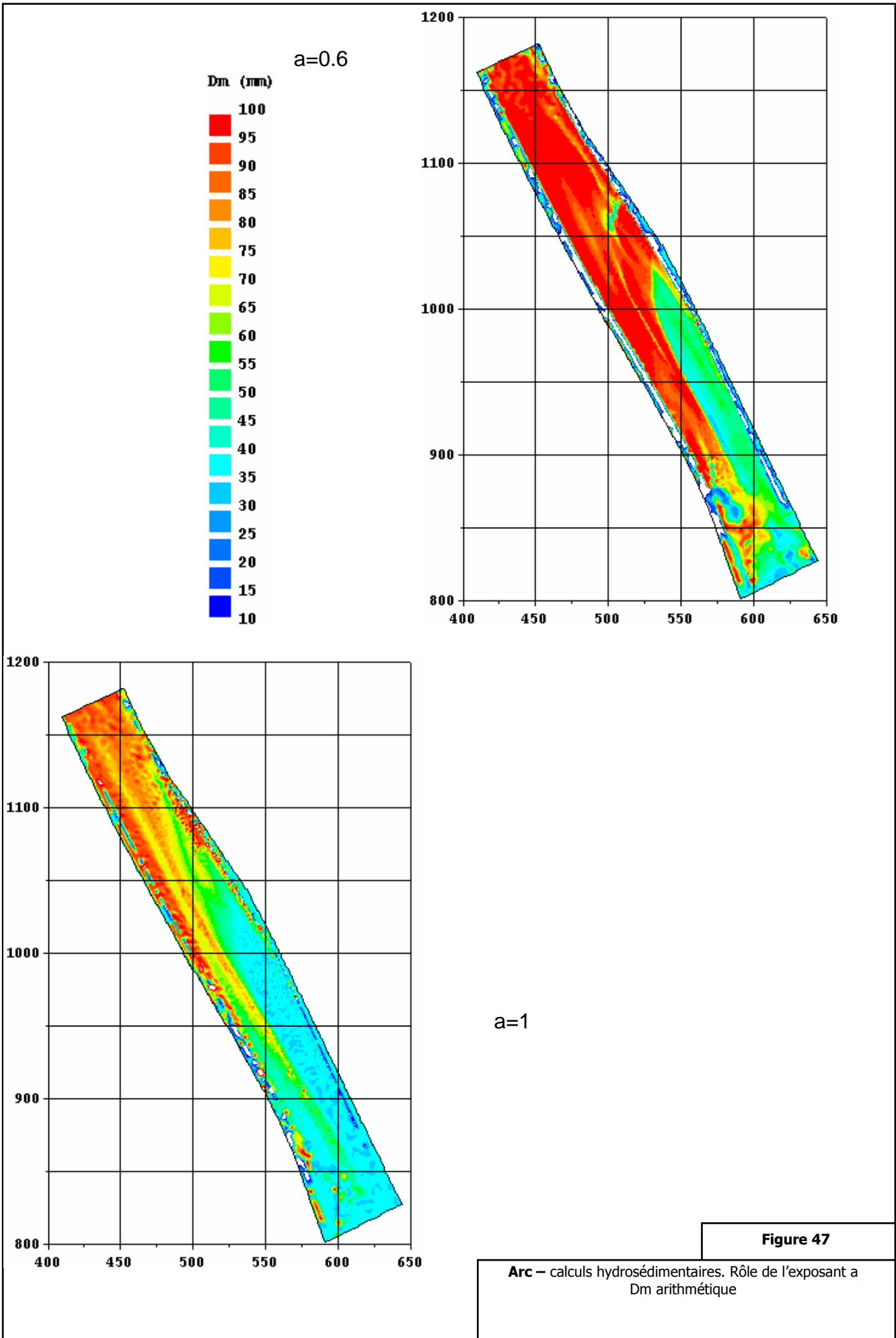
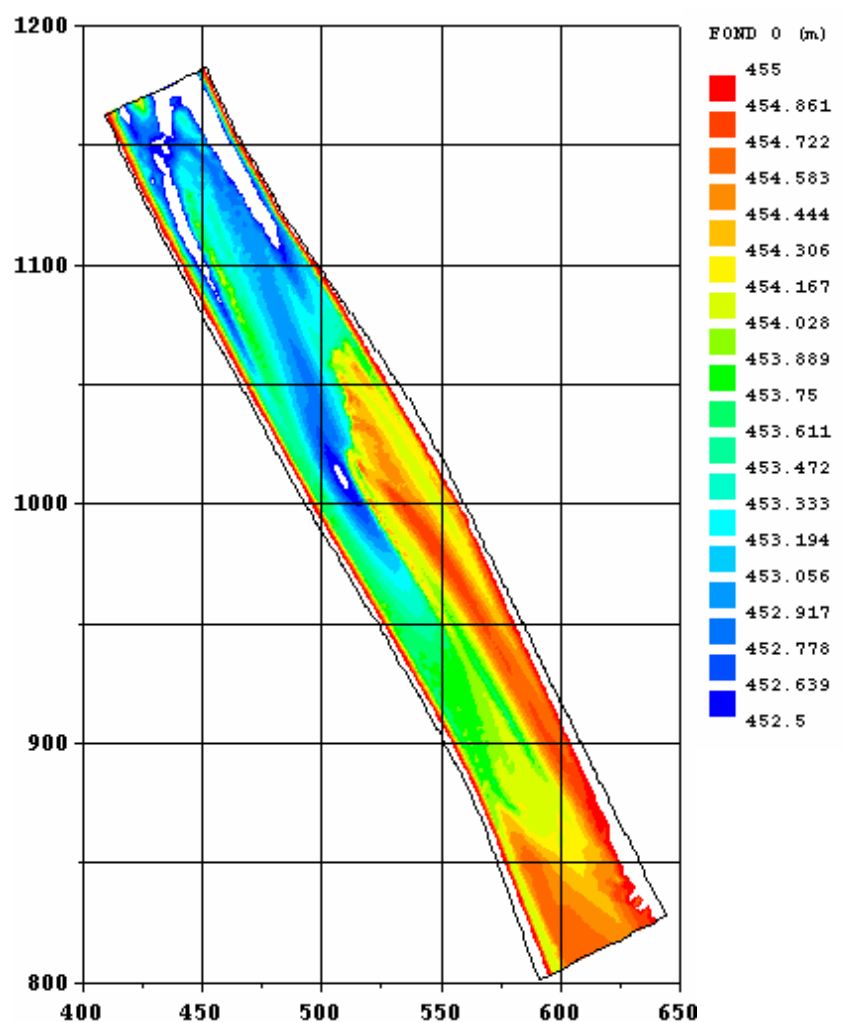


