



HAL
open science

Modélisation numérique des impacts de recharges sédimentaires en rivière aménagée : cas du Vieux-Rhin entre Kembs et Breisach

Claire Béraud

► **To cite this version:**

Claire Béraud. Modélisation numérique des impacts de recharges sédimentaires en rivière aménagée : cas du Vieux-Rhin entre Kembs et Breisach. Autre [cond-mat.other]. Université Claude Bernard - Lyon I, 2012. Français. NNT : 2012LYO10256 . tel-00932463

HAL Id: tel-00932463

<https://theses.hal.science/tel-00932463>

Submitted on 17 Jan 2014

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.

THÈSE DE L'UNIVERSITÉ DE LYON

Délivrée par

L'UNIVERSITÉ CLAUDE BERNARD - LYON 1

Ecole doctorale Mécanique, Energétique, Génie civil, Acoustique

Spécialité *Mécanique*

**MODÉLISATION NUMÉRIQUE DES IMPACTS DE
RECHARGES SÉDIMENTAIRES EN RIVIÈRE
AMÉNAGÉE. CAS DU VIEUX-RHIN ENTRE KEMBS
ET BREISACH.**

Préparée dans l'Unité de Recherche Hydrologie-Hydraulique, *Irstea Lyon*

par

Claire BÉRAUD

Soutenue publiquement le 12 décembre 2012 à Lyon devant le jury composé de :

Mme Sandra SOARES FRAZÃO	Professeur (UCL)	Rapporteur
M. Dominique ASTRUC	Maître de Conférences HDR (INPT)	Rapporteur
M. Jean-Noël GENCE	Professeur (UCBL)	Examineur
M. Hervé PIÉGAY	Directeur de Recherche (CNRS)	Examineur
M. Kamal EL KADI ABDERREZZAK	Ingénieur Chercheur (EDF)	Examineur
M. Benoît CAMENEN	Chargé de Recherche (Irstea)	Encadrant
M. Jérôme LE COZ	Chercheur, IPEF (Irstea)	Encadrant
M. André PAQUIER	Chercheur, ICEPF HDR (Irstea)	Directeur de thèse

Résumé

Modélisation numérique des impacts de recharges sédimentaires en rivière aménagée. Cas du Vieux-Rhin entre Kembs et Breisach.

Ce travail de thèse a pour objectif de simuler numériquement les impacts de recharges sédimentaires sur la morphodynamique du tronçon du Vieux-Rhin situé entre les barrages de Kembs et Breisach. Dans le cadre du projet InterReg de redynamisation du Vieux-Rhin, ces simulations sont primordiales pour évaluer l'efficacité des scénarios de recharge sédimentaire ainsi que les risques associés, tels que la fixation des dépôts ou encore la déstabilisation du lit pavé. À l'échelle du Vieux-Rhin entier (50 km) les simulations numériques 1D des années 1950, 1990 et 2009 ont permis d'appréhender la dynamique fluviale du lit en tenant compte de l'impact de la végétation. Les modélisations des processus granulométriques en jeu dans les recharges sédimentaires ont été préalablement testés et améliorés sur des expériences de laboratoire avec le modèle numérique 1D RubarBE. Dans ces modélisations, le tri granulométrique longitudinal, les évolutions morphologiques et le phénomène de capture des sédiments les plus fins ont été reproduits. Les modélisations bi-dimensionnelles à l'échelle des sites d'injection ont été réalisées avec le modèle numérique Rubar20TS. Les évolutions morphologiques des recharges ont été simulées et les zones favorisant les dépôts sédimentaires ont été identifiées. Les conclusions suivantes ont été tirées des simulations d'un banc sédimentaire et de scénarios de redynamisation : des flancs de banc pentus facilitent la mobilisation sédimentaire ; le choix du site et de la largeur du banc semblent très importants afin de créer des conditions suffisamment dynamiques en bordure de banc ; l'injection d'un banc de galets apparaît plus efficace qu'une érosion latérale de berge. Un scénario de recharge sédimentaire optimal pourrait consister en des injections de bancs latéraux étroits d'un volume d'environ 20 000 m³ répétées dans le temps et/ou dans l'espace.

Discipline : Mécanique

Mots-clés : simulation numérique, redynamisation fluviale, recharge sédimentaire, Vieux-Rhin, hydraulique

Laboratoire d'accueil

Cette thèse a été préparée dans l'Unité de Recherche Hydrologie-Hydraulique Irstea.

Irstea Lyon

5, rue de la Doua

CS 70077

69 626 Villeurbanne Cedex

Abstract

Numerical modelling of sediment feeding impacts in engineered rivers. The case of the Old Rhine, between Kembs and Breisach.

This PhD work aims at assessing the impact of sediment feeding measures on the morphodynamics of the Old Rhine reach, located between Kembs and Breisach dams by numerical modelling. As part of the InterReg project for the redynamisation of the Old Rhine, such simulations are essential to estimate the efficiency of redynamisation scenarios as well as associated risks, such as deposit fixation or destabilisation of the paved bed. On the whole Old Rhine reach (50 km), 1D numerical simulations for the years 1950, 1990 and 2009 evaluated the fluvial dynamics taking into account the effect of vegetation. Sedimentary processes occurring during sediment feeding were simulated with the 1D numerical model RubarBE. In these modellings, grain size downstream fining, morphological evolutions and capture of the finer grains were reproduced. Two-dimensional simulations of injection sites were performed with Rubar20TS numerical model. The morphological evolutions of injected sediment were simulated and sites propitious to sediment deposition were identified. Conclusions were drawn from simulations of both sediment bar feeding and redynamisation scenarios : a bar with steep slopes induces an easier sediment mobilisation ; the choice of the site and bar width seems to be important in order to create enough dynamics close to the gravel bar ; the injection of a gravel bar appears to be more efficient than lateral erosion. An optimal sediment feeding scenario could be injections of 20 000 m³ gravel bars, repeated in time and/or space.

Discipline : Mechanics

Keywords : numerical simulation, river redynamisation, sediment feeding, Old Rhine, hydraulics

Laboratory

This PhD was prepared in Hydrology-Hydraulics research unit Irstea.

Irstea Lyon

5, rue de la Doua

CS 70077

69 626 Villeurbanne Cedex

Table des matières

Liste des notations	xvii
Liste des acronymes	xxiii
1 Introduction	1
1.1 Présentation générale du Vieux-Rhin entre Kembs et Breisach	1
1.1.1 Localisation	1
1.1.2 Historique	3
1.1.3 Régime hydrologique	5
1.2 État actuel du lit du Vieux-Rhin	6
1.2.1 Topographie et pente du thalweg	6
1.2.2 Couches sédimentaires	7
1.2.3 Aménagements et ouvrages	9
1.3 Le projet InterReg IV A « Redynamisation du Vieux Rhin »	12
1.3.1 Présentation du projet	12
1.3.2 Présentation du site de recharge InterReg	13
1.3.3 Présentation des sites de recharge EDF	14
1.4 Projets associés au projet InterReg	16
1.4.1 Programme Intégré pour le Rhin (IRP)	16
1.4.2 Renouvellement de la concession de l’usine hydro-électrique de Kembs	19
1.4.3 Natura 2000	20
1.5 Problématique scientifique	20
I Modélisation numérique de la dynamique sédimentaire des cours d’eau	23
2 Processus granulométriques en rivière et outils de modélisation	25
2.1 Généralités sur la morphologie des rivières de plaine	25
2.1.1 Comparaison de la dynamique des rivières à sable et à gravier	25
2.1.2 Forme en plan des rivières	26
2.1.3 Cas du Vieux-Rhin	27

TABLE DES MATIÈRES

2.2	Processus granulométriques dans les rivières	28
2.2.1	Description de la population sédimentaire des rivières	28
2.2.2	Tri granulométrique	29
2.2.3	Armurage et pavage	30
2.3	Modélisation du transport solide	33
2.3.1	Contrainte hydrodynamique	33
2.3.2	Contrainte hydrodynamique efficace	33
2.3.3	Contrainte critique de mise en mouvement d'une granulométrie uniforme	34
2.3.4	Mélange de populations sédimentaires et masquage/exposition	37
2.3.5	Contrainte critique de formation d'une couche pavée	38
2.3.6	Lois de capacité de transport	39
2.4	Représentation des sédiments dans les modèles numériques	41
2.4.1	Modélisation des évolutions du fond	41
2.4.2	Description de la granulométrie des couches	42
2.4.3	Notion et rôle de la couche active	42
3	Modélisation 1D de processus granulométriques	45
3.1	Description du code RubarBE	45
3.1.1	Équations de calcul hydraulique	45
3.1.2	Équation de calcul de transport solide	46
3.1.3	Représentation schématique du lit et étapes de calcul	47
3.1.4	Interactions entre les populations de sédiments	48
3.1.5	Interactions entre les couches sédimentaires	52
3.1.6	Schéma numérique de résolution des équations	52
3.1.7	Déformation d'une section en travers	53
3.2	Simulation du tri granulométrique sur un lit en exhaussement	55
3.2.1	Cas expérimental : Seal <i>et al.</i> (1997)	55
3.2.2	Modélisation numérique de l'exhaussement du lit et du tri granulométrique	61
3.3	Simulation de la formation d'un lit armuré	67
3.3.1	Cas expérimental : Koll <i>et al.</i> (2010)	67
3.3.2	Modélisation numérique de l'armurage du lit	70
3.4	Simulation du transport de sédiments sur un lit armuré	75
3.4.1	Cas expérimental : Koll <i>et al.</i> (2010)	75
3.4.2	Modélisation numérique du transport des traceurs sur le lit armuré	77
3.5	Conclusion sur les modifications apportées à RubarBE et les méthodes proposées	83
3.5.1	Méthode de calage par étape des longueurs de chargement et d'ajustement	83

3.5.2	Implémentation de l'effet de masquage dans le logiciel RubarBE	84
3.5.3	Modification de l'épaisseur de la couche active	84
II	Simulation sur le Vieux-Rhin : de l'étude historique aux tests de redyna-	85
	misation	
4	Analyse des évolutions morphologiques le long du Vieux-Rhin	87
4.1	Évolution du lit et développement de la végétation	87
4.1.1	Évolution temporelle du lit	87
4.1.2	Végétalisation et exhaussement des champs d'épis	91
4.1.3	Tri granulométrique longitudinal	94
4.2	Méthodologie de calcul de la rugosité moyenne du lit majeur hydraulique	97
4.2.1	Objectifs de la méthode	97
4.2.2	Calcul d'une rugosité composée sur une section en travers	98
4.2.3	Calage des valeurs de rugosité	99
4.2.4	Validation de la méthode basée sur la végétation	100
4.3	Apport de la modélisation 1D sur la compréhension de la dynamique du Vieux-Rhin	104
4.3.1	Comparaison des simulations de 1950, 1990 et 2009	104
4.3.2	Méthode d'analyse des résultats des simulations 1D	105
4.3.3	Répartition de la contrainte totale sur le linéaire	106
4.3.4	Effet du développement de la végétation (1950-1990-2010)	107
4.3.5	Évolution de la dynamique des lits majeur et mineur hydrauliques	109
4.4	Synthèse du chapitre	111
4.4.1	Spécificité du lit du Vieux-Rhin	111
4.4.2	Apport du calage basé sur la végétation	112
5	Évaluation des simulations sur le test de recharge sédimentaire InterReg	113
5.1	Suivi du test de recharge, de l'injection à la crue de 2010	113
5.1.1	Création du banc	113
5.1.2	Suivi géomorphologique du banc	115
5.1.3	Hydrogramme de la crue de 2010 et impact sur le banc	115
5.2	Création et paramétrage des modèles numériques	118
5.2.1	Construction des maillages	118
5.2.2	Paramétrage et calage des modèles	122
5.3	Simulations de la crue de 2010	125
5.3.1	Simulations avec le modèle 1D	125

5.3.2	Simulations avec le modèle 2D	136
5.3.3	Comparaison des résultats des simulations 1D et 2D	141
5.3.4	Conclusions sur la modélisation de la crue de 2010	142
5.4	Synthèse sur les simulations du site InterReg et propositions pour les scénarios	143
5.4.1	Dynamique de l'érosion du banc InterReg	143
5.4.2	Capacités et limites des logiciels de simulation	143
5.4.3	Propositions de scénarios	144
6	Simulation de scénarios de recharge sédimentaire	145
6.1	Objectifs des simulations de scénarios	145
6.2	Description des différents scénarios de recharge étudiés	146
6.2.1	Banc InterReg transversal	146
6.2.2	« Banc Kembs » longitudinal	147
6.2.3	Érosion latérale maîtrisée O3	148
6.3	Simulations des scénarios	149
6.3.1	Impact de l'hydrologie sur l'érosion	149
6.3.2	Impact de la forme de la recharge sur sa mobilisation	152
6.3.3	Impact de la configuration du banc	153
6.3.4	Impact du site d'injection	154
6.3.5	Impact de la taille du banc	155
6.3.6	Impact du mode d'injection	157
6.4	Synthèse sur les scénarios de recharge sédimentaire	159
6.4.1	Récapitulatif des résultats	159
6.4.2	Sensibilité des scénarios de recharge simulés	159
6.4.3	Conclusions sur les recharges sédimentaires	160
7	Conclusions et perspectives	163
7.1	Modèle numérique du Vieux-Rhin	163
7.1.1	Évolution granulométrique longitudinale	163
7.1.2	Développement de la végétation	164
7.1.3	Formation du pavage	164
7.2	Simulations des recharges	164
7.2.1	Interaction entre les sédiments injectés et la couche de surface	164
7.2.2	Déformation de la recharge	165
7.2.3	Sensibilité aux paramètres des recharges	165
7.3	Perspectives scientifiques	166

7.3.1	Méthodologie de paramétrage des modèles	166
7.3.2	Modélisation du transport sédimentaire	166
7.3.3	Proposition de redynamisation du Vieux-Rhin par recharge sédimentaire . . .	167
Bibliographie		171
ANNEXES		185
A	Liste des profils en travers disponibles	185
B	Équations de rugosité composée	195
B.1	Équations en fonction des aires des sous-sections	195
B.2	Équations en fonction des périmètres mouillés des sous-sections	196
B.3	Équations en fonction des périmètres mouillés et des rayons hydrauliques des sous-sections	198
B.4	Équations en fonction des périmètres mouillés des sous-sections et de la hauteur d'eau	200
B.5	Résumé et remarques sur les équations	201
B.5.1	Tableau récapitulatif	201
B.5.2	Remarques sur le cas des lits composés	203
C	Propositions de divisions du Vieux-Rhin en sous-sections homogènes	205
C.1	Divisions proposées par EDF-LNHE	205
C.1.1	Division pour le calage d'un modèle numérique hydraulique	205
C.1.2	Division en fonction des résultats numériques de la capacité de transport solide	207
C.2	Divisions proposées par le LWI	209
C.2.1	Division en fonction de l'occupation du sol	209
C.2.2	Division en fonction du bilan sédimentaire	211
C.3	Division proposée par le CNRS	213
C.4	Comparaison des divisions	213
D	Données granulométriques	215
D.1	Données provenant du LWI	215
D.2	Données provenant d'EDF	221
E	Formulation Debord	223
E.1	Méthode	223
E.2	Formulation finale	223

F	Étude SIG	225
F.1	Orthophotos et études SIG	225
F.2	Classement de la végétation du Vieux-Rhin	226
G	Études de sensibilité et limites de la méthode de calage basée sur la végétation	229
G.1	Étude de sensibilité de la formule de rugosité composée sur le calage de 2009	229
G.2	Étude de sensibilité de la densité de maillage sur le calage	230
G.3	Limites et propositions de la prise en compte de la végétation dans le modèle 1D	233
G.3.1	Non prise en compte de la végétation entre deux profils en travers	233
G.3.2	Non prise en compte de l'évolution de la végétation au cours du temps	233
H	Points nommés dans les simulations numériques	235
H.1	Intérêt des points nommés	235
H.2	Fonction des points nommés sur le Vieux-Rhin	235
H.3	Profil en travers avec les points nommés utilisés sur le Vieux-Rhin	236
H.4	Démarche suivie pour créer les points nommés sur le Vieux-Rhin	236
I	Calage de la ligne d'eau avec des rugosités constantes	239
I.1	Données de calage	239
I.2	Quantification du calage	241
I.3	Calage de la ligne d'eau avec un coefficient de rugosité uniforme sur le lit	242
I.4	Calage de la ligne d'eau en distinguant les lits mineur et majeur hydrauliques	242
I.5	Discussion sur les deux calages et la configuration du lit	243
J	Profil en travers de la station de jaugeage Rheinweiler	247