Figure 46

Arc – calculs hydrosédimentaires. Rôle de l'exposant a
 A – cote du fond simulée B – comparaison des cotes du fond dans une section (même section que figure 35)



A



B

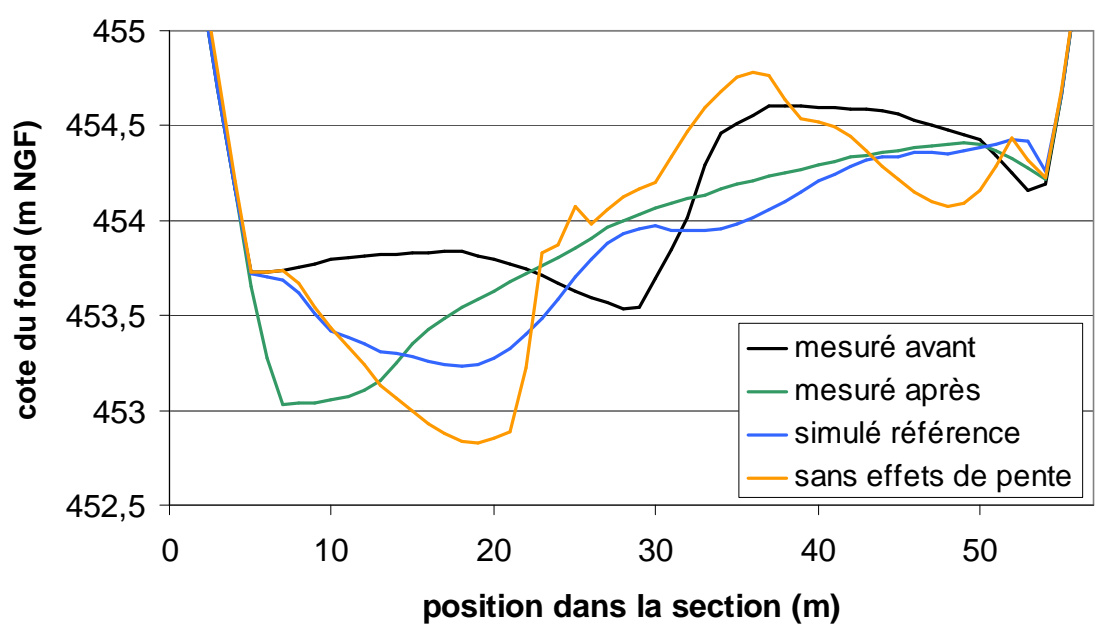
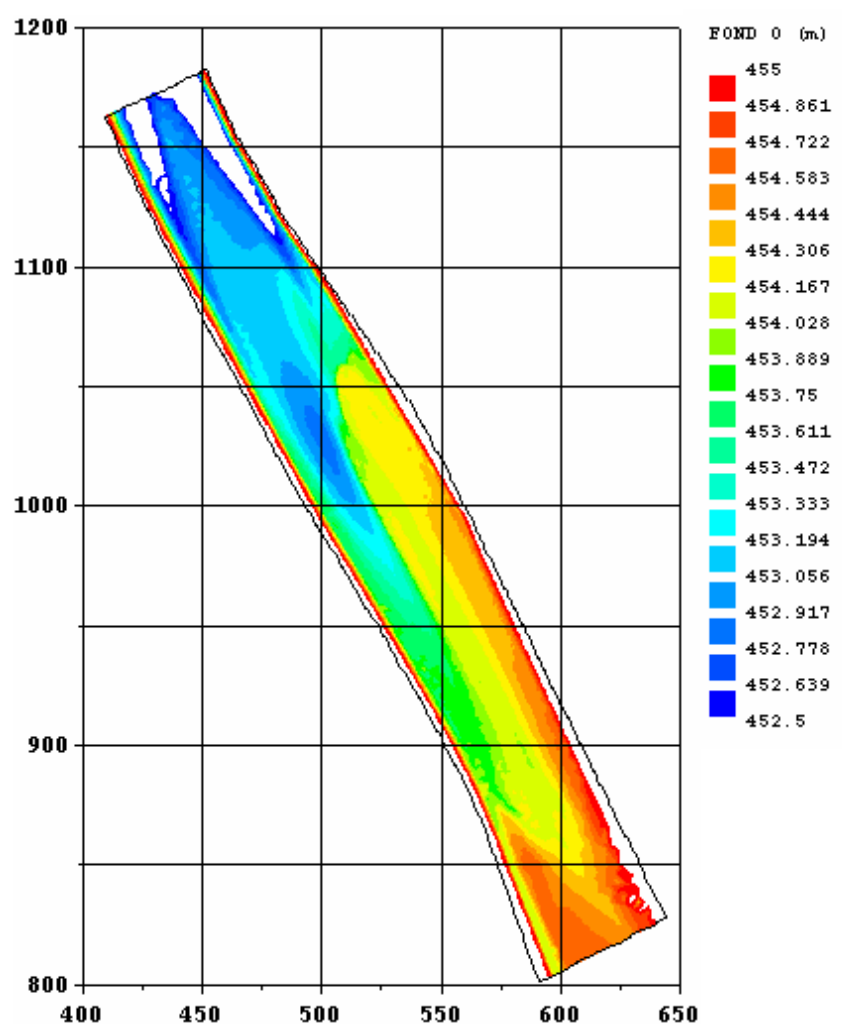


Figure 48

Arc – calculs hydrosédimentaires sans effets de pente