Liste des tableaux

1.1	Informations sur les aménagements hydro-électriques du GCA et du Vieux-Rhin . . .	5
1.2	Liste des aménagements localisés sur le Vieux-Rhin entre Kembs et Breisach	11
1.3	Liste des partenaires du projet InterReg	13
1.4	Hausse du débit réservé dans le Vieux-Rhin	20
2.1	Comparaison des caractéristiques des rivières à sable et à gravier	26
2.2	Critères limites pour le développement de la couche de surface grossière	31
2.3	Différences entre un pavage et un armurage	32
3.1	Temps délimitant les périodes de relevés granulométriques	57
3.2	Paramètres expérimentaux des 3 tests de Seal <i>et al.</i> (1997)	58
3.3	Érosion moyenne simulée pour différents τ_{cr}^* et deux lois de capacité de transport . .	72
3.4	Sensibilité des distances L_s , L_d et L_σ ainsi que ω_E avec Camenen et Larson (2005) .	73
3.5	Description des granulométries des six fractions	75
4.1	Pentes moyennes du thalweg de trois tronçons a l'équilibre en 1950, 1990 et 2009 . .	89
4.2	Liste des différentes classes SIG du zonage définies par Arnaud (2012)	92
4.3	Coefficients du tri granulométrique des 4 tronçons a l'équilibre	96
4.4	Description des différents types de végétation du zonage SIG et rugosité calées du modèle 1D	100
4.6	Hauteurs d'eau moyennes pour 1950, 1990 et 2009 simulées avec le calage végétation	105
4.7	Contraintes moyennes totales simulées et effets de la géométrie/végétation	107
4.8	Distribution simulée des débits dans le LmH et dans le LMH en fonction de la végétation	109
5.1	Diamètres caractéristiques des PIT-Tags	115
5.2	K_s calés dans les simulations sur le site InterReg pour chaque type de végétation . .	123
5.3	Erreurs absolues et relatives pour le calage de la ligne d'eau 1D et 2D sur le site InterReg	124
5.4	Diamètres caractéristiques des sédiments du banc InterReg	130
5.5	Avancées et % du volume érodé du banc InterReg mesurés et simulés en 1D	134
5.6	Avancées du front F_{90} et % du volume érodé du banc InterReg mesurés et simulés en 2D	141

6.1	Récapitulatif de toutes les simulations numériques 1D des scénarios de recharge . . .	159
A.1	Liste exhaustive des PKs des profils en travers disponibles le long du Vieux-Rhin . . .	194
B.2	Liste des équations de rugosités composées et les équations, hypothèses utilisées . . .	202
C.1	Coefficients de rugosités (K_s) calés par Ottavi (2000) pour chaque sous-tronçon . . .	207
C.2	Capacités moyennes annuelles calculées dans l'étude d'Samie (2007)	208
C.3	Capacités moyennes annuelles calculées dans l'étude d'El Kadi Abderrezzak (2010) .	209
C.4	Division proposée par Hartmann <i>et al.</i> (2000) pour le calibrage du modèle 1D STAU	210
C.5	Division proposée par Dittrich <i>et al.</i> (2005) pour le calibrage du modèle 1D STAU .	211
D.1	Données granulométriques provenant du LWI	219
D.2	d_{50} et σ des relevés à différentes altitudes au pk 182,200	220
D.3	Relevés granulométriques d'EDF prélevées à l'aide d'une pelle mécanique	221
D.4	Relevés granulométriques d'EDF par carottage	222
F.1	Listes des années des zonages SIG	226
F.3	Description de la végétation au sein du zonage SIG	227
G.1	Influence de la formule de calcul de rugosité composée sur la hauteur d'eau simulée .	230
G.3	Influence du nombre de points des sections en travers sur le calcul de rugosité composée	232
I.1	Liste des données de calage fournies par les partenaires du projet InterReg	240
I.2	Résultats du calage de $K_{s,L}$ avec le logiciel Mage	242
I.3	Résultats du calage de $K_{s,d,m}$ et $K_{s,d,M}$ avec le logiciel Mage	243

Table des figures

1.1	Carte localisant le Vieux-Rhin et ses aménagements	2
1.2	Tableau du Vieux-Rhin en 1844 en aval de Bâle	3
1.3	Schéma de l'évolution du fond du lit au cours du temps et principe des épis transversaux	4
1.4	Photographies de la barre rocheuse d'Istein et du pavage actuel du Vieux-Rhin	4
1.5	Périodes de retour et débits associés sur le Rhin et le Vieux-Rhin	6
1.6	Coupe transversale du Grand Canal d'Alsace et du Vieux-Rhin	6
1.7	Pente du thalweg sur la géométrie de 2009	7
1.8	Granulométrie à la surface du lit mineur hydraulique et des champs d'épis	8
1.9	Photographie des couches du LmH et stratification de la granulométrie dans le LMH	9
1.10	Photographies du pont de Fessenheim et du pont en amont du bouchon d'Ottmarsheim	10
1.11	Carte localisant les aménagements et les différents sites test sur le Vieux-Rhin	12
1.12	Mise en place de la recharge sur le site InterReg	14
1.13	Photographie des expériences physiques d'EDF sur le site O3	15
1.14	Photographie d'un essai d'EDF sur modèle réduit du site O2	15
1.15	Photographie aérienne des travaux de décaissement IRP dans la section I	17
1.16	Zones de décaissement programmé dans le cadre du projet IRP	18
2.1	Forme en plan d'un lit	27
2.2	Distribution granulométrique et courbe granulométrique d'une population de sédiments	28
2.3	Coefficient a_d de la loi de Sternberg (1875) en fonction de L_{eq}	31
2.4	Courbe de Shields selon différents auteurs	35
2.5	Processus de masquage/exposition entre deux grains	37
3.1	Schéma des variables de l'équation d'Exner	46
3.2	Processus granulométriques dans le logiciel RubarBE	48
3.3	Mixage de deux populations de sédiments	48
3.4	Extraction d'une population de sédiments	49
3.5	Démixage d'une population de sédiments	49
3.6	Évolutions du d_{50} et du σ démixés en fonction des longueurs d'ajustement	51
3.7	Évolutions du d_{84} et du d_{16} en fonction des longueurs d'ajustement L_d et L_σ	52

TABLE DES FIGURES

3.8	Schéma de la résolution spatiale numérique et ordre des étapes de calcul	53
3.9	Schéma du canal expérimental utilisé dans Seal <i>et al.</i> (1997)	56
3.10	Courbe granulométrique de la population sédimentaire injectée	57
3.11	Estimation de la porosité de mélange sédimentaire	60
3.12	Vitesse et pente du front au cours de la simulation numérique du test 1	61
3.13	Forme du front mesurée et simulée avec différents maillages à la fin du test 1	62
3.14	Forme du front mesurée et simulée avec différents L_s pour le test 3 à $t = 28$ h	62
3.15	Vitesse moyenne du front simulée et observée pour le test 1	63
3.16	Altitude simulée et mesurée du lit et de la surface libre pour les 3 tests	64
3.17	Évolution observée et simulée longitudinale de d_{50} et de σ du test 1	65
3.18	Évolution observée et simulée longitudinale de d_{50} et de σ du test 2	65
3.19	Évolution observée et simulée longitudinale de d_{50} et de σ du test 3	66
3.20	Schéma du canal expérimental utilisé par Koll <i>et al.</i> (2010)	68
3.21	Vue de dessus d'une partie du lit du canal expérimental utilisé par Koll <i>et al.</i> (2010)	69
3.22	Distributions granulométriques du lit initial et du lit armuré	70
3.23	Photographies du dépôt des traceurs injectés dans le canal	76
3.24	Orthophotos de la propagation des traceurs sur le lit armuré	77
3.25	Vue de profil de la forme du dépôt en fonction de l'abscisse	78
3.26	Résultats de la simulation de transport de traceurs sur une couche armurée	79
3.27	Propagations simulées et observées des fronts durant l'expérience de Koll <i>et al.</i> (2010)	80
3.28	Résultats des simulations avec implémentation du processus de masquage (Meyer-Peter et Müller, 1948)	82
3.29	Dépôts simulés avec et sans prise en compte du processus de masquage (Meyer-Peter et Müller, 1948)	82
4.1	Cote du fond minimum z_f pour les géométries : 1950, 1990 et 2008	88
4.2	Bilan sédimentaire d'Arnaud <i>et al.</i> (2011) entre 1950-1993 et 1993-2008	90
4.3	Budget sédimentaire d'Arnaud <i>et al.</i> (2011) entre 1990 et 2009	91
4.4	Vue de dessus d'un zoom du zonage SIG d'Arnaud (2012) vers le PK 197	92
4.5	Photographies et localisation des 3 classes de végétation	93
4.6	Profil en travers mesuré au PK 197, 190 montrant l'exhaussement du champ d'épis	94
4.7	Régressions longitudinales des évolutions du d_{50} et de σ observés	95
4.8	Relation entre $ 1/\alpha_d $, $ 1/\alpha_\sigma $ et la longueur du tronçon à l'équilibre L_{eq}	96
4.9	Coupe transversale schématique de la stratification de la végétation sur le Vieux-Rhin	98
4.10	RE et AE du calage de la végétation et de celui avec $K_{s,m} = 35$ et $K_{s,M} = 15 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$	101
4.11	Comparaison des $K_{s,m}$ et $K_{s,M}$ avec $K_{s,v,m}$ et $K_{s,v,M}$	102

4.12	Lignes d'eau de quatre débits simulées et calées avec la végétation	103
4.13	Rugosités composée calées sur le lit mineur hydraulique et le lit majeur hydraulique .	104
4.14	Contraintes moyennes totales simulées $\tau_{moy,t}$ sur les quatre tronçons fluviaux	106
4.15	Contraintes moyennes simulées représentant l'effet de la végétation et celui de la géométrie	108
4.16	Contraintes efficaces simulées avec et sans la végétation	110
4.17	Évolution des contraintes efficaces dans lit mineur hydraulique	111
5.1	Photographies de la granulométrie du banc InterReg	114
5.2	Distribution granulométrique et diamètres caractéristiques des sédiments du banc InterReg	114
5.3	Photographies d'un PIT-Tag et des antennes utilisées pour localiser les PIT-Tags . .	115
5.4	Chronique de la crue de décembre 2010	116
5.5	Photographies du banc après la crue	117
5.6	Vue de dessus de l'impact de la crue de 2010 sur le banc	117
5.7	Topographies utilisées pour créer le maillage du site InterReg	118
5.8	Interpolation longitudinale des profils et repositionnement des lignes directrices . . .	119
5.9	Sections en travers des PKs 182, 552 et 185, 751 durant les étapes d'interpolation . .	120
5.10	Délimitation transversale du banc InterReg avec 4 points nommés dans le maillage .	121
5.11	Maillage et topographie de l'état 1 utilisés dans le modèle 2D	122
5.12	Schéma récapitulatif des conditions limites imposées et des étendues des simulations	122
5.13	Zonage de l'occupation du sol dans les modèles numériques	123
5.14	Lignes d'eau calées sur le site InterReg pour le modèle numérique 2D	124
5.15	Profil de la norme de la vitesse mesuré et simulé à la station Rheinweiler	125
5.16	Test du facteur d'Ikeda dans les simulations numériques 1D InterReg	126
5.17	Test du calcul de la contrainte locale τ_j dans les simulations numériques 1D InterReg	127
5.18	Test du mode de dépôt dans les simulations numériques 1D InterReg	128
5.19	Courbes granulométriques des sédiments du banc InterReg avec et sans sable	129
5.20	Schéma du calcul de l'aire de la section du banc et des dépôts sur une section en travers	130
5.21	Influence du d_{50} sur l'érosion simulée du banc InterReg	131
5.22	Aires du banc InterReg mesurée et simulées avec les formules σ , σ_a et σ_b	132
5.23	Pourcentage du volume de banc au cours de simulation de la crue de 2010	135
5.24	Contraintes adimensionnelles τ^* obtenues avec Rubar20TS	136
5.25	Profils en travers tirés de la simulation 2D de la crue de 2010	137
5.26	Aires des sections en travers du banc InterReg A_b simulées en 2D	138
5.27	Différence des topographies et champ de vitesse simulés	139

TABLE DES FIGURES

5.28	Comparaison des lignes de courant simulées avec la position d'un PIT-Tag avant et après la crue	140
6.1	Localisation des bancs InterReg longitudinal et transversal (fictif)	146
6.2	Photographie aérienne du site Kembs et localisation des bancs longitudinaux fictifs	147
6.3	Calage de la loi d'érosion de berge à partir des résultats du modèle physique O3	149
6.4	Différence des thalwegs entre 1990 et 2009 et entre 1990 et la simulation de la crue de 1999	150
6.5	Érosions simulées du banc InterReg au cours des crues de 2010 et 1999	151
6.6	Pourcentage du banc InterReg érodé au cours des simulations des crues de 2010 et de 1999	151
6.7	Aires des sections du banc InterReg à l'état 1, 2 et suite à la simulation de la crue de 2010 sur l'état 2	152
6.8	Différence de la cote moyenne du fond suite à la crue de 2010 sur les bancs longitudinal et transversal InterReg	153
6.9	Impact sur la cote d'eau des bancs longitudinal et transversal InterReg pour un débit de 485 m ³ /s	154
6.10	Pourcentage des bancs fictifs érodés sur le site Kembs au cours des simulations de la crue de 2010	156
6.11	Calcul du volume érodé de la berge du site O3 au cours de la crue de 2010	157
6.12	Différence de la cote moyenne du fond au cours de la crue 2010 sur les sites O3 et InterReg	158
C.1	Croquis d'un zonage de la végétation de la berge droite du profil en travers 191,3	209
C.2	Division par tronçon en fonction du bilan surfacique sédimentaire cumulé 1990-2010	213
C.3	Comparaison des divisions sur le Vieux-Rhin	214
D.1	Photo des relevés granulométriques au pk 182,200	220
F.1	Orthophoto du Vieux-Rhin prise en août 2008	225
H.1	Profil en travers schématique d'un lit du Vieux-Rhin avec ses 17 points nommés	236
I.1	Données de calage de 150, 680, 1 430 et 3 020 m ³ /s	240
I.2	Données de calage de 120, 105, 90, 60, 30 et 20 m ³ /s	241
I.3	Surface inondée selon le LWI pour des débits de 40 m ³ /s et 160 m ³ /s	244
I.4	Surface inondée selon le LWI pour des débits de 680 m ³ /s, 1 450 m ³ /s et 3 020 m ³ /s	245
J.1	Profil en travers de la station de jaugeage Rheinweiler	248

Liste des notations

Lettres romaines

a	coefficient reliant Q_s à Q en régime permanent (modèle réduit O3-Éq. 6.1)	[kg/m ⁴]
A	coefficient quantifiant l'influence du lit majeur sur le lit mineur (formule Debord)	[-]
AE	erreur absolue moyenne sur les niveaux d'eau simulés	[m]
$A_{b,fin}$	aire de la section du banc érodée au temps final (cf. Fig. 5.20)	[m ²]
$A_{b,ini}$	aire de la section du banc au temps initial (cf. Fig. 5.20)	[m ²]
b	coefficient de l'amortissement de Q_s avec le volume érodé (modèle réduit O3-Éq. 6.2)	[-]
B_{LA}	largeur active du lit	[m]
c_c	cote de la surface libre calculée	[m]
c_f	concentration volumique des sédiments fins	[m ³ /m ³]
c_r	cote de la surface libre mesurée	[m]
C_s	capacité de transport volumique	[m ³ /s]
d	diamètre des sédiments	[m]
d^*	diamètre adimensionnel ($d^* = d(\Delta g/\nu^2)^{1/3}$)	[-]
d_c	diamètre de la fraction de sédiments les plus grossiers d'une population sédimentaire	[m]
D_e	débitance équivalente	[m ^{1/3} /s]
d_f	diamètre de la fraction de sédiments les plus fins d'une population sédimentaire	[m]
d_{moy}	diamètre moyen d'une population sédimentaire	[m]
d_{max}	diamètre maximal mesuré lors d'un relevé granulométrique	[m]
d_{50}	diamètre médian d'une population sédimentaire	[m]
d_x	diamètre en-dessous duquel $x\%$ en masse des particules sont comprises	[m]
F_x	position dans un dépôt pour laquelle $x\%$ des sédiments en volume sont situés en amont	[m]
F_r	nombre de Froude	[-]
g	accélération de la pesanteur ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$)	[m/s ²]
h	tirant d'eau	[m]
h_{mes}	tirant d'eau mesuré	[m]
h_{calc}	tirant d'eau calculé	[m]

Liste des notations

H	hauteur d'eau moyenne sur la section ($H = S/W$)	[m]
I	pente longitudinale du fond	[m/m]
J	pente de la ligne d'eau/pente d'énergie	[m/m]
J_l	perte de charge linéaire par frottement	[m/m]
J_s	perte de charge singulière	[m/m]
k	coefficient dans la loi d'Ikeda (1982)	[-]
k_s	coefficient de rugosité équivalente	[m]
K_s	coefficient de Strickler global	[m ^{1/3} /s]
$K_{s,d,m}$	coefficient de Strickler calé pour chaque débit dans le lit mineur hydraulique	[m ^{1/3} /s]
$K_{s,d,M}$	coefficient de Strickler calé pour chaque débit dans le lit majeur hydraulique	[m ^{1/3} /s]
$K_{s,L}$	coefficient de Strickler homogène dans tout le lit	[m ^{1/3} /s]
$K_{s,m}$	coefficient de Strickler dans le lit mineur hydraulique	[m ^{1/3} /s]
$K_{s,M}$	coefficient de Strickler dans le lit majeur hydraulique	[m ^{1/3} /s]
$K_{s,v,m}$	coefficient de Strickler dans le lit mineur hydraulique selon l'occupation du sol	[m ^{1/3} /s]
$K_{s,v,M}$	coefficient de Strickler dans le lit majeur hydraulique selon l'occupation du sol	[m ^{1/3} /s]
$K_{s,p}$	coefficient de Strickler de peau ($K_{s,p} = 21/d_{50}^{1/6}$)	[m ^{1/3} /s]
l	exposant permettant de sélectionner la formule de calcul de la rugosité composée	[-]
L_d	distance d'ajustement du diamètre médian	[m]
L_{eq}	longueur d'un tronçon à l'équilibre selon la définition de Morris et Williams (1999)	[m]
L_s	distance de chargement sédimentaire	[m]
LmH	lit mineur hydraulique (lit non végétalisé)	[-]
LMH	lit majeur hydraulique (lit végétalisé)	[-]
L_σ	distance d'ajustement de l'étendue granulométrique σ	[m]
m	exposant de la contrainte (formule de transport solide)	[-]
M_{CA}	masse de la couche active	[kg]
M_{CA}^{eq}	masse de la couche active à l'équilibre	[kg]
M_f	masse de la population sédimentaire la plus fine suite au démixage	[kg]
M_g	masse de la population sédimentaire la plus grossière suite au démixage	[kg]
p	porosité	[-]
P	pression hydrostatique	[m ³ /s ²]
P_m	périmètre mouillé	[m]
PK	point kilométrique	[km]
pr_i	proportion de la classe granulométrique i d'une population sédimentaire	[%]
Pr	proportion totale d'une population sédimentaire	[%]
$Prob$	probabilité de présence	[%]

q_{lat}	apports latéraux liquides	[m ² /s]
q_s	débit solide volumique unitaire	[m ² /s]
q_s^{cap}	capacité solide volumique unitaire	[m ² /s]
Q	débit liquide total dans la section	[m ³ /s]
Q_{cr}	débit liquide critique de mise en mouvement	[m ³ /s]
Q_{moy}	débit liquide moyen sur une période donnée	[m ³ /s]
Q_m	débit liquide transitant dans le lit mineur	[m ³ /s]
Q_M	débit liquide transitant dans le lit majeur	[m ³ /s]
Q_s	débit solide massique total sur la section	[kg/s]
$Q_{s,c}$	débit solide massique transporté par charriage sur la section	[kg/s]
$Q_{s,s}$	débit solide massique transporté en suspension sur la section	[kg/s]
Q_s^{cap}	capacité solide massique de la section	[kg/s]
$Q_{s,v}$	débit solide volumique total sur la section	[m ³ /s]
r_d	rapport des diamètres d_f/d_c	[m/m]
RE	erreur relative moyenne sur les niveaux d'eau simulés	[-]
R_h	rayon hydraulique ($R_h = S/P_m$)	[m]
$R_{h,m}$	rayon hydraulique dans le lit mineur	[m]
$R_{h,M}$	rayon hydraulique dans le lit majeur	[m]
R_*	Nombre de Reynolds particulaire	[-]
s	densité du sédiment ($s = \rho_s/\rho \approx 2,65$)	[-]
S	aire de la section mouillée	[m ²]
S_m	aire de la section mouillée dans le lit mineur	[m ²]
S_M	aire de la section mouillée dans le lit majeur	[m ²]
S_s	aire de la section solide	[m ²]
t	unité de temps	[s]
U	vitesse d'écoulement moyenne sur une section en travers ($U = Q/S$)	[m/s]
u	vitesse d'écoulement locale	[m/s]
u_*	vitesse de cisaillement ($u_* = \sqrt{\tau/\rho}$)	[m/s]
U_z	vitesse locale en fonction de la profondeur z	[m/s]
w_{ch}	vitesse de chute des particules en suspension	[m/s]
W	largeur au miroir	[m]
x	abscisse longitudinale (dans le sens de l'écoulement)	[m]
y	abscisse transversale (perpendiculaire au sens de l'écoulement)	[m]
z	abscisse verticale (sur la colonne d'eau)	[m]
z_f	cote du fond minimum (point bas)	[m]

Z_f cote du fond moyenne [m]

Lettres grecques

α	coefficient de l'épaisseur de la couche active selon Van Niekerk <i>et al.</i> (1992)	[-]
α_d	coefficient de décroissance du d_{50} selon la loi de Sternberg (1875)	[m ⁻¹]
α_σ	coefficient de décroissance de l'étendue granulométrique	[m ⁻¹]
β	coefficient de quantité de mouvement (Boussinesq)	[-]
Δ	densité déjaugée du sédiment ($\Delta = (\rho_s - \rho) / \rho \approx 1,65$)	[-]
Δf	érosion moyenne lors de la formation d'une couche armurée	[mm]
Δt	pas de temps d'un modèle numérique	[s]
Δx	longueur longitudinale de la maille ou pas d'espace du maillage	[m]
Δy	longueur verticale de la maille ou largeur élémentaire	[m]
Δz	évolution du lit	[m]
η	répartition des débits entre les lits majeur et mineur	[-]
λ	coefficient de la formule de Günter (1971) (Eq. 2.18)	[-]
μ	viscosité dynamique	[kg/ms]
ν	viscosité cinématique ($\nu = \mu / \rho$)	[m ² /s]
ω	rapport de la portance à la traînée	
ω_E	coefficient de l'épaisseur de la couche active dans RubarBE	[-]
ω_M	coefficient de l'épaisseur de la couche de sédiments fins à mixer dans RubarBE	[-]
ϕ	angle de repos des sédiments	[°]
ρ	masse volumique de l'eau ($\rho = 1000$ kg/m ³)	[kg/m ³]
ρ_s	masse volumique des sédiments ($\rho_s = 2650$ kg/m ³)	[kg/m ³]
σ	facteur d'étendue granulométrique ($\sqrt{d_{84}/d_{16}}$)	[-]
σ_a	facteur d'étendue granulométrique supérieure (d_{84}/d_{50})	[-]
σ_b	facteur d'étendue granulométrique inférieure (d_{50}/d_{16})	[-]
τ	contrainte hydrodynamique au fond	[N/m ²]
τ_{cr}	contrainte critique de mise en mouvement des sédiments	[N/m ²]
τ_{eff}	contrainte efficace	[N/m ²]
τ_g	contrainte due à la rugosité de forme et aux sédiments du lit	[N/m ²]
τ_{moy}	contrainte hydrodynamique moyenne sur une section en travers	[N/m ²]
τ_j	contrainte hydrodynamique locale au point j	[N/m ²]
τ_v	contrainte due à la végétation	[N/m ²]
τ_t	contrainte totale englobant la rugosité de forme, des grains et l'effet de la végétation	[N/m ²]
τ^*	contrainte adimensionnelle de Shields	[-]

τ_{cr}^*	contrainte adimensionnelle critique de mise en mouvement des sédiments	[-]
τ_{cr}^I	contrainte critique de mise en mouvement des sédiments selon Ikeda (1982)	[-]
θ	inclinaison de la berge	[°]

Indices et exposants

<i>aju</i>	valeur ajustée
<i>av</i>	avant formation du pavage
<i>c</i>	fraction la plus grossière d'une population sédimentaire
<i>CA</i>	couche active
<i>d</i>	déposé
<i>e</i>	érodé
<i>eff</i>	efficace
<i>f</i>	fraction la plus fine d'une population sédimentaire
<i>fin</i>	à l'instant final
<i>ini</i>	à l'instant initial
<i>j</i>	local, appliqué au point <i>j</i> d'une section en travers
<i>l</i>	lit englobant la couche de surface et la couche de sous-surface
<i>lat</i>	latéral
<i>m</i>	lit mineur hydraulique (non végétalisé)
<i>M</i>	lit majeur hydraulique (végétalisé)
<i>max</i>	valeur maximale
<i>min</i>	valeur minimale
<i>moy</i>	valeur moyenne
<i>pav</i>	pavage
<i>seuil</i>	seuil
<i>sf</i>	couche de surface
<i>ssf</i>	couche de sous-surface
<i>u</i>	unitaire
<i>VR</i>	Vieux-Rhin
<i>amt</i>	amont
<i>ar</i>	couche armurée
<i>avl</i>	aval
<i>eq</i>	à l'équilibre
<i>I</i>	en utilisant la formule d'Ikeda (1982)
<i>Inter</i>	relatif au site InterReg

- tr* couche de traceurs dans le test physique de Koll *et al.* (2010)
- PIT* relatif aux PIT-Tags

Liste des acronymes

ADCP	Acoustic Doppler Current Profiler (profileur de vitesses acoustique à effet Doppler)
USDA	United States Department of Agriculture
BAFU	Bundesamt für Umwelt (office fédéral de l'environnement)
BD Ortho	bases de données orthophotos
CEH	centre for ecology and hydrology
CES	Conveyance Estimation System (système d'estimation de la débitance)
CIH	centre d'ingénierie hydraulique
CNRS	centre national de recherche scientifique
CSA	conservatoire des sites alsaciens
DGPS	Differential Global Positioning System (GPS différentiel)
DIR Est	direction interdépartementale des routes est
DREAL	direction régionale de l'environnement, de l'aménagement et du logement (anciennement directions régionales de l'environnement)
EDF	électricité de France
GCA	grand canal d'Alsace
GEH	groupement d'exploitation hydraulique
IGN	institut national de l'information géographique et forestière (anciennement institut géographique national)
ILN	Institut für Landschaftsökologie und Naturschutz (institut pour l'écologie et la protection de la Nature)
IRP	Integriertes Rheinprogramm (programme intégré pour le Rhin)
Irstea	institut national de recherche en sciences et technologies pour l'environnement et l'agriculture
IWK	Institut für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik (Institut de gestion des eaux et de techniques culturelles)
LiDAR	Light Detection And Ranging (télédétection par laser)
LNHE	laboratoire national d'hydraulique et d'environnement
LWI	LeichtweißInstitut
mNN	mètre Normal Null

MNT	modèle numérique de terrain
MPC	méthode des perpendiculaires confondues
NGF	nivellement général de la France
OFEV	office fédéral de l'environnement
PCA	petite camargue alsacienne
PIT-Tags	Passive Integrated Transponder Tags (transpondeur intégré passif pour un suivi)
PK	point kilométrique
RPF	Regierungspräsidium Freiburg
SAFL	St Anthony Falls Laboratory
SIG	système d'information géographique
SSIIM	Sediment Simulation In Intakes with Multiblock option (simulation du transport sédimentaire dans des prises d'eau avec l'option multi-bloc)
UMR	unité mixte de recherche
USACE	United State Army Corps of Engineers
WSA	Wasser- und Schifffahrtsamt (Office s'occupant de la navigation et des zones d'eau)
WSV	Wasser- und Schifffahrtsverwaltung (administration s'occupant de la navigation et des zones d'eau)

1 Introduction

À cause des travaux de rectification qui ont commencé au début du 19^e siècle, le Vieux-Rhin s'est incisé et le faciès de son lit est passé d'un lit en tresse à un chenal unique et droit. Suite à la construction des aménagements hydro-électriques entre les années 1930 et 1950, son débit est limité au débit réservé 80% de l'année, la majeure partie de l'écoulement transitant par le Grand Canal d'Alsace. La couche de pavage du fond du lit ne permet pas le développement et l'évolution de formes fluviales. Au cours du projet InterReg pour redynamiser le Vieux-Rhin, différentes méthodes d'injections sédimentaires sont testées et les effets sont analysés. Le mode d'injection optimal sera alors proposé sur un plus long linéaire. Cette thèse a pour objectif de simuler numériquement ces tests de recharges et estimer les effets de scénarios de redynamisation.

1.1 Présentation générale du Vieux-Rhin entre Kembs et Breisach

1.1.1 Localisation

Le Rhin s'écoule sur 1 320 km, des Alpes suisses du Canton des Grisons, où se trouve sa source, jusqu'à la mer du Nord. Son bassin versant atteint 185 000 km². Le fleuve est communément divisé en six parties (Fig. 1.1) :

1. le Rhin alpin : de la source au lac de Constance,
2. le Haut-Rhin : du lac de Constance à Bâle,
3. le Rhin supérieur : de Bâle à Bringen,
4. le Rhin moyen : de Bringen à Cologne,
5. le Rhin inférieur : de Cologne à Lobith,
6. le Delta du Rhin : de Lobith jusqu'à la mer.

Notre site d'étude, le Vieux-Rhin, se situe dans la partie amont de la section nommée Rhin supérieur et s'étend du barrage de Kembs, jusqu'à la retenue de Breisach (Fig. 1.1).