A – cote du fond simulée B – comparaison des cotes du fond dans une section (même section que figure 35)

A



B

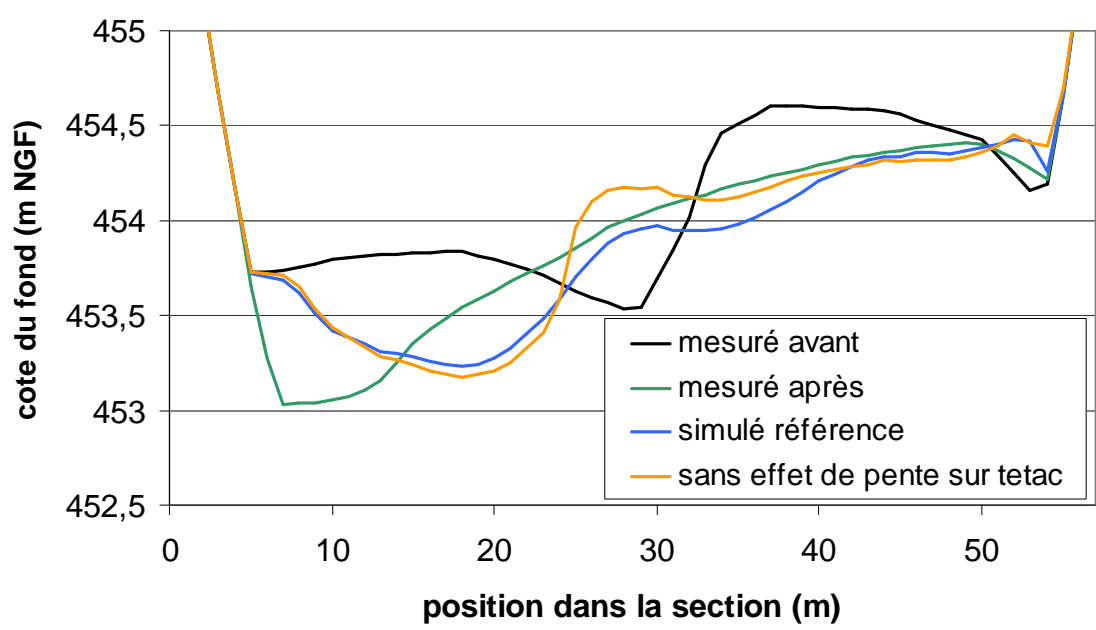


Figure 49

Arc – calculs hydrosédimentaires sans effet de pente sur la contrainte seuil
A – cote du fond simulée B – comparaison des cotes du fond dans une section (même section que figure 35)