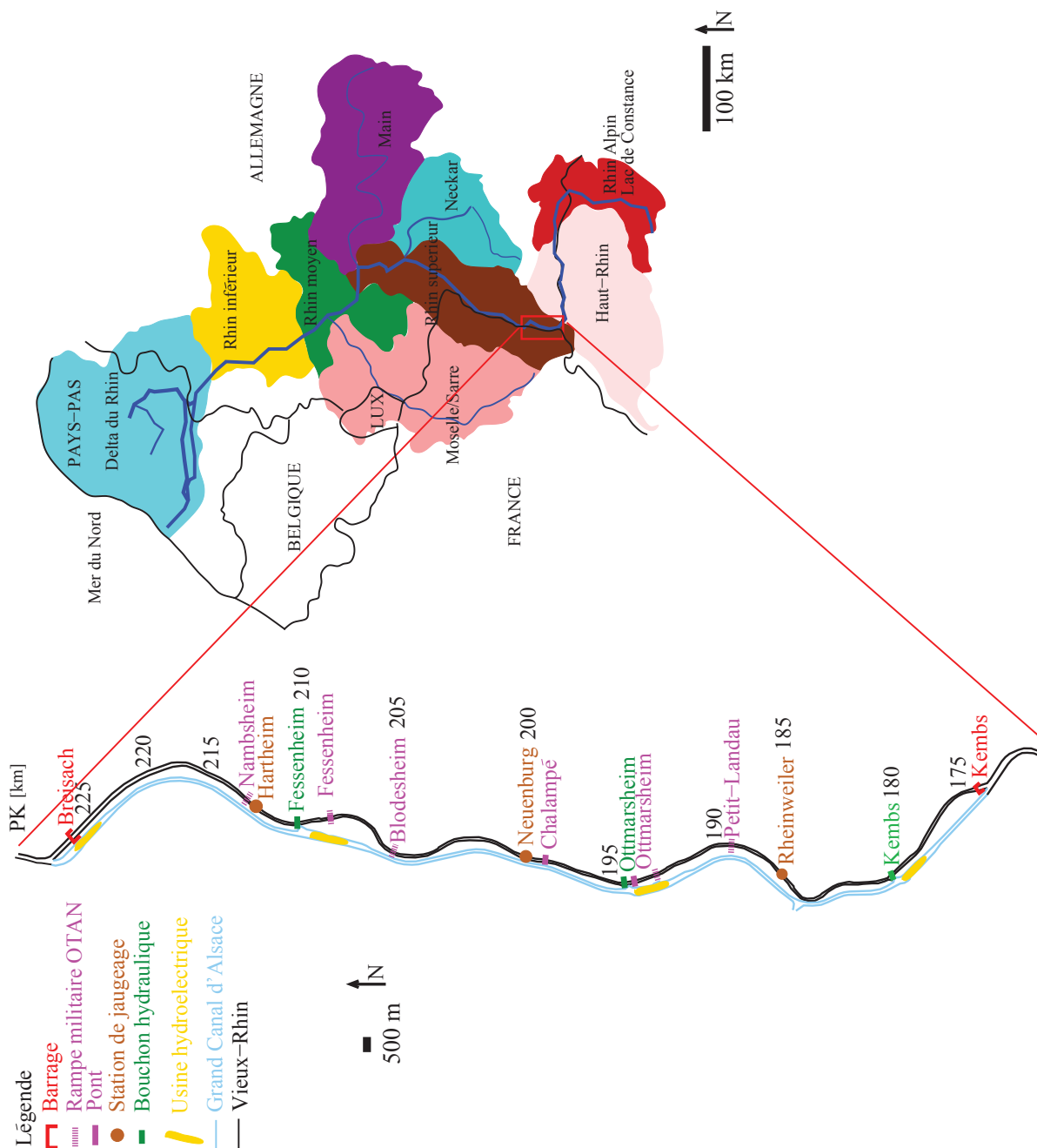


FIGURE 1.1 – Carte localisant le Vieux-Rhin et ses aménagements

1.1.2 Historique

Au début du 19^e siècle, le Vieux-Rhin présente un lit comportant de nombreux méandres, de multiples bras et est en évolution permanente (lit en tresse), le lit entier pouvant atteindre plusieurs kilomètres de largeur. L'écoulement très dynamique remodèle constamment les îles et chenaux et les berges sont fréquemment inondées (Fig. 1.2).



FIGURE 1.2 – Tableau de Peter Birman représentant le Vieux-Rhin en 1844 en aval de Bâle (Source : musée de Bâle)

Comme de nombreux fleuves en Europe, le Rhin a subi de grands travaux d'ingénierie dès le 19^e siècle pour réduire les inondations, augmenter les terres cultivables, et combattre les maladies (Petts *et al.*, 1989). Entre 1817 et 1935, la rectification du Vieux-Rhin se fait en deux étapes. De 1817 à 1876, le projet de chenalisation et de construction des digues est conçu par Johann Gottfried Tulla. Ce projet consiste à couper les méandres, relier les îles entre elles pour obtenir un tracé régulier avec de faibles rayons de courbure. L'objectif est de protéger les villages riverains contre les inondations, d'assainir les marais, d'assurer un meilleur écoulement des crues, de réaliser un chemin de halage continu et de récupérer de nouveaux terrains pour l'agriculture. À la suite de ces travaux de rectification, la longueur du cours d'eau se voit raccourcie, la pente du fond accentuée et la vitesse de l'écoulement augmentée, accélérant la propagation des crues. L'érosion sédimentaire s'amplifie, le cours d'eau creuse le fond du lit et met à nu la barre rocheuse d'Istein rendant la navigation impossible (Fig. 1.3a et 1.4a). De 1931 à 1935, le projet de régularisation du lit est mené. Il consiste à placer des épis transversaux noyés répartis en alternance sur les deux rives et traçant une voie navigable sinusoïdale. Des seuils de fond sont associés aux épis pour concentrer le débit au centre du lit et permettre la navigation (Fig. 1.3b). Mais l'incision du Vieux-Rhin continue, rendant la navigation de nouveau impossible.

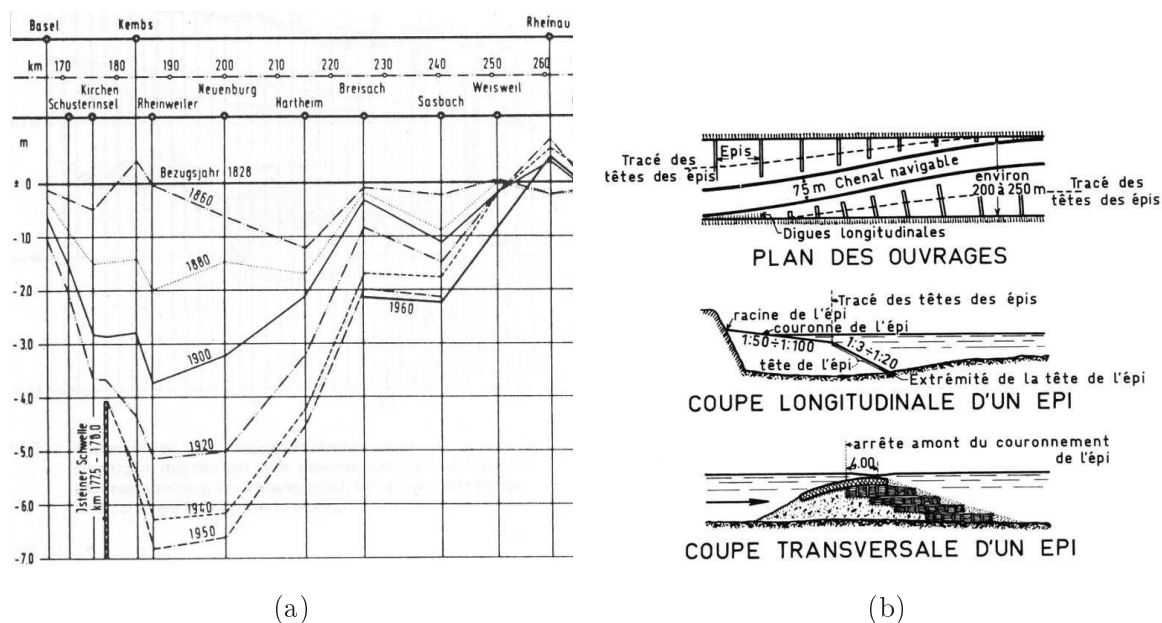


FIGURE 1.3 – Schémas : a) de l'évolution du fond du lit du Vieux-Rhin au cours du temps d'après Felkel (1960) et b) du principe des épis transversaux implantés sur le lit du Rhin (Source : encyclopedie.bsditions.fr)

Le bilan de ces aménagements est une incision du lit de 2 à 7 m en entre 1830 et 1950. À cause de la forte érosion, la granulométrie du lit est devenue plus grossière, le lit atteignant parfois le substratum rocheux. Au fil du temps, les galets en surface se sont structurés pour former un pavage (Fig. 1.4b). Le charriage est inexistant et les zones à épis fixent le lit. Dans le canal principal, le transport en suspension des fines est diminué. La zone navigable est élargie, mais la largeur du lit ne permet pas ou limite le développement de formes (bancs alternés, annexes fluviales, bras morts).



FIGURE 1.4 – Photographies : a) de la barre rocheuse d'Istein au PK 177 en 2008 (Source : Léa Merckling) et b) du pavage actuel du Vieux-Rhin (Source : David Béal-UMR 5600)

De 1928 à 1959, le Grand Canal d'Alsace (GCA) contournant le Vieux-Rhin est construit pour permettre la navigation, ainsi que quatre aménagements hydro-électriques entre Kembs et Breisach. Les étapes de sa construction sont liées à l'établissement des usines hydro-électriques (Tab. 1.1). Au cours de ces étapes l'écoulement transitant par le GCA est ré-injecté dans le Vieux-Rhin par des ouvrages obstrués par la suite, et appelés bouchons hydrauliques. Au PK 224,800 le barrage agricole de Breisach se situe sur le Vieux-Rhin et l'usine hydro-électrique de Vogelgrun sur le GCA (cf. Fig. 1.1). Environ 100 m en aval de ces ouvrages, tout le débit du GCA est reversé dans le « Rhin total ». Ces aménagements ont pour conséquence de limiter le transport sédimentaire dans le Vieux-Rhin. En amont de ce tronçon, une partie des sédiments est également stoppée par les barrages suisses dans le Haut Rhin.

Usine	Mise en service	Hauteur de chute [m]
Kembs	1932	14,26
Ottmarsheim	1952	15,50
Fessenheim	1956	15,70
Vogelgrun	1959	12,30
Breisach (barrage agricole)	2008	5,4

TABLEAU 1.1 – Nom, date de mise en service et hauteurs de chute des aménagements hydro-électriques du Grand Canal d'Alsace et du Vieux-Rhin (Source : Brochure EDF, 2010)

1.1.3 Régime hydrologique

Les débits du Rhin sont influencés par la fonte des neiges en été. Les événements durant l'hiver sont causés par des affluents provenant des régions de basse montagne.

Au niveau du barrage de Kembs et avant modification des règles d'exploitation fin 2010, le débit réservé transitant par le Vieux-Rhin est compris entre 20 m³/s pendant 4 mois en hiver et 30 m³/s pendant 8 mois le reste de l'année, le reste du débit passant par le Grand Canal d'Alsace. Statistiquement, le débit réservé est atteint environ 300 jours par an (Dittrich *et al.*, 2010a). Le débit transitant par le Vieux-Rhin est faiblement rehaussé le long du cours d'eau grâce à la remontée de la nappe phréatique et aux apports des affluents. Par conséquent, il peut atteindre environ 40 m³/s au niveau de Breisach (Dittrich *et al.*, 2010a). Lorsque le débit du GCA atteint 1 400 m³/s, le débit excédentaire est déversé dans le Vieux-Rhin. Statistiquement, c'est le cas pour environ 65 jours par an (Dittrich *et al.*, 2010a).

Les périodes de retour présentées sur la Figure 1.5 se basent sur des débits journaliers mesurés sur le Rhin total entre 1891 et 2007 à Bâle et à Rheinfelden (en amont du Vieux-Rhin) et sont calculées par l'Office Fédérale de l'Environnement (OFEV) en utilisant une loi log-Pearson III.

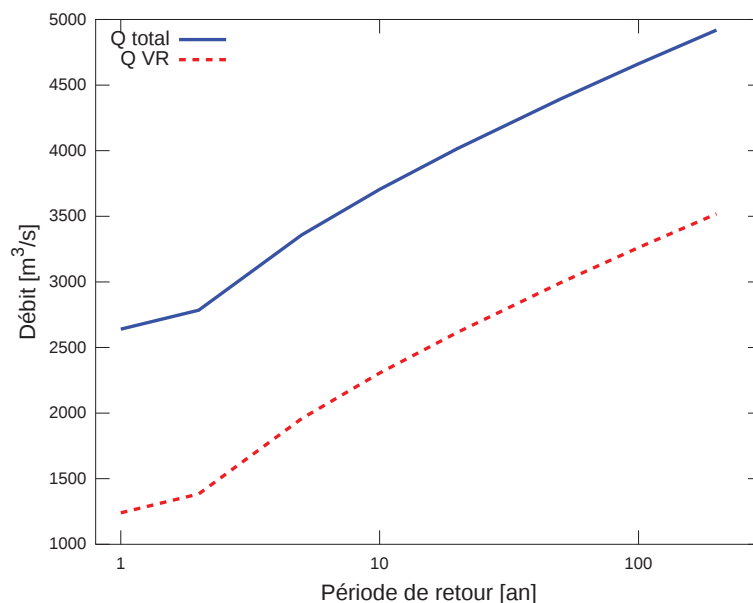


FIGURE 1.5 – Périodes de retour et débits associés sur le Rhin à Bâle et le Vieux-Rhin (Source : <http://www.bafu.admin.ch/hydrologie/>)

1.2 État actuel du lit du Vieux-Rhin

1.2.1 Topographie et pente du thalweg

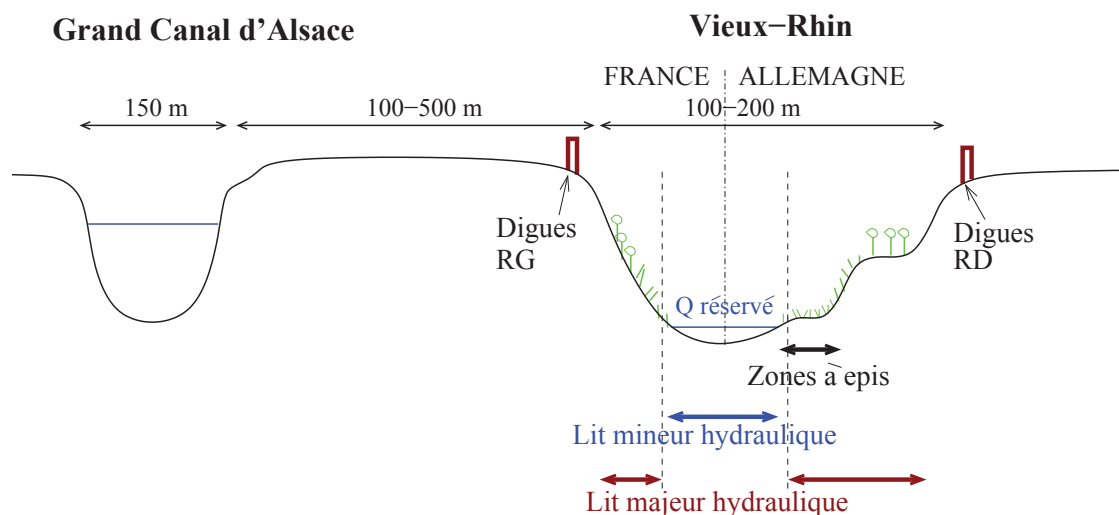


FIGURE 1.6 – Coupe transversale du Grand Canal d'Alsace et du Vieux-Rhin. Le lit mineur hydraulique n'est pas végétalisé contrairement au lit majeur hydraulique qui se situe entre les digues de Tulla en rive gauche (RG) et rive droite (RD). La plaine d'inondation est située au-delà des digues de Tulla

La Figure 1.6 représente une coupe transversale du Vieux-Rhin et du Grand Canal d'Alsace. On propose le terme de lit mineur hydraulique correspondant au lit dans lequel l'écoulement est plus rapide, c'est-à-dire le lit non-végétalisé. Il comprend le lit en eau et les bancs non-végétalisés. Le lit

major hydraulique est le lit végétalisé incluant les champs d'épis. L'écoulement y est actif en crue. La largeur du lit mineur hydraulique du Vieux-Rhin pour le débit réservé est comprise entre 100 m et 200 m environ, comme par exemple au niveau des bouchons (Fig. 1.10b). La distance entre le Grand Canal d'Alsace et le lit du Vieux-Rhin varie de 100 m au niveau des bouchons à 500 m dans le reste du lit. À partir de l'analyse de la largeur active du lit, Arnaud (2012) a mis en évidence une mobilité résiduelle au sein du lit des années 1990 jusqu'à nos jours. Les programmes de décaissement du projet IRP pour limiter les risques d'inondation (cf. section 1.4.1) sont mis en place au niveau de la plaine d'inondation, et dans ce cas la localisation des digues de Tulla peut être reculée au delà de ces zones décaissées.

La pente moyenne du thalweg en 2009 entre les PKs 174,100 et 224,700 vaut environ 0,9 ‰ (Fig. 1.7). La forme longitudinale du thalweg est concave : on distingue différents tronçons délimités par des traits verticaux sur la Figure 1.7 dont les pentes diminuent avec le PK.

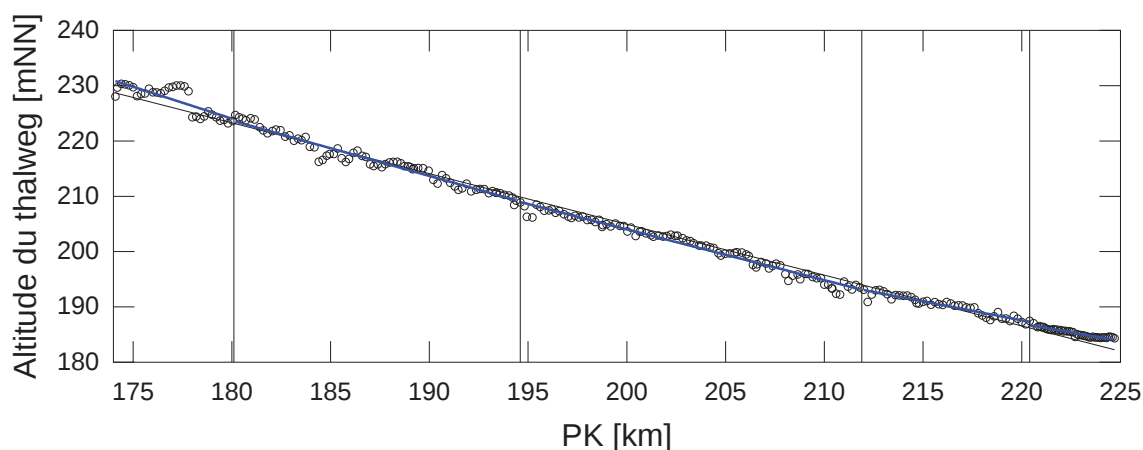


FIGURE 1.7 – Altitude du thalweg sur la géométrie de 2009 et régression linéaire sur tout le Vieux-Rhin (courbe noire). Cinq tronçons sont délimités par les traits noirs verticaux et leurs pentes respectives sont estimées par régression linéaire (courbe bleue)

Dans la section 4.1.1 sont également comparées les pentes du thalweg des années 1950 et 1990 avec celle de 2009. Les délimitations des tronçons sont justifiées par la présence de structures hydrauliques, et leur effet est discuté.

1.2.2 Couches sédimentaires

Les paramètres granulométriques analysés sont le diamètre médian¹ d_{50} et l'étendue granulométrique définie comme $\sigma = \sqrt{d_{84}/d_{16}}$. Une valeur de σ proche de l'unité décrit une population sédimentaire ayant des tailles homogènes (cf. section 2.2.1). Dans le lit mineur hydraulique, la couche de surface représentée sur la Figure 1.4b est très grossière (couche pavée), la taille maximale des

1. diamètre pour lequel 50% des grains ont une taille inférieure

galets relevée atteignant 220 mm (Dittrich *et al.*, 2005). L'épaisseur de cette couche est de l'ordre de grandeur de la taille d'un galet la composant, et les sédiments de la couche sous-jacente sont beaucoup plus fins (Fig. 1.9a). Toutes les données granulométriques relevées à la surface du lit mineur par le LWI (cf. données Tab. D.1) sont exposées sur le linéaire du Vieux-Rhin à la Figure 1.8a. Ainsi, lorsque plusieurs relevés sont effectués à un même PK mais à des localisations transversales différentes, la dispersion des valeurs de d_{50} à ce PK indique la variabilité de la granulométrie sur la largeur du lit. Par exemple, on remarque sur la Figure 1.8a au PK ≈ 206 une forte dispersion des diamètres médians sur la largeur du lit du Vieux-Rhin. Les courbes de régression sur la Figure 1.8a montrent une décroissance longitudinale du d_{50} et une faible augmentation du σ dans le lit mineur hydraulique. Dans les champs d'épis, le d_{50} diminue également sur le linéaire mais l'étendue granulométrique des sédiments des champs d'épis ne varie pratiquement pas longitudinalement (Fig. 1.8b). Les processus physiques à l'origine de cette décroissance granulométrique sont décrits à la section 2.2.2.

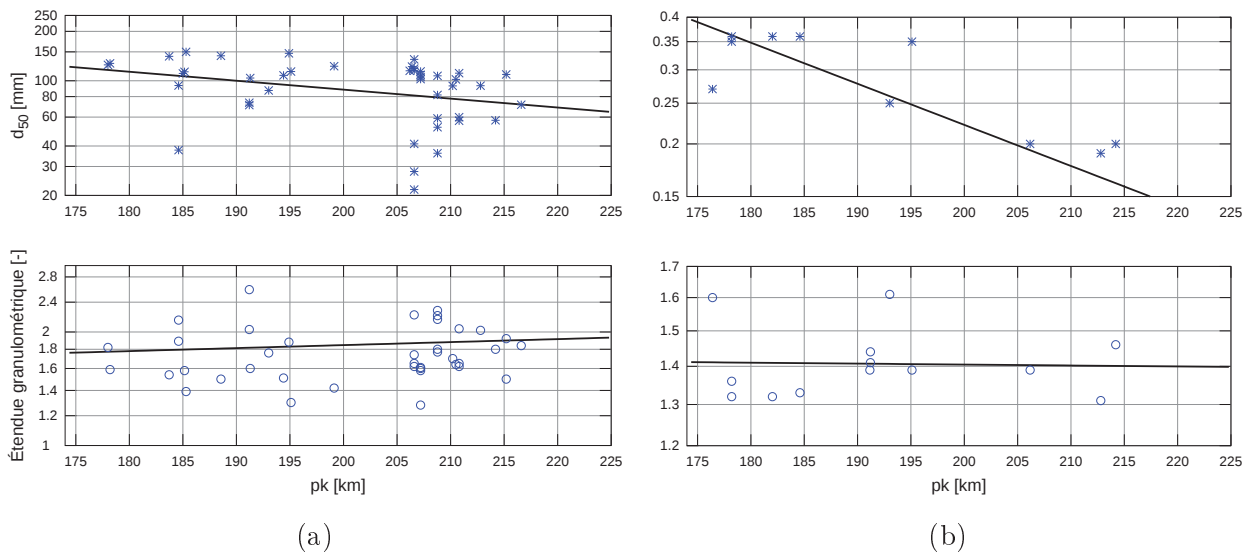


FIGURE 1.8 – Diamètre médian d_{50} et étendue granulométrique σ des relevés de surface du LWI le long du Vieux-Rhin localisés dans : a) le lit mineur hydraulique et b) les champs d'épis. Les courbes de régression linéaire permettent de relever les tendances

Dans le lit mineur hydraulique, la population sédimentaire de la sous-couche a un diamètre médian plus petit et une étendue granulométrique plus élevée par rapport à la couche pavée (Fig. 1.9a et Dittrich *et al.*, 2010b). Dans la plaine d'inondation au PK 182,200, les prélèvements granulométriques du RPF à différentes profondeurs (cf. données Tab. D.2) montrent une stratification verticale de la granulométrie (Fig. 1.9b).

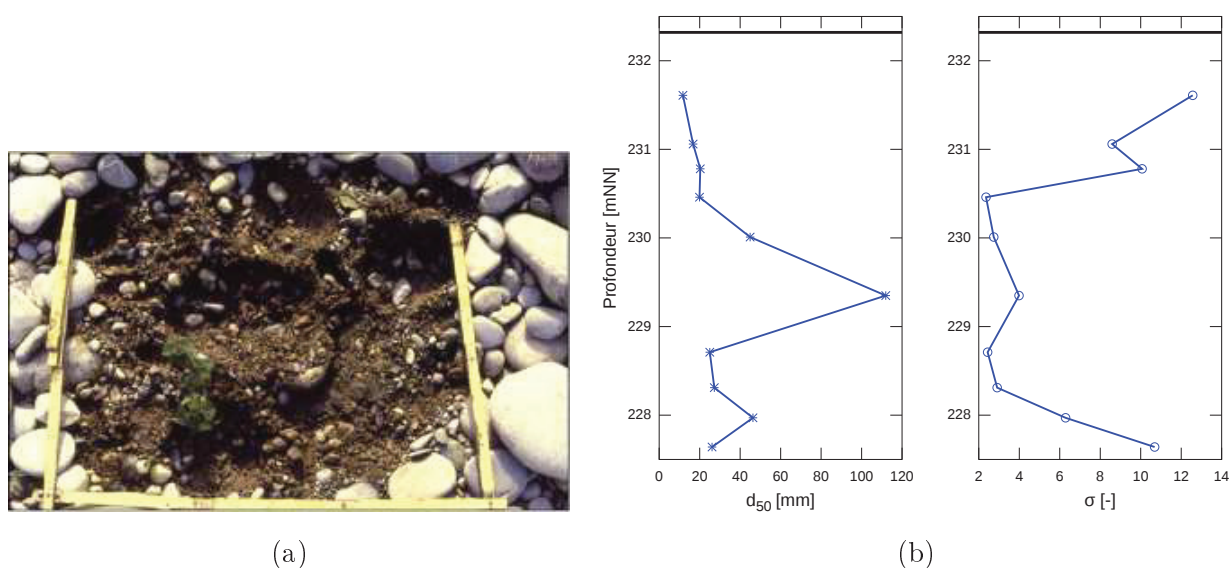


FIGURE 1.9 – a) Photographie vue de dessus de la couche située sous la couche de pavage (Source : Dittrich *et al.*, 2010a) et b) graphique de la stratification de la granulométrie (d_{50}, σ) au PK 182,200 dans la plaine d'inondation de la rive droite. La surface se situe à l'altitude 232,32 mNN soit à 232,79 mNGF et est tracée en trait noir épais

1.2.3 Aménagements et ouvrages

Le Tableau 1.2 récapitule la liste des aménagements sur le Vieux-Rhin. Les rampes militaires de l'OTAN tapissent le fond du lit de dalles grossières et inérodables sur une longueur d'environ 5 m et sur toute la largeur du lit mineur hydraulique (Fig. 1.10a). Les ponts sur le Vieux-Rhin ont 2 à 3 piles influençant peu l'écoulement. Le lit ayant été fortement érodé dans le passé, le tirant d'air entre le tablier du pont et le niveau d'eau du Vieux-Rhin pour le débit réservé est compris entre 7 et 10 m selon les ponts (cf. Tab. 1.2). Les ponts passent alors en charge seulement pour des crues exceptionnelles, qui ne seront pas étudiées dans cette thèse. À titre d'exemple, si l'on considère les lignes d'eau simulées par le LWI pour une crue de 4500 m³/s dans le Vieux-Rhin (Dittrich *et al.*, 2005), ces ouvrages ne sont pas submergés. Pour éviter les affouillements à la base du pont, le lit est consolidé à l'aide de gros blocs. Dans le cas du pont de Fessenheim, la structure a été construite sur une rampe (Fig. 1.10a).

La Figure 1.10b représente le bouchon d'Ottmarsheim au PK 194,600 et le pont d'Ottmarsheim situé en amont. À l'emplacement des bouchons, le lit du Vieux-Rhin est fortement élargi, ce qui induit généralement une baisse de la vitesse de l'écoulement. Les épis, localisés par les traits rouges sur la Figure 1.10b, ont été partiellement détruits lors de grands événements hydrologiques. Ces épis étant localisés dans le lit majeur hydraulique, ils sont totalement immergés lors des crues. Les sables transportés en suspension sédimentent alors dans les champs d'épis, qui par conséquent s'exhaussent au fil du temps (Arnaud, 2012).

Selon le rapport du Regierungspräsidium Freiburg (2006), le niveau d'eau dans la retenue en amont de Breisach est fixé à $191 \pm 0,1$ mNN pour un débit allant jusqu'à $800 \text{ m}^3/\text{s}$. Pour des débits supérieurs, les vannes du barrage sont abaissées, induisant une diminution de la cote d'eau. Lorsque la manœuvre est terminée, le barrage est complètement effacé et le transport sédimentaire transitant par Breisach devient possible. Au cours des crues, les exploitants du barrage de Breisach entendent le transport des sédiments passant par-dessus les vannes de l'ouvrage hydraulique (Source : O. Huppmann lors d'une visite sur le terrain).



FIGURE 1.10 – Photographies : a) de la rive droite du lit avec le pont et la rampe de Fessenheim au PK 210,381. La rampe mesure environ 5 m de long et s'étend sur toute la largeur du lit mineur hydraulique. La flèche bleue indique le sens de l'écoulement (Source : Regina Ostermann - RPF) et b) du pont autoroutier et du bouchon d'Ottmarsheim aux PKs respectivement 194,300 et 194,600. L'emplacement des épis, aujourd'hui partiellement détruits pour la plupart et pris dans la végétation, sont symbolisés par les traits rouges (Arnaud, 2012)

Aménagement	PK	Date construction	Gestionnaire	Caractéristiques techniques	
				Largeur [m]	Tirant d'air [m]
Barrage de Kembs	173,975	1928 - 1932	EDF		
Usine Kembs (bouchon)	180,100	1928 - 1932	EDF		
Rampe militaire Petit-Landau	189,119	1962 - 1970	Etablissement du Génie militaire		
Rampe militaire Ottmarsheim	193,400	1962 - 1970	Etablissement du Génie militaire		
Pont autoroutier Ottmarsheim	194,300	1977 - 1979*	DIR Est		7,00
Usine Ottmarsheim (bouchon)	194,600	1952	EDF		
Pont route-rail Chalampé	198,762	1925*	EDF	64,00 en 1948	10,66 en 1948
				64,00 en 1954	10,66 en 1954
				80,00 en 1968	7,22 en 1968
				80,00 en 1993	7,00 en 1993
Bac à traîlle Chalampé	199,090	1950*	EDF*	75,00 en 1948	10,86 en 1948
				78,50 en 1954	10,80 en 1954
Rampe militaire Blodelsheim	206,551	1962 - 1970	Établissement du Génie militaire		
Rampe militaire Fessenheim	210,381	1962 - 1970	Établissement du Génie militaire		
Pont Fessenheim	210,381	2005 - 2006	DIR Est	210,00	
Usine Fessenheim (bouchon)	211,900	1956			
Rampe militaire Nambshheim	214,666	1962 - 1970	Établissement du Génie militaire		
Base nautique	218,800				
Cale marine Geiswasser	219,500	1962 - 1970	Établissement du Génie militaire		
Usine Vogelgrün	224,800	1959			
Barrage Breisach	224,800				

TABLEAU 1.2 – Liste des aménagements localisés sur le Vieux-Rhin entre Kembs et Breisach. Les dates de construction, les gestionnaires actuels et d'autres caractéristiques techniques sont associées lorsque les données sont disponibles. Les données non-confirmées par les exploitants sont repérées par « * » (Source : Arnaud, 2012)

1.3 Le projet InterReg IV A « Redynamisation du Vieux Rhin »

1.3.1 Présentation du projet

Les aménagements du lit du Vieux-Rhin depuis le 19e siècle ont fortement modifié la morphologie et la dynamique du lit et il est impossible aujourd'hui de retrouver « l'état naturel » tel qu'il était au début du 19e siècle. Partant de ce principe, les objectifs du projet sont de :

- préserver la bande rhénane et améliorer la dynamique fluviale,
- proposer des méthodes de redynamisation sur des tronçons plus réduits,
- valider ces méthodes.

Le déroulement du projet s'est fait en deux étapes : entre 2008 et 2010, les sites tests ont été sélectionnés, et un diagnostic préliminaire y a été effectué ; puis entre 2010 et 2012, les évolutions des sites tests ont été quantifiées, et les risques liés estimés. Ainsi au cours de ces quatre années, les projets de redynamisation ont été évalués, et des outils d'évaluation pour quantifier les impacts et effets ont été proposés. En 2012, la fin du projet a coïncidé avec une proposition finale pour la redynamisation du Vieux-Rhin sur un plus long linéaire et sur plusieurs décennies.

Comme le montre la Figure 1.11, les différents sites test sont situés dans la partie amont du Vieux-Rhin. Parmi ces 3 sites, seul le site le plus en amont (site InterReg) a fait l'objet d'un test au cours du projet InterReg.