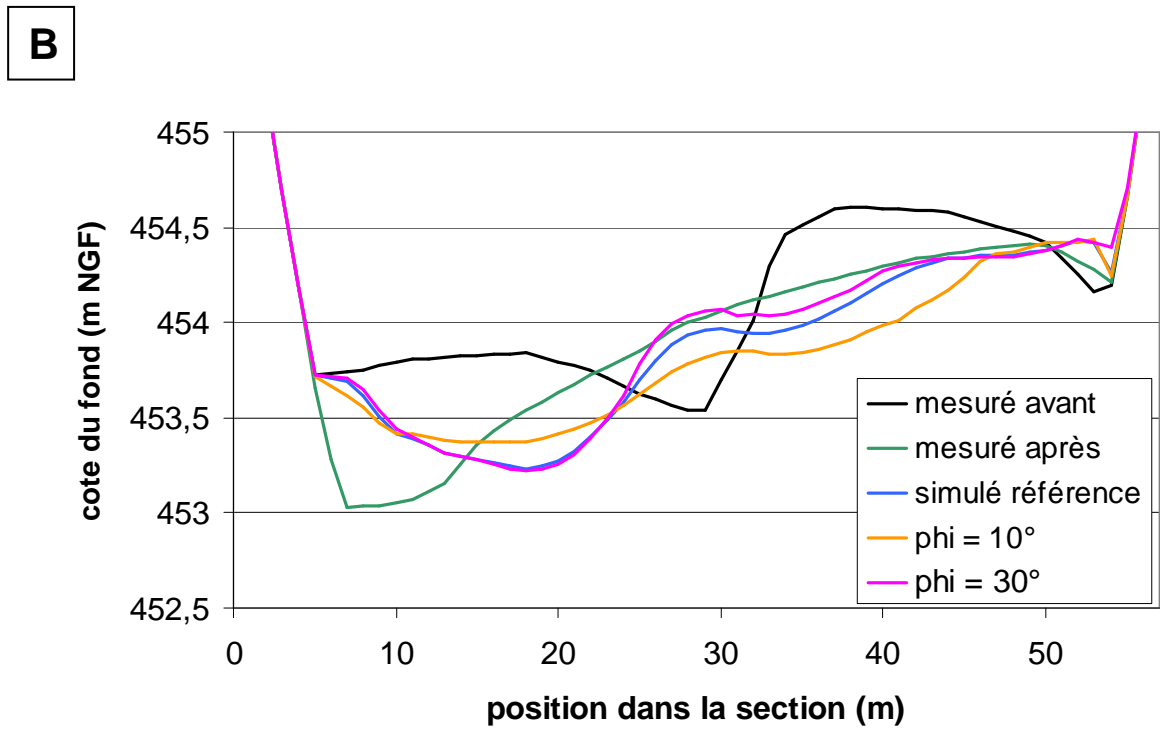
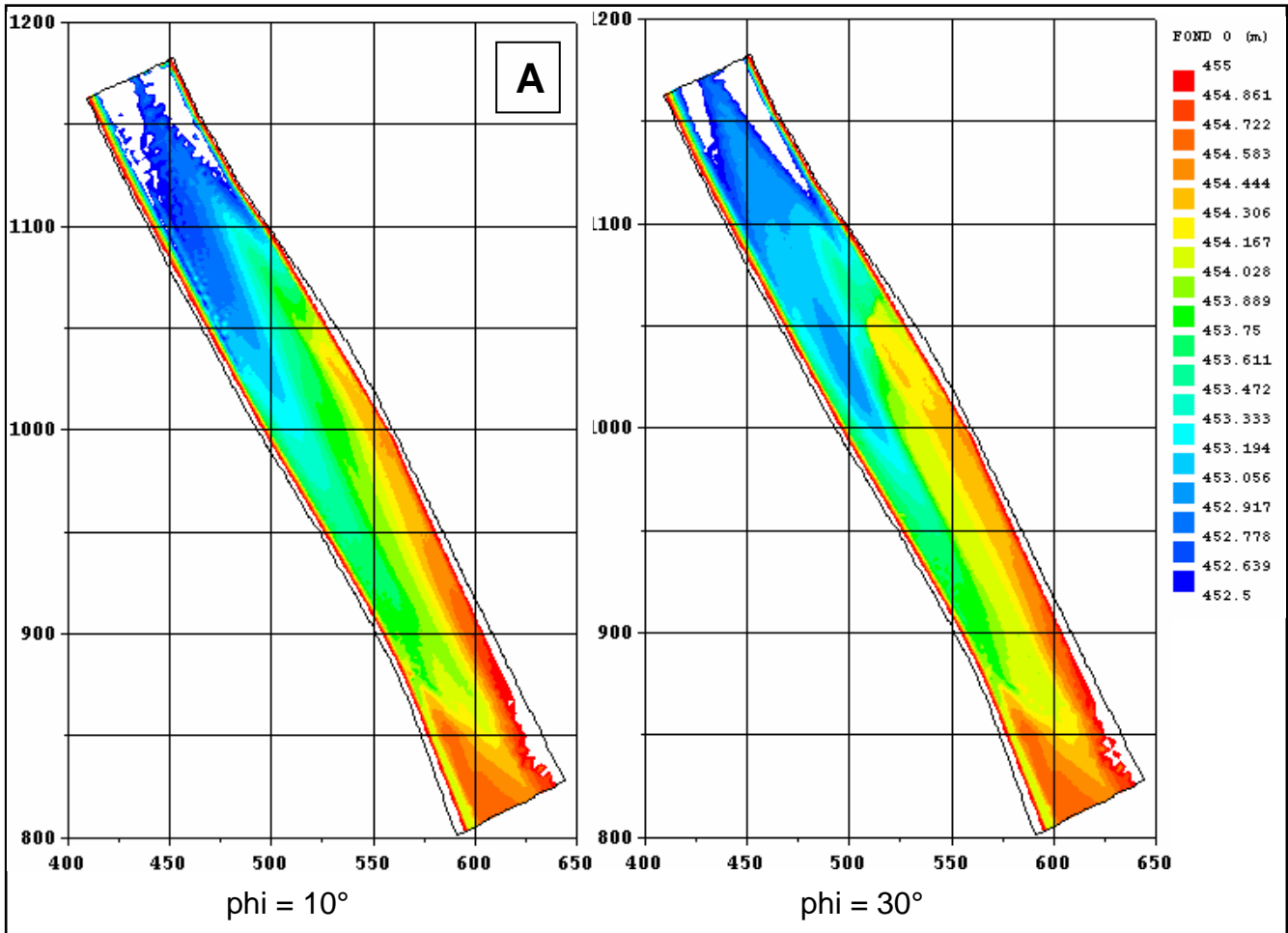
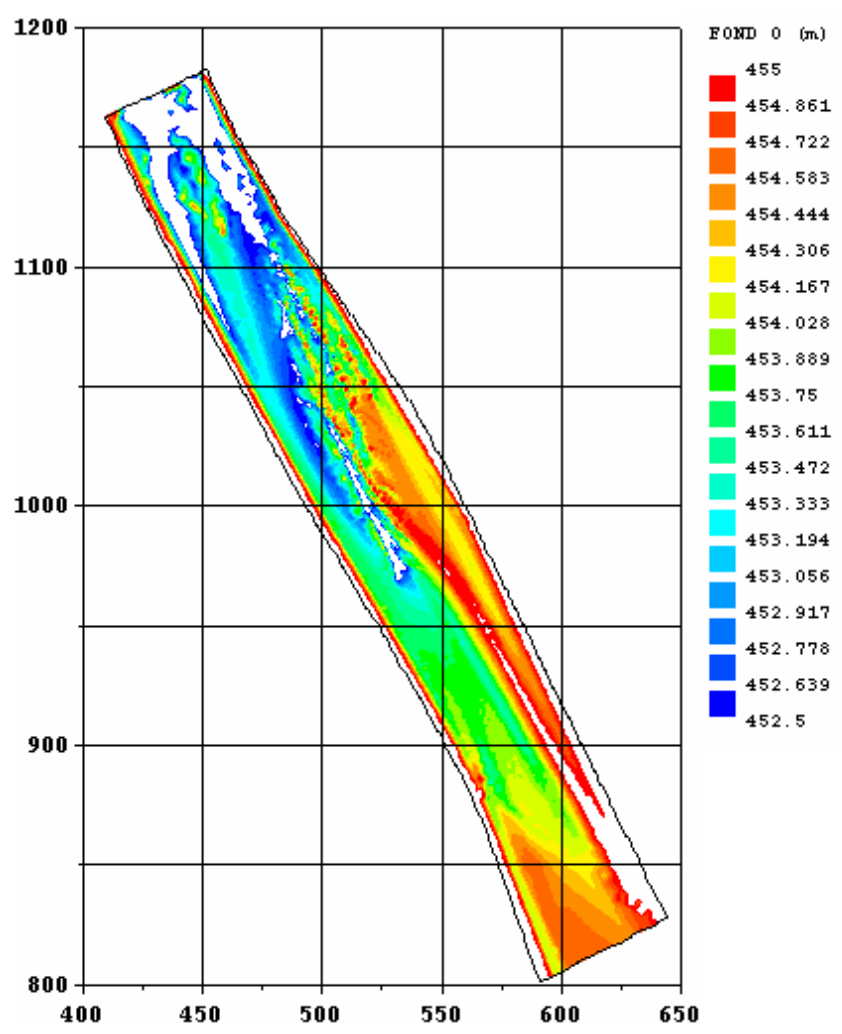