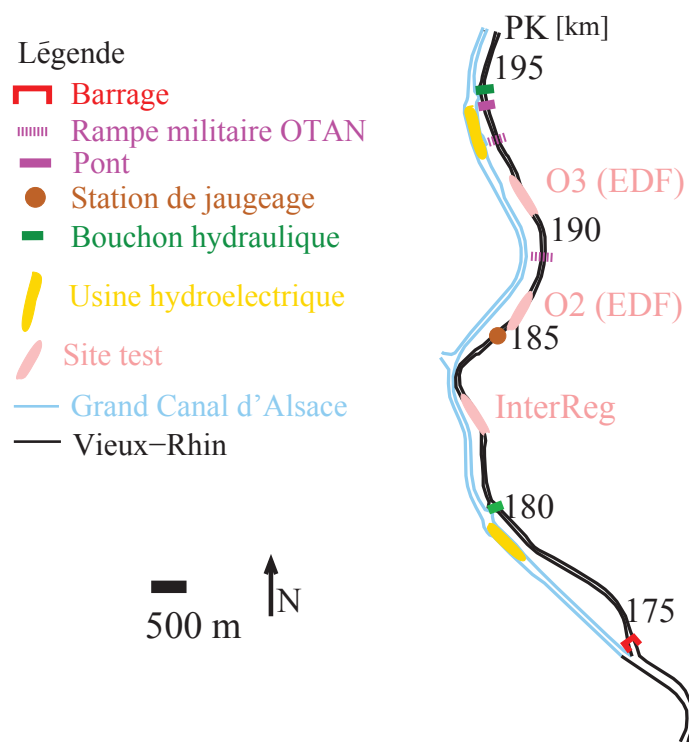


FIGURE 1.11 – Carte localisant les aménagements et les différents sites test sur la partie amont du Vieux-Rhin

Les différents partenaires du projet sont présentés dans le Tableau 1.3.

Organisme	Rôle, domaine
Regierungspräsidium Freiburg RPF	Hydraulique, Projet IRP
Université de Braunschweig, LWI	Hydraulique, simulation physique, modélisation
Wasser- und Schifffartsamt Freiburg, WSA	Gestion du Vieux-Rhin, hydraulique
UMR 5600, CNRS de Lyon	Géomorphologie, analyse historique
EDF-CIH	Hydraulique, projet EDF
EDF R&D - LNHE	Hydraulique, modèle réduit
Irstea Lyon	Hydraulique, modélisation
Petite Camargue Alsacienne, PCA	Écologie, plan de gestion des sites naturels
Conservation des Sites Alsaciens, CSA	Écologie, plan de gestion des sites naturels
Université de Strasbourg	Sociologie, biologie, plantes
DREAL Alsace	Coordination du projet
Région Alsace	Coordination du projet

TABLEAU 1.3 – Liste des partenaires du projet InterReg associés à leur rôle et domaine de compétence respectifs

1.3.2 Présentation du site de recharge InterReg

Le test de recharge du site InterReg consiste en une injection artificielle d'un banc de gravier en rive droite (Fig. 1.12a). Pour faciliter la mobilisation du banc, le site a été choisi à partir du PK 182,460, en aval d'un banc de galet en rive gauche provoquant le rétrécissement du lit et une accélération de la vitesse d'écoulement. Le site d'injection s'étend le long du lit rectiligne jusqu'au PK 183,080 (Fig. 1.12b) et les sédiments injectés sont issus d'un décaissement IRP situé en amont du site (cf. section 1.4.1).

Les travaux de mise en place des recharges ne doivent pas induire de grosses perturbations sur le lit du Vieux-Rhin, comme par exemple la destruction du pavage par les engins de chantier ou introduire des polluants dans l'eau via l'injection et/ou le trajet des engins dans l'eau. La hausse du niveau d'eau due à l'injection ne doit pas noyer la végétation située sur les berges et la submersion des saules dans les casiers IRP doit respecter leur développement. Le volume de sédiments à injecter est estimé à partir de la capacité de transport solide par an calculée par Samie (2007) et El Kadi Abderrezzak (2010) dans cette partie du Vieux-Rhin, soit environ 20 000 m³ (cf. Tab. C.2 et C.3 de l'annexe C). Pour limiter le rehaussement de la cote d'eau et faciliter l'érosion, la recharge sur le site InterReg se fait sous la forme d'un banc de 620 m de long (Fig. 1.12b), de section transversale

trapézoïdale et de largeur au sommet d'environ 11 m, l'angle de ses pentes atteignant 40° . La hauteur du banc mesure de 1,5 à 3 m en fonction de la forme du lit.



FIGURE 1.12 – Mise en place de la recharge sur le site InterReg : a) transport des sédiments issus du décaissement IRP situé approximativement au PK 182,460 et b) Formation du banc dans le Vieux-Rhin le long de la berge droite jusqu'au PK 183,080. Les flèches bleues indiquent le sens de l'écoulement (Source : Philippe Sautier)

1.3.3 Présentation des sites de recharge EDF

Les deux modes de recharge proposés par EDF sont soit une érosion latérale maîtrisée, soit une injection sédimentaire sous la forme d'un banc. À partir des sites pré-sélectionnés par EDF, le site O3 est retenu pour l'érosion de la berge gauche par restructuration d'épis existants. Il s'étend du PK 191,100 au PK 191,500, et le chemin de halage se situe 9 m au-dessus du lit. Sur le deuxième site EDF retenu (O2) du PK 185,500 au PK 186,000, un canal latéral à la droite d'une presqu'île sera re-dessiné pour faciliter l'érosion de la berge gauche. Sur les sites EDF O2 et O3, les protections de berge seront supprimées pour permettre une érosion latérale maîtrisée. Enfin, le test EDF du dernier site consistera à injecter un banc d'un volume d'environ $65\,000\text{ m}^3$ en aval du barrage de Kembs. Les sédiments proviendront du chantier de construction de la centrale B en aval du barrage de Kembs (qui va turbiner les débits réservés).

Pour le site O3, des essais en modèle réduit à l'échelle 1/40 ont permis d'évaluer l'érosion de berge en fonction de la localisation et de la forme d'un épi (Fig. 1.13). À l'issue de ces tests, la configuration retenue consiste en deux épis désolidarisés de la berge et distants l'un de l'autre de 183 m. La hauteur et la largeur des épis réels sur site mesurent respectivement 5 et 8 m, le premier épi étant moins long (16 m) que le second (26 m). Les essais physiques ont montré que l'érosion latérale se produit sur toute la hauteur de la berge et pratiquement sur toute la longueur du site. Les travaux de modifications des épis sur le site O3 du Vieux-Rhin devraient commencer en mars 2013.

Pour le site d'injection EDF à proximité de Kembs, les discussions sur les modalités d'injection sont actuellement en cours. Dans ce manuscrit, nous considérons alors cette injection comme un scénario de recharge (cf. chapitre 6).

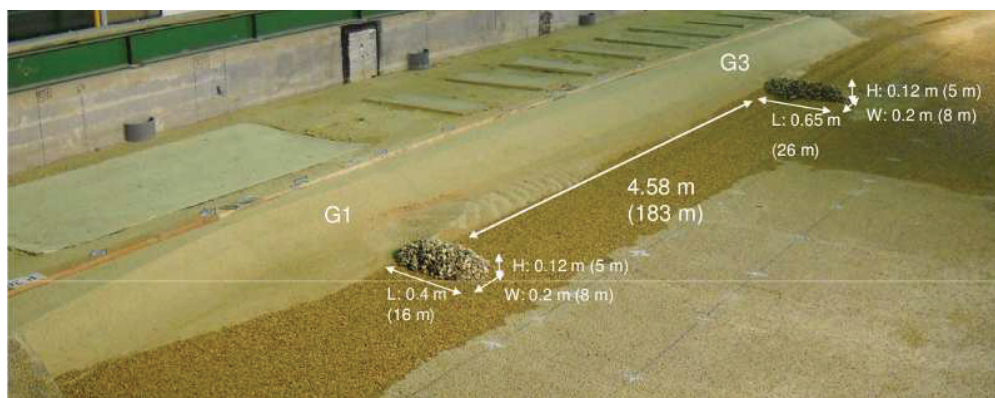


FIGURE 1.13 – Photographie de la configuration optimale de la disposition des épis sur le site O3 EDF pour maximiser l'érosion de berge. Les dimensions indiquées sont celles du modèle réduit associées aux dimensions réelles sur site entre parenthèse et le débit liquide au cours du test vaut $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ (Source : Andrés Die Moran - EDF)

Les essais EDF sur modèle réduit pour le site O2 sont actuellement en cours (Fig. 1.14). Ils consistent à optimiser la configuration du lit et des déflecteurs en amont du site pour éroder la berge.



FIGURE 1.14 – Photographie du scénario 5 sur le site O2 qui consiste à enlever les protections de berge et abaisser la cote du fond en amont de l'épi (Source : Kamal El Kadi Abderrezzak - EDF)

1.4 Projets associés au projet InterReg

1.4.1 Programme Intégré pour le Rhin (IRP)

La République française et la République fédérale d'Allemagne ont décidé en 1982 de rétablir le dispositif de protection contre les crues qui existait avant l'aménagement des ouvrages hydro-électriques. Dans cette optique, le gouvernement du Land Bade-Wurtemberg a mis en place le Programme Intégré du Rhin (IRP) pour instaurer des plans de protection contre les inondations tout en restaurant et préservant le paysage alluvial du Rhin supérieur.

Dans le cadre de ce programme, des décaissements vont être creusés dans la plaine d'inondation en rive droite pour créer une aire de rétention pour des crues allant jusqu'à $4\,500\text{ m}^3/\text{s}$ dans le Vieux-Rhin, sans toutefois modifier le niveau des nappes phréatiques. Selon l'étude hydraulique de Dittrich *et al.* (2005) et le rapport de Dittrich *et al.* (2010a), la diminution du niveau d'eau à proximité des zones décaissées induirait une diminution de la charge hydraulique ainsi que des contraintes au fond dans le chenal principal, ce qui stabiliserait alors le lit. Les sites retenus pour les décaissements se situent au niveau de quatre zones (Fig. 1.16) :

- Section I : du PK 175,3 au PK 180,1,
- Section II : du PK 183,0 au PK 185,4,
- Section III : du PK 190,6 au PK 205,0,
- Section IV : du PK 206,6 au PK 218,8.

Selon le calendrier proposé dans Dittrich *et al.* (2010a), les travaux de construction ont débuté en 2008 et la durée des travaux est estimée à 15 ans. La rétention des crues dans ces zones décaissées sera améliorée par le développement de la végétation boisée, principalement constituée de saules et de peupliers. Dittrich *et al.* (2010a) remarquent que la présence de végétation limitera aussi l'érosion dans les zones décaissées, mais augmentera le colmatage.



FIGURE 1.15 – Photographie aérienne des travaux de décaissement IRP dans la section I. La flèche bleue indique le sens d'écoulement (Source : Regierungspräsidium Freiburg)

On observe (cf. Fig. 1.16) que les zones décaissées II, III et IV se situeront en aval du site de recharge InterReg, et que les zones décaissées III et IV seront en aval et/ou chevaucheront les sites EDF O2 et O3.

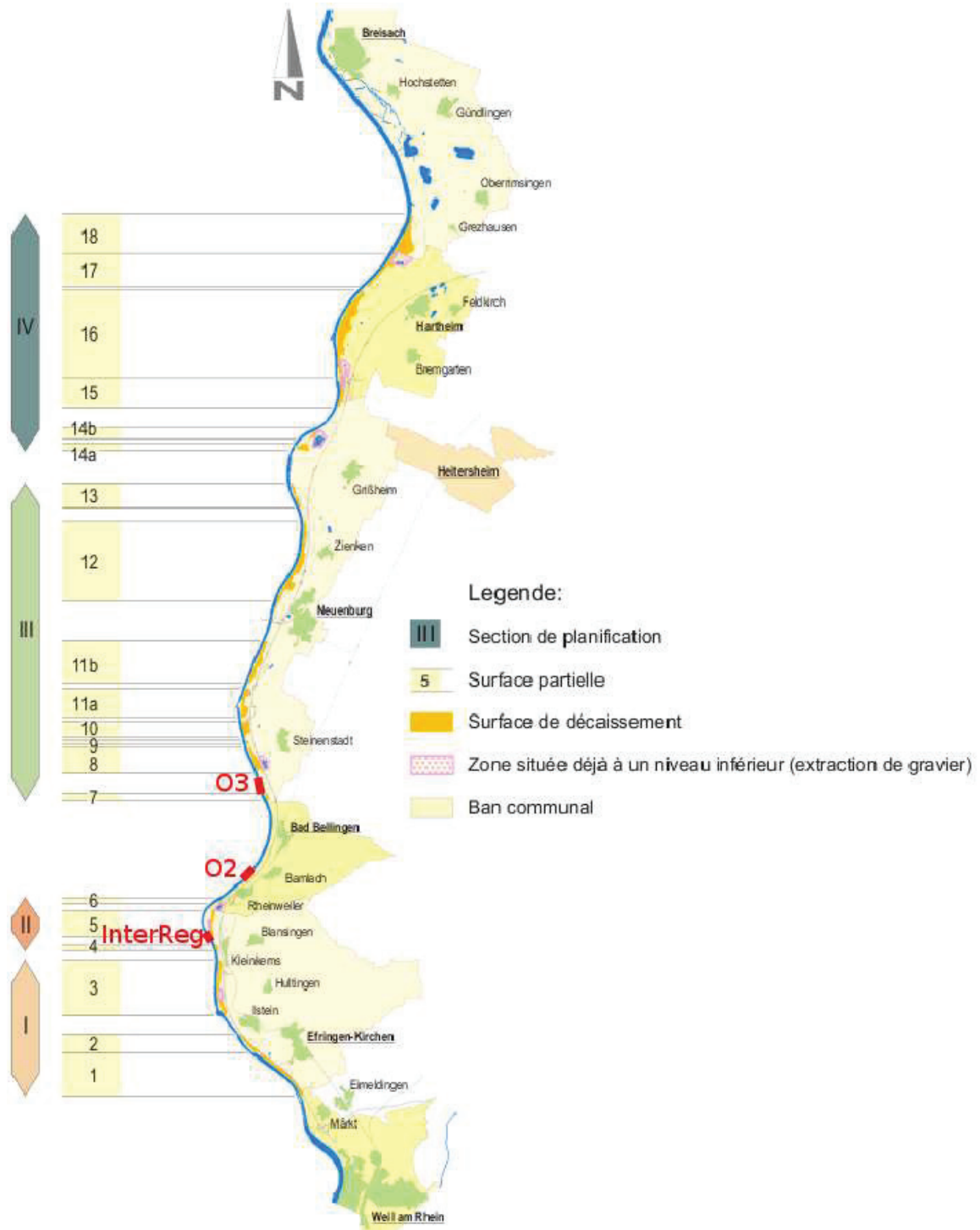


FIGURE 1.16 – Zones de décaissement programmées dans le cadre du projet IRP (Source : Regierungspräsidium Freiburg) et localisation des trois sites de recharge InterReg, O2 et O3

Selon Dittrich *et al.* (2010a), la mise en place des zones de décaissement n'aura pas d'influence sur le niveau d'eau dans le Vieux-Rhin et celui des nappes phréatiques pour le débit réservé. Pour des débits supérieurs, les zones décaissées sont mises en eau et les niveaux d'eau dans le Vieux-Rhin sont abaissés. Cette diminution du débit transitant par le canal principal peut aussi engendrer une diminution du transport solide. Selon Dittrich *et al.* (2010a) et dans le cas où toutes les zones de décaissement seraient effectives, la mise en eau des zones excavées en fonction du débit dans le Vieux-Rhin devrait être la suivante :

- $Q < 100 \text{ m}^3/\text{s}$: pas de mise en eau,
- $100 < Q < 200 \text{ m}^3/\text{s}$: quelques zones commencent à être en eau,
- $200 < Q < 400 \text{ m}^3/\text{s}$: début réel de la mise en eau des zones décaissées, mais l'influence sur le niveau d'eau du Vieux-Rhin est négligeable,
- $Q > 400 \text{ m}^3/\text{s}$: les zones décaissées sont de plus en plus inondées et l'effet de la rétention sur la ligne d'eau du Vieux-Rhin est de plus en plus prononcé.

Il est important de noter que ces valeurs sont des estimations moyennes car les décaissements ne sont pas situés sur tout le linéaire du Vieux-Rhin.

1.4.2 Renouvellement de la concession de l'usine hydro-électrique de Kembs

À partir de décembre 2010, le débit réservé a été modifié dans la nouvelle concession d'EDF (Tab. 1.4). Les nouvelles modalités de débits réservés permettent de rapprocher le fonctionnement hydraulique du cours d'eau de son régime naturel, en rétablissant les petites crues et en rendant les crues moyennes plus progressives. Les retombées environnementales de cette nouvelle modulation sont multiples : diversification des faciès d'écoulement, accroissement de la surface d'habitat, limitation du réchauffement estival du Vieux-Rhin, adaptation des conditions d'écoulement aux rythmes saisonniers des espèces inféodées aux milieux rhénans. On remarque dans le Tableau 1.4 que le déversement dans le Vieux-Rhin du débit du Rhin excédant $1400 \text{ m}^3/\text{s}$ (débit égal à la capacité du GCA) est toujours d'actualité dans la nouvelle concession d'EDF.

Selon Huppmann (2007), l'augmentation du débit réservé rehausse légèrement les niveaux d'eau du Rhin ainsi que ceux de la nappe phréatique. Pour permettre le bon développement des saules sur les berges, il est nécessaire qu'ils ne soient pas submergés par cette hausse de la cote d'eau. Lors de la mise en eau des zones de décaissement induisant une diminution de la cote de la surface libre, il est également nécessaire qu'ils aient accès à l'eau. Le niveau du décaissement doit alors être adapté et la zone avec les saules est relevée de 20 cm (Huppmann, 2007).

Débit du Rhin à Bâle [m ³ /s]	Débit dans le Vieux-Rhin [m ³ /s]			
	nov.-mars	avril-mai	juin-août	sept.-oct.
600 – 1 000	52	54	95	54
1 100 – 1 200	52	75	95	75
1 300	52	80	115	80
1 400	52	80	135	80
1 500	100	100	150	100
1 600	200			
1 700	300			
1 800	400			
1 900	500			
2 000	600			
2 100	700			
2 200	800			
2 300	900			
2 400	1 000			
2 500	1 100			

TABLEAU 1.4 – Débits injectés dans le Vieux-Rhin en fonction des débits du Rhin à Bâle et en fonction des périodes dans l’année, selon le cahier des charges du renouvellement de la concession de l’usine de Kembs (d’après El Kadi Abderrezzak, 2010)

1.4.3 Natura 2000

Natura 2000 est un réseau écologique européen formé des Zones de Protection Spéciales et des Zones Spéciales de Conservation. Son but est de conserver les habitats naturels et les espèces. Son objectif sur le Rhin est de préserver les milieux de vie précieux, comme par exemple la végétation qui s’est développée sur les épis (Dittrich *et al.*, 2010a). Sur les deux berges du fleuve, l’ensemble des forêts rhénanes fait partie du réseau Natura 2000 (Région Alsace, 2009).

1.5 Problématique scientifique

Contexte

Pour permettre la navigation, exploiter l’énergie hydraulique, développer l’agriculture et la construction d’habitations à proximité des rivières, les cours d’eau européens ont été fortement anthropisés à partir du 19^e siècle. Suite à ces aménagements, la morphodynamique de la rivière, la diversité de la flore et celle de la faune aquatique et benthique se sont appauvries. Des projets

spécifiques pour chaque cours d'eau ont été menés pour essayer de rendre le cours d'eau plus « naturel » et/ou pour stopper un phénomène dangereux. Par exemple, le lit du Danube (Autriche) se creusant de plus en plus, les recharges de sédiments grossiers ont pour but d'augmenter la taille des matériaux du lit pour former un pavage et réduire l'érosion (Reckendorfer *et al.*, 2005). Sur la basse vallée de l'Ain, les barrages amont ont créé un déficit de charge sédimentaire produisant une forte érosion, et des injections sédimentaires ont été entreprises pour recharger le lit (Rollet, 2007). Le Vieux-Rhin est aussi déficitaire en charge sédimentaire, notamment à cause du barrage amont de Kembs. Son lit pavé est une sorte de carapace qui empêche l'érosion. La granulométrie est donc très grossière, et les formes fluviales sont fixes. Ce cours d'eau anthropisé ne permet pas le développement d'habitats diversifiés. Pour redynamiser le Vieux-Rhin, le projet InterReg a pour objectif d'évaluer différents modes de recharge sédimentaire. Le mode d'injection optimal sera par la suite appliqué sur un plus long terme et sur un plus long linéaire.

Enjeux et risques liés aux recharges

Des questions restent néanmoins en suspens sur le devenir de ces recharges sédimentaires. Par exemple, est-ce que les sédiments injectés peuvent déstabiliser le pavage en place et déclencher une nouvelle incision du lit ? est-ce que les sédiments vont se diffuser sur toute la largeur du lit et vont être majoritairement entraînés vers l'aval ou au contraire les recharges vont-elles se végétaliser et se fixer ? est-ce que les sédiments de différentes recharges peuvent interagir ? est-ce que les volumes et les modes d'injection ont une influence sur la diffusion des sédiments ? Ces questions sont primordiales pour évaluer la possibilité de création de formes dans le lit et éviter la fixation des bancs injectés. Pour évaluer ces risques et optimiser les recharges, les sédiments injectés dans le cadre du projet ont été suivis et les résultats sont utilisés dans les modèles numériques à l'échelle du site test et sur tout le Vieux-Rhin.

Objectifs des simulations

Avec le modèle numérique bidimensionnel Rubar20TS, l'évolution morphologique des recharges et le transport des sédiments sur les sites test sont simulés. Les simulations sur le linéaire complet du Vieux-Rhin sont réalisées avec le modèle 1D RubarBE. Elles permettent notamment de reproduire la propagation des sédiments des recharges, de relever les potentielles interactions entre les sédiments injectés et le pavage et de savoir si tous les sédiments sont rapidement transportés vers la retenue de Breisach. À partir de simulations de scénarios de recharge, les paramètres influençant la mobilisation et la propagation sédimentaires peuvent être évalués.

Démarche

Pour pouvoir simuler le devenir des recharges, il est nécessaire que les modèles numériques 1D et 2D puissent reproduire les processus sédimentaires en jeu dans les recharges sédimentaires. Ainsi des expériences en laboratoire intégrant des processus granulométriques présents dans le Vieux-Rhin et lors de l'injection sur le site InterReg sont simulées avec le modèle 1D pour tester le code de calcul et proposer des améliorations. Le site test de recharge InterReg sert de référence. Les processus sédimentaires à l'origine de l'érosion du banc sont mieux compris à l'aide des simulations de la crue de 2010, et les modèles 1D et 2D sont calibrés pour reproduire ces processus. Avant de simuler des scénarios de recharge sédimentaire, l'aptitude du modèle numérique à reproduire la stabilité du pavage et les évolutions morphologiques au cours de la crue de 1999 est testée avec le modèle 1D. Enfin, des scénarios de recharge sont imaginés et simulés pour converger vers le mode optimal de redynamisation du Vieux-Rhin.

Plan du mémoire

Ce manuscrit se divise en deux parties ; dans la première partie, après avoir présenté les principaux processus granulométriques en rivière et les outils de modélisation dans le chapitre 2, les aptitudes du code de calcul RubarBE à reproduire des processus sédimentaires sont testées avec trois modélisations physiques en laboratoire (chapitre 3). En conclusion à ces tests, une méthode de calage et deux modifications du code RubarBE sont proposées.

La seconde partie du manuscrit traite des simulations numériques sur le Vieux-Rhin. Dans le chapitre 4, les évolutions morphologiques le long du Vieux-Rhin sont présentées. À partir d'une analyse de l'évolution du Vieux-Rhin entre 1950 et 2009, des outils sont proposés pour tenir compte de l'effet de la végétation et de la configuration transversale du lit. Des divisions du Vieux-Rhin en sous-tronçons soulignent la dynamique hétérogène le long du fleuve. En s'appuyant sur les simulations numériques du test de recharge sédimentaire InterReg du chapitre 5, les modèles 1D et 2D sont calés pour reproduire l'évolution des sédiments injectés. Le sixième chapitre analyse quels paramètres de scénarios de recharges influent sur la mobilisation et la diffusion sédimentaire. Enfin, le septième et dernier chapitre récapitule les modifications apportées au logiciel RubarBE et les limites des modèles numériques.

PARTIE I

Modélisation numérique de la dynamique sédimentaire des cours d'eau

Processus granulométriques en rivière et outils de modélisation

Les évolutions morphologiques d'une rivière sont étroitement liées à sa granulométrie. Le transport sédimentaire sélectif induit une décroissance granulométrique longitudinale et la formation de couches de surface grossières. Par leur protubérance, les grains grossiers masquent les plus fins. Pour simuler le transport sédimentaire, les modèles numériques se basent sur les lois de capacité de transport semi-empiriques généralement associées à un seuil de mise en mouvement. Dans ces modèles, la couche active est une couche tampon qui se situe entre la couche dans laquelle les sédiments sont transportés et celle dans laquelle le lit est fixe. L'épaisseur et la composition de cette couche a une influence sur les calculs numériques.

2.1 Généralités sur la morphologie des rivières de plaine

Pour classer les rivières en fonction de leur granulométrie et de leur forme en plan, les paragraphes suivants comparent leurs principales caractéristiques. L'évolution du Vieux-Rhin est alors décrite à partir de ses caractéristiques morphologiques.

2.1.1 Comparaison de la dynamique des rivières à sable et à gravier

Le Tableau 2.1 permet de comparer les principales caractéristiques qui diffèrent entre les rivières à sable et les rivières à gravier. On remarque notamment que la taille sédimentaire détermine le mode de transport dominant. Le transport par charriage s'effectue par saltation (bonds successifs), roulement et glissement dans une zone proche du lit et d'épaisseur quelques diamètres de grains. Dans ce mode, la vitesse des particules est inférieure à celle de l'écoulement, contrairement au transport en suspension pour lequel le sédiment est transporté au sein de l'écoulement, avec une vitesse du même ordre de grandeur. Dans le Tableau 2.1, on présente quelques formes qui peuvent éventuellement se développer dans le lit et qui sont fonction de la granulométrie et donc du mode de transport d'une rivière.

Paramètres	Rivière à sable	Rivière à gravier	Références
d_{50}	entre 0,05 et 2 mm	entre 2 et 200 mm	Ramez (1995); Xu (2004)
Pente du fond	entre 0,001 et 0,1%	entre 0,1 et 10%	Simons et Simons (1987); Xu (2004)
Transport sédimentaire	$Q_{s,c} < Q_{s,s}$	$Q_{s,c}$ dominant	Church (2002)
Développement de formes	Ondulations de fond fréquentes	Ondulations de fond de natures diverses et moins fréquentes	Church (2002)

TABLEAU 2.1 – Comparaison des caractéristiques des rivières à sable et à gravier. Le d_{50} est le diamètre médian correspondant au diamètre pour lequel 50% des grains ont une taille inférieure, $Q_{s,c}$ est le transport sédimentaire par charriage et $Q_{s,s}$ le transport sédimentaire en suspension

2.1.2 Forme en plan des rivières

Les rivières à **lit unique et droit** sont généralement stables (Fig. 2.1a). Les berges du lit sont peu érodées et le lit ne migre pas latéralement. Leur sinuosité est faible (Church, 2002). Ce type de faciès peut être provoqué par des travaux anthropiques de rectification et d'endiguement (Bridge, 2005).

Lorsque le lit mineur contient des bancs alternés qui émergent pour un débit ordinaire, l'écoulement devient sinueux et la topographie provoque une alternance de seuils et de mouilles (Church, 2002). On parle alors d'un lit mineur sinueux. Lors d'un fort événement hydrologique, le lit majeur est inondé et le lit en eau de la rivière devient droit.

Dans un **lit à méandres**, l'érodabilité des berges détermine la migration latérale du lit (Church, 2002) (Fig. 2.1b). Le lit est alors très sinueux.

Les **rivières en tresse** sont composées de plusieurs chenaux séparés par des bancs (Fig. 2.1c). Ce style fluvial est très instable et en perpétuelle évolution.

Un **lit en anastomose** est composé de plusieurs chenaux stables qui sont séparés par des îlots n'étant pas modifiés. La stabilité de ces îlots peut venir de leur végétalisation.

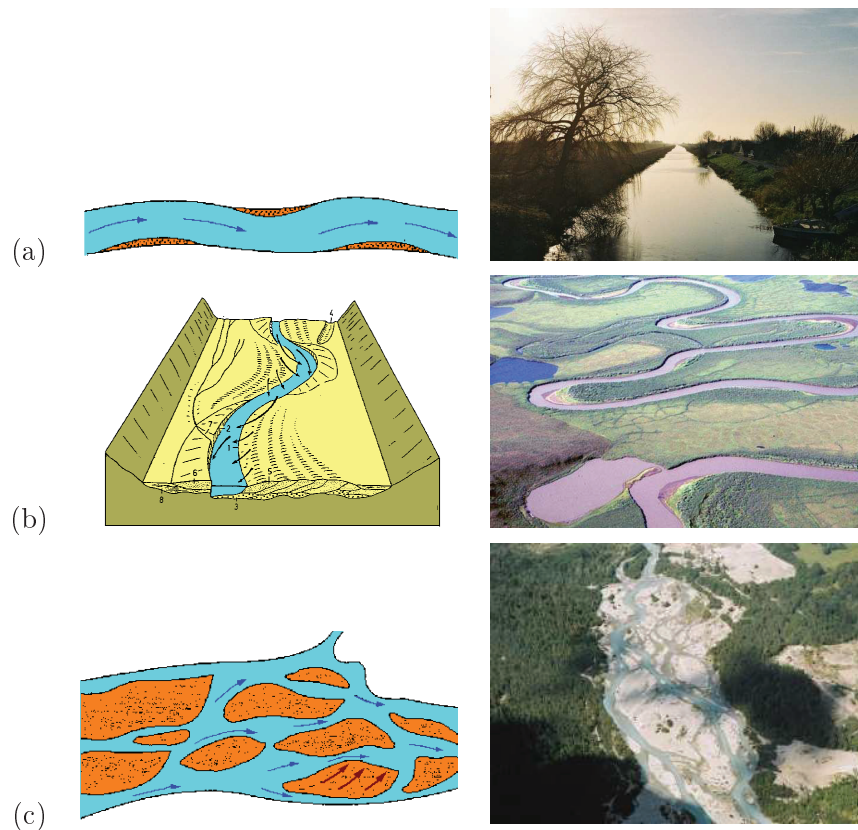


FIGURE 2.1 – Forme en plan d'un lit : a) lit droit (Sources : <http://www.u-picardie.fr/> et rivière « Old Bedford », à Welney, Norfolk, Angleterre, <http://www.geograph.org.uk/photo/483359>), b) lit à méandre (Sources : <http://www.u-picardie.fr/> et <http://beringia.com/>) et c) lit en tresse (Sources : <http://www.u-picardie.fr/> et <http://www.symbhi.fr>)

Comme les caractéristiques des rivières sont hétérogènes de l'amont vers l'aval, les formes en plan varient aussi le long des cours d'eau (Degoutte, 2001; Church, 2002).

2.1.3 Cas du Vieux-Rhin

Au début du 19^e siècle, le faciès du Vieux-Rhin était un **lit en tresse** très dynamique. Selon Amoros et Bornette (2002), cette morphologie permet le développement d'espèces animales et végétales diversifiées. Puis les rectifications anthropiques du lit par la construction de digues et épis ont contraint le lit en un **chenal unique et droit**. Les débits hydraulique et sédimentaire transitant par le Vieux-Rhin ont été diminués à la suite de la construction des aménagements hydro-électriques et du Grand Canal d'Alsace. Le lit s'est incisé et **quelques bancs alternés** se sont développés suite à ces aménagements (Dittrich *et al.*, 2010a). Le lit actuel est composé de graviers avec une pente longitudinale du fond d'environ 1‰. La nouvelle morphologie du Vieux-Rhin présente peu de zones aquatiques diversifiées, ce qui limite la bio-diversité des espèces s'y établissant.

2.2 Processus granulométriques dans les rivières

La morphologie des rivières est étroitement liée à sa composition granulométrique. Cette section présente les principaux processus granulométriques observés en rivière.