Figure 50

Arc – calculs hydrosédimentaires. rôle de l'effet de pente sur la contrainte seuil

A – cote du fond simulée B – comparaison des cotes du fond dans une section (même section que figure 35)

A



B

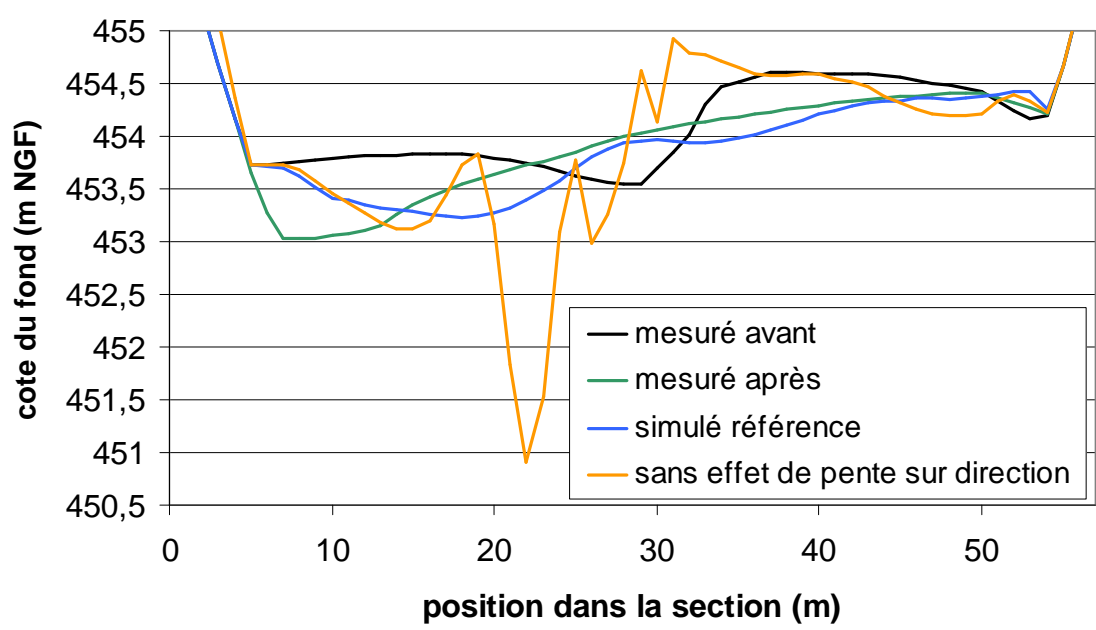


Figure 51

Arc – calculs hydrosédimentaires sans effet de pente sur la direction du transport
A – cote du fond simulée B – comparaison des cotes du fond dans une section (même section que figure 35)

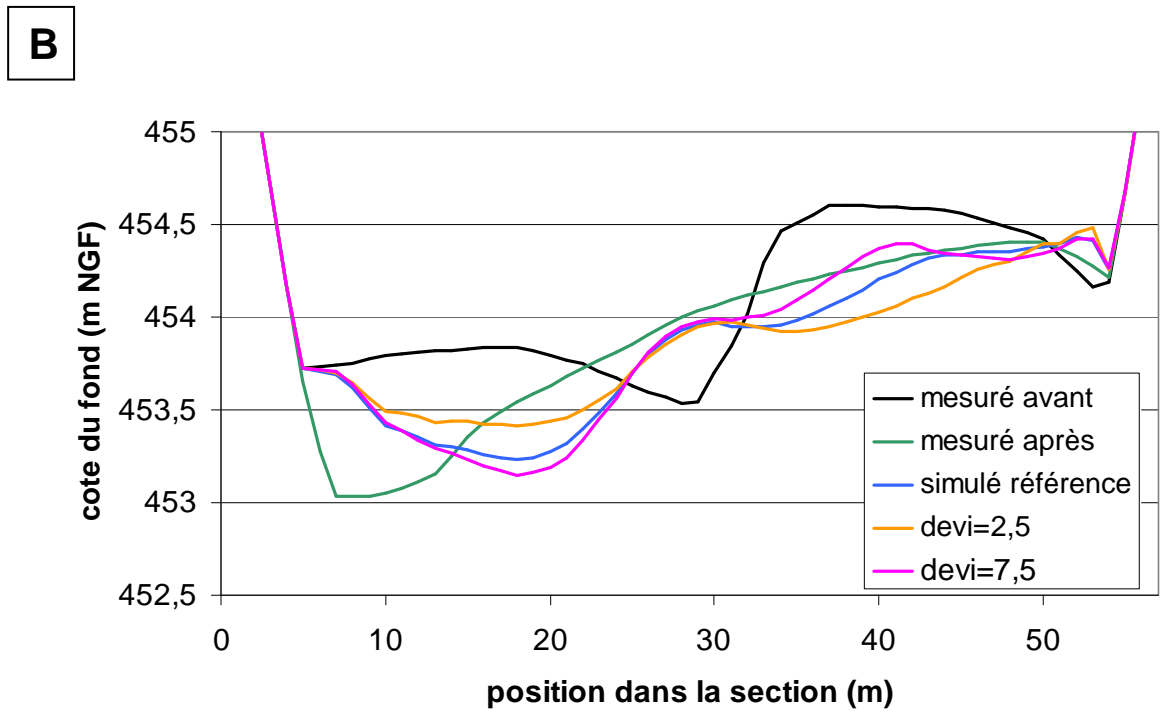
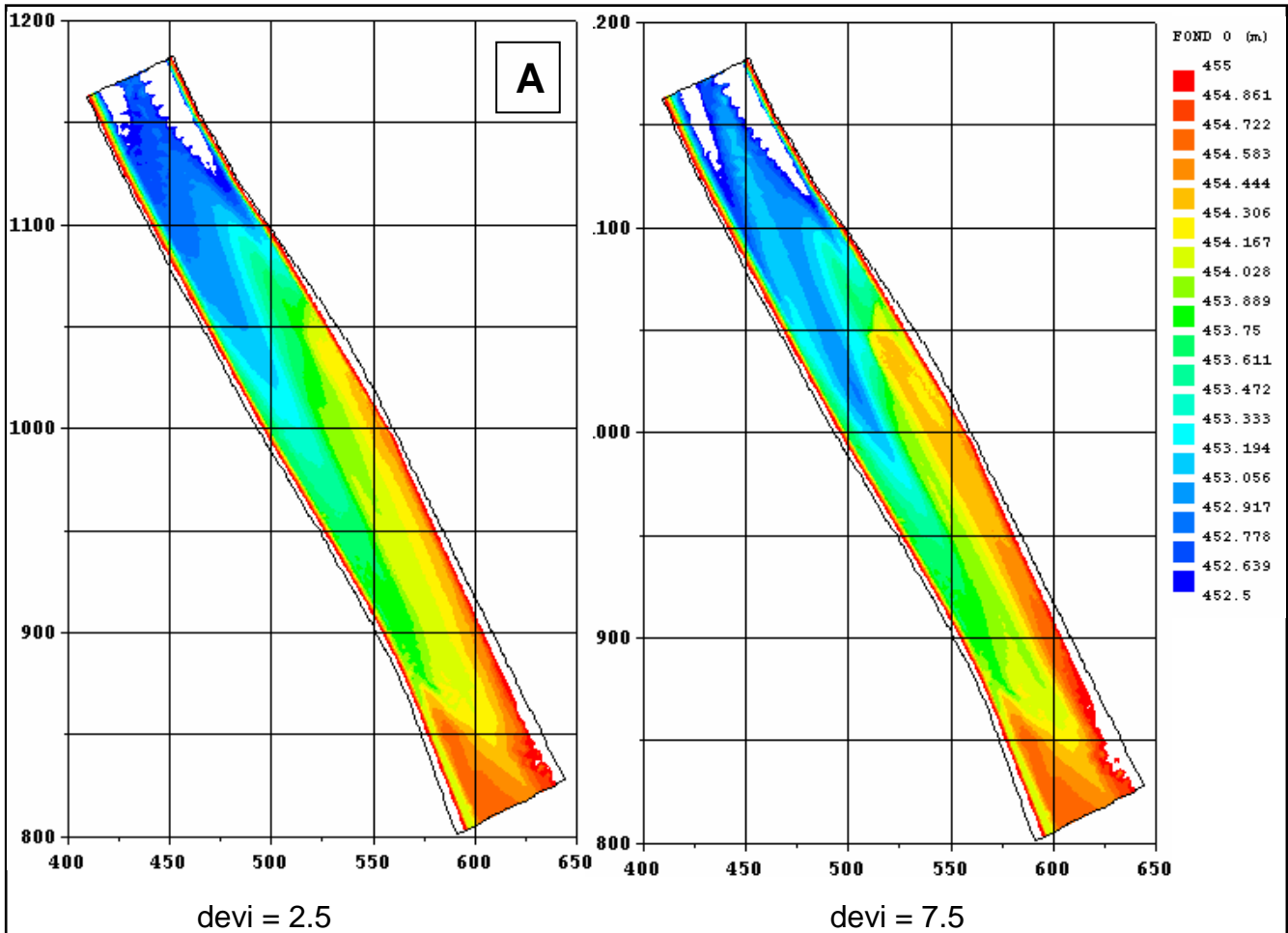