2.2.1 Description de la population sédimentaire des rivières

La distribution granulométrique définit pour chaque diamètre la probabilité en volume de présence dans la population (Fig. 2.2a). Cette distribution est généralement assimilée à une courbe log-normale par les sédimentologues (Sengupta *et al.*, 1991). Les modes de transport de différentes parties de la distribution peuvent être distincts : les sédiments fins sont transportés en suspension, les sédiments moyens par saltation et les grossiers par glissement et roulement (Sengupta *et al.*, 1991). La courbe granulométrique est construite en cumulant les probabilités de présence de la distribution granulométrique (Fig. 2.2b). Le diamètre médian d_{50} est le diamètre pour lequel 50% des grains ont une taille inférieure (Fig. 2.2b). Le diamètre moyen d_{moy} est la moyenne des diamètres d_i pondérée par leur proportion pr_i respective (avec $0\% \leq pr_i \leq 100\%$) :

$$d_{moy} = \frac{\sum d_i pr_i}{100} \quad (2.1)$$

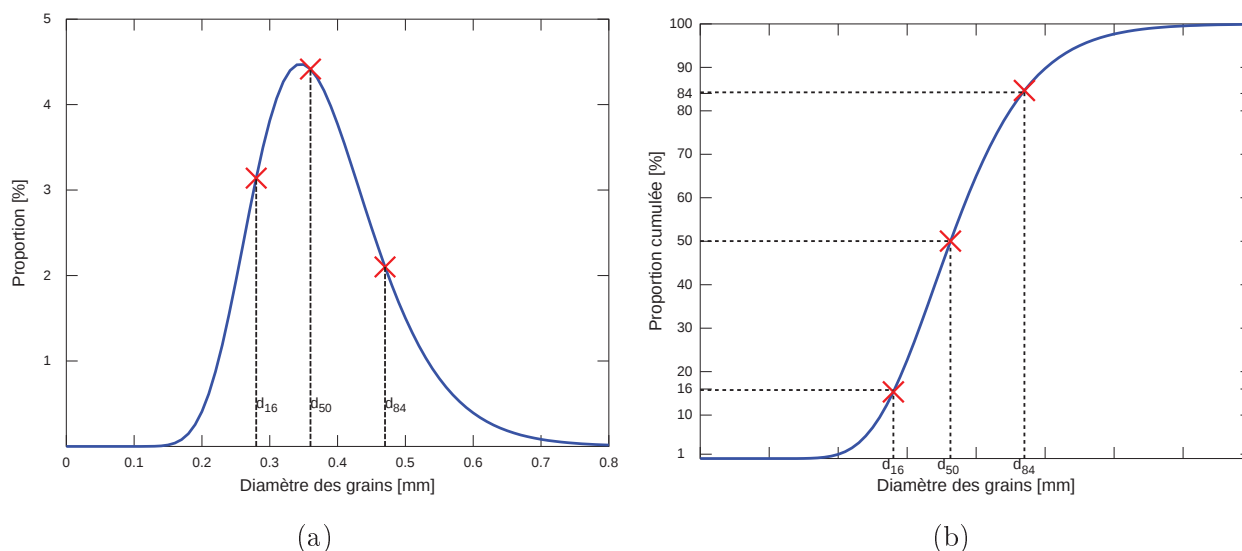


FIGURE 2.2 – a) Distribution granulométrique et b) courbe granulométrique d'une population de sédiments

L'étendue granulométrique σ est l'écart-type de la distribution granulométrique log-normale (Fig. 2.2a) et est évaluée comme suit :

$$\sigma = \sqrt{\frac{d_{84}}{d_{16}}} \quad (2.2)$$

Plus l'étendue granulométrique est élevée et plus les tailles sédimentaires sont étalées. Une population de sédiments « bien triée » correspond à une étendue granulométrique $\sigma < 1,5 - 2$ selon Villaret

(2003). Dans l'optique de définir le seuil de mise en mouvement d'une taille de grain à partir de données expérimentales, Buffington et Montgomery (1997) considèrent une population de grains uniforme lorsque $\sigma \leq 2$.

2.2.2 Tri granulométrique

Dans un lit à l'équilibre, on observe que la taille des sédiments de la plupart des rivières a tendance à diminuer de l'amont vers l'aval sur des dizaines ou des centaines de kilomètres. Pour beaucoup d'auteurs, cette tendance est la conséquence de deux processus (Shaw et Kellerhals, 1982) :

1. transport sélectif : les grains fins sont plus facilement transportés que les grains grossiers,
2. abrasion : lorsque deux particules se percutent, le choc peut casser une ou les deux particules, provoquant une réduction de taille.

Pour les rivières sableuses, le processus de transport sélectif est prédominant. Dans les rivières à gravier, le taux d'abrasion dépend du matériau : pour les sédiments composés de quartzite, ce taux est assez faible et pour des sédiments composés de calcaire ou granite, il est plus élevé (Parker, 1991a; Rice et Church, 1998). L'étude de tronçons de la rivière Pine et de la rivière Sukunda au Canada par Rice et Church (1998) a montré que le processus d'abrasion jouait un rôle très faible dans le tri granulométrique longitudinal pour ces rivières. À partir d'une étude d'un tronçon de 2,5 km de la rivière Allt Dubhaig en Écosse, Ferguson *et al.* (1996) ont abouti aux mêmes conclusions sur la prédominance du tri par transport sélectif. Ainsi, il semble que le processus d'abrasion soit négligeable vis-à-vis du processus de transport sélectif sur des tronçons mesurant une dizaine de kilomètres de long.

La transition entre les zones graveleuse (particules grossières) et sableuse (particules fines) le long d'une rivière peut être abrupte, et parfois associée à un fort changement de pente. Cette transition est relevée par Ferguson *et al.* (1996) le long de la rivière Allt Dubhaig : le diamètre moyen (Éq. 2.1) passe de 15 à 0,5 mm au niveau de la rupture de pente. Frings *et al.* (2012) ont étudié la zone de transition sur le Rhin aval proche de la frontière entre l'Allemagne et la Hollande (PK 820-870). Ils y ont relevé une augmentation de la porosité 0,2 à 0,3 et une proportion de sable passant de 20% à 50%. De part et d'autre de cette transition, le lit des deux zones a une forme concave (Parker, 1991a). Ces deux zones sont assimilées par Morris et Williams (1999) à des tronçons ayant atteint un état d'équilibre : l'écoulement dans ces tronçons est uniforme ou quasi-uniforme sans apport latéral significatif de débit solide et liquide ou de structures contrôlant l'écoulement (barrage, barres rocheuses).

Plusieurs auteurs ont analysé la décroissance longitudinale du diamètre moyen d_{moy} (Parker, 1991a; Seal *et al.*, 1997; Mikos, 1993). Sternberg (1875) a proposé une formule mathématique traduisant la décroissance du diamètre moyen en fonction de la distance, dans le cas d'une rivière sans

apport extérieur de débit solide ou liquide :

$$d_{moy}^{(x)} = d_{moy}^{(0)} \exp(-a_d x) \quad (2.3)$$

avec $d_{moy}^{(0)}$ et $d_{moy}^{(x)}$: diamètres moyens aux abscisses respectives 0 et x . On nomme a_d le coefficient de Sternberg qui représente la décroissance granulométrique longitudinale par abrasion et transport sélectif. À partir de la formulation de Sternberg, Church et Kellerhals (1978) et Shaw et Kellerhals (1982) ont proposé d'autres relations empiriques pour décrire cette décroissance.

De la même façon, Gomez *et al.* (2001) ont relevé une décroissance de l'étendue granulométrique le long d'un cours d'eau. Morris et Williams (1999) proposent l'équation associée à celle de Sternberg (1875) pour l'étendue granulométrique :

$$\sigma^{(x)} = \sigma^{(0)} \exp(-a_\sigma x) \quad (2.4)$$

avec $\sigma^{(0)}$ et $\sigma^{(x)}$: étendues granulométriques aux abscisses respectives 0 et x . Le paramètre a_σ représente le tri granulométrique longitudinal par transport sélectif.

Morris et Williams (1999) proposent de définir un tronçon à l'équilibre comme un tronçon dans lequel l'écoulement est quasi uniforme sans apport extérieur liquide ou solide significatif. À partir de l'analyse d'un large jeu de données de décroissance granulométrique le long d'un tronçon à l'équilibre, Morris et Williams (1999) montrent que le paramètre a_d de la loi de Sternberg (Éq. 2.3) ne dépend ni de la géométrie, ni de la granulométrie du tronçon mais est inversement proportionnel à la longueur du tronçon à l'équilibre L_{eq} , comme le montre la Figure 2.3. Le paramètre a_σ de l'équation 2.4 est aussi lié à la longueur du tronçon à l'équilibre, et généralement $a_\sigma < a_d$ (Gomez *et al.*, 2001).

2.2.3 Armurage et pavage

Le développement de couches de surface de sédiments grossiers est initié par un tri granulométrique dans un lit en érosion. Ces tendances sont trouvées dans les rivières à gravier où la charge sédimentaire est en déficit, comme par exemple en aval d'un barrage ou à l'exutoire de certains lacs, la retenue d'eau piégeant les sédiments (Bray et Church, 1980).

La couche grossière se développe à partir d'une couche de granulométrie étendue qui se retrouve, lorsque le lit est armuré, dans la sous-couche. La possibilité de formation de couche grossière est estimée à partir de critères sur la granulométrie de cette sous-couche dans le Tableau 2.2. Une estimation de la granulométrie de la couche grossière est aussi proposée par Schöberl (1981) et Chin (1985) (Tab. 2.2).

Parker et Klingeman (1982) font l'hypothèse qu'une couche de surface grossière est une sorte de régulateur qui permet le transport à proportion égale des grains fins et grossiers. Autrement dit, cette couche se développe de sorte à avoir une mobilité équivalente pour toutes les tailles de grains.

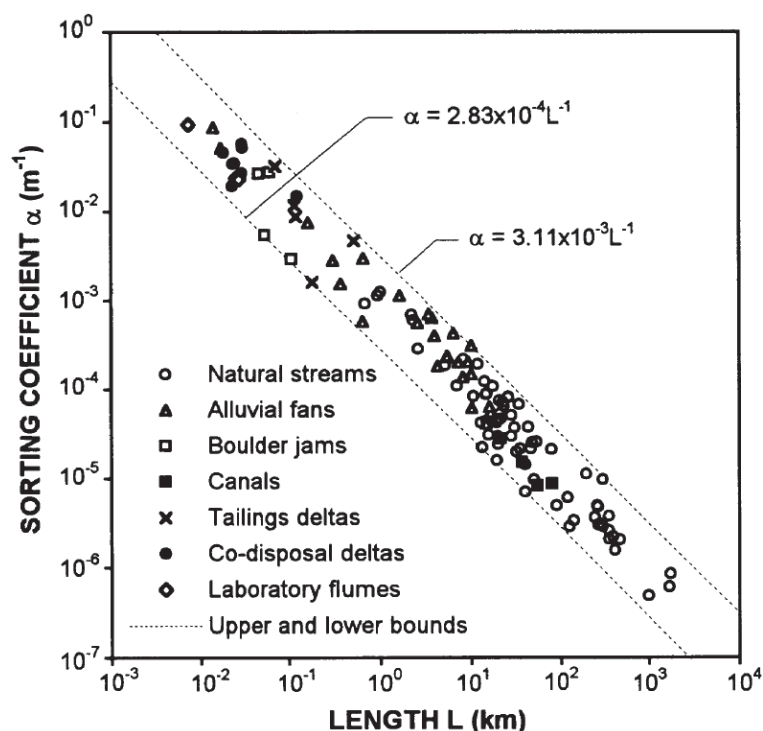


FIGURE 2.3 – Coefficient a_d de la loi de Sternberg (1875) en fonction de la longueur d'un tronçon à l'équilibre pour différentes rivières et expériences (Source : Morris et Williams, 1999)

Références	Critères de développement de la couche de surface grossière	Estimation de la granulométrie de la couche de surface
Gessler (1965)	$\sigma_a = d_{84,ssf}/d_{50,ssf} > 2$	
Little et Mayer (1976)	$\sigma = \sqrt{d_{84,ssf}/d_{16,ssf}} \geq 1,3$	
Schöberl (1981)	$\sigma = \sqrt{d_{84,ssf}/d_{16,ssf}} > 1,35$ et $d_{90,ssf}/d_{50,ssf} > 1,55$	$d_{moy,sf}/d_{50,ssf} > 1,05$
Chin (1985)	$\sigma_a = d_{84,ssf}/d_{50,ssf} \geq 1,5$	$d_{max,ssf}/d_{50,sf} \geq 1,8$

TABLEAU 2.2 – Critères limites pour le développement de la couche de surface grossière et estimation de la granulométrie de la future couche grossière. Les indices $_{sf}$ et $_{ssf}$ indiquent respectivement la couche de surface et la couche de sub-surface

Cette couche de surface de sédiments grossiers peut être qualifiée d’armurage ou de pavage. Dans la littérature, aucune définition ne fait l’unanimité (Bray et Church, 1980; Gomez, 1984; Subhash, 1990; Parker et Sutherland, 1990) et les critères proposés dans le Tableau 2.3 soulignent la difficulté de statuer sur une définition commune. En effet, les deux estimations granulométriques respectivement proposées par Parker et Klingeman (1982) et Hey et Thorne (1986) pour le pavage et l’armurage se chevauchent.

Dans ce manuscrit, nous définissons l’armurage comme une couche grossière qui s’est formée par tri granulométrique, mais qui peut être détruite à la suite d’un événement fréquent (Ramez et Paquier, 1998). Un exemple concret d’armurage est présenté à la section 3.3 dans laquelle le développement de la couche par tri granulométrique est simulée numériquement (Koll *et al.*, 2010). Dans le cas d’une couche de pavage, les sédiments constituant la couche de surface sont très grossiers et structurés, renforçant alors la cohérence de la couche. Dans ce cas, seul un événement extrême peut détruire cette couche (Ramez et Paquier, 1998). Pour Bray et Church (1980), la formation d’un pavage peut-être la conséquence d’un processus de dégradation sur un long-terme.

On retrouve ce phénomène dans l’historique du Vieux-Rhin. Au cours des dernières décennies, le lit rhénan se structure, renforçant la cohérence de la couche pavée (cf. section 4 sur l’évolution du lit). Comme le montre l’étude de Dittrich *et al.* (2010b), lorsque le lit est localement déstructuré, il est alors comblé par de nouveaux sédiments grossiers, reformant alors la couche pavée. Selon Bray et Church (1980), ce phénomène est propre aux lits pavés. Comme le décrit Klaassen (1987), le pavage tel que celui du Vieux-Rhin joue le rôle de carapace protectrice et est composé d’une seule couche de sédiments grossiers disposés en tuiles.

Paramètres	Pavage	Armurage	Références
Granulométrie	$d_{sf} > d_{max,ssf}$	$d_{sf} \approx d_{max,ssf}$	Bray et Church (1980)
		$d_{50,sf} = 1,5 \text{ à } 2 \times d_{50,ssf}$	Hey et Thorne (1986)
	$d_{50,sf} = 1,5 \text{ à } 3 \times d_{50,ssf}$		Parker et Klingeman (1982)
		$d_{50,sf} \approx d_{90,l}$	Milhous (1973)
Fréquence des crue morphogène	évènement extrême	évènement fréquent	Bray et Church (1980)
Équilibre	équilibre statique	équilibre dynamique	Ramez et Paquier (1998)

TABLEAU 2.3 – Différences entre un pavage et un armurage, les indices $_{sf}$, $_{ssf}$ et $_l$ faisant respectivement référence à la couche de surface, celle de sub-surface et au lit englobant ces deux précédentes couches

Lors du développement d’une couche pavée ou armurée, la rugosité du lit est augmentée à cause

des sédiments grossiers surplombant le lit. Lorsque la couche pavée est créée, la disposition des sédiments en tuiles a tendance à rendre la surface du lit plus lisse.

2.3 Modélisation du transport solide

Les forces physiques qui s'exercent sur les grains du lit sont quantifiées par le calcul de contraintes de cisaillement à la paroi. Pour estimer le début de mouvement d'un grain, des formules ont été proposées, mais aucune ne fait l'unanimité. Les auteurs proposent des définitions du seuil de mise en mouvement variables, et les configurations expérimentales sont très étendues. Le transport sédimentaire dans un régime uniforme est estimé à partir de formules semi-empiriques basées sur la définition d'une contrainte critique de mise en mouvement.

2.3.1 Contrainte hydrodynamique

La contrainte hydrodynamique locale τ_j est calculée à partir des paramètres hydrauliques au point j :

$$\tau_j = \rho g h_j J \quad (2.5)$$

avec ρ : masse volumique de l'eau, g : accélération de la pesanteur, h_j : tirant d'eau au point j et J : pente de la ligne d'énergie.

La contrainte hydrodynamique moyenne s'exerçant sur le fond d'une rivière ou la contrainte de cisaillement moyenne τ_{moy} qui s'applique sur le périmètre mouillé d'une section en travers d'un lit pour un régime uniforme s'écrit :

$$\tau_{moy} = \rho