Figure 52

Arc – calculs hydrosédimentaires. rôle de l'effet de pente sur la direction du transport solide
 A – cote du fond simulée B – comparaison des cotes du fond dans une section (même section que figure 35)

RESUME

La modélisation à une échelle fine des évolutions morphologiques à court terme (quelques années au maximum) en rivière est rendue possible par des outils numériques qui résolvent les équations de Saint-Venant bidimensionnelles et calculent le transport solide et l'évolution du lit résultante sur un maillage représentant la topographie du site. Ces outils sont encore peu utilisés en ingénierie car il existe de fortes incertitudes sur les processus physiques à prendre en compte et les formulations à utiliser pour les représenter (charriage/suspension, formes de fond, granulométrie étendue, effet de la pente ...).

Le but de la thèse est de tester les possibilités de ce type d'outils et de définir une méthodologie pour leur application. L'outil utilisé est un code industriel (système TELEMAC) qui dispose de la plupart des fonctionnalités nécessaires dont le couplage entre calculs hydrauliques et sédimentaires, la prise en compte des fonds non-érodables et la granulométrie étendue. La démarche suivie consiste à appliquer ce code à deux cas pour lesquels des campagnes de mesures détaillées sont disponibles. L'un des sites choisis se trouve sur la Loire près du Fresne-sur-Loire et d'Ingrandes, l'autre sur l'Arc en Savoie près de La Chambre. Dans les deux cas le processus de transport dominant est le charriage. Les périodes simulées sont des crues pour lesquelles l'évolution bathymétrique du lit a été mesurée ; dans le cas de la Loire des simulations à plus long terme (quelques années) sont aussi présentées. Les évolutions mesurées sont reproduites de manière satisfaisante. Les formulations utilisées sont cohérentes entre les deux cas, mais les processus pris en compte sont différents : dans le cas de la Loire qui est une rivière de sable il est nécessaire de tenir compte des dunes, alors que dans le cas de l'Arc qui est une rivière de gravier les processus prépondérants sont le tri granulométrique et les effets de pente.

L'intérêt de l'outil a donc été démontré, et des enseignements précieux pour son utilisation ont été dégagés. Ils concernent en particulier le choix des formulations pour représenter les processus physiques, la définition de la complexité minimale nécessaire de ces formulations selon les sites et les objectifs de la modélisation, et la méthodologie de calage de ces formulations à partir des données disponibles.

SUMMARY

Numerical modelling of morphological evolutions in rivers at a fine spatial scale can be undertaken with models solving the two-dimensional shallow water equations and computing bed load transport and the resulting bed evolution on a mesh representing the topography of the site.

These tools are not widely used in engineering applications yet because there remain large uncertainties on the physical processes to take into account and the corresponding formulations (bed load/suspension, bed forms, graded sediment, bed slope effects ...).

The goal of this work is to assess the possibilities of this kind of tools and to define a methodology for their use. The tool we will use is a commercial modelling package (TELEMAC system) that has most of the necessary functionalities (dry bed, coupling between hydrodynamic and sediment computations, rigid bed, graded sediment...) already implemented.

We will apply this tool on two sites where detailed data are available. One of them is on the Loire river near Fresne-sur-Loire and Ingrandes, the other on the river Arc in Savoie near La Chambre. In both cases, bed load is the main transport process. The periods simulated are floods for which computed bed evolutions are compared to measurements. Longer term simulations (a few years) are also presented in the case of the Loire river. The measured evolutions are well reproduced by the model. The formulations used are coherent between the two cases, but the physical features and processes taken into account are different: dunes in the case of the Loire which is a sand-bed river, graded sediment and bed slope effects in the case of the Arc which is a gravel bed river.

The pertinence of the numerical tool tested is demonstrated, and many advises are presented about the way it should be used. They concern in particular the choice of formulations to represent physical processes depending on the site studied, and the way these formulations should be calibrated with the available data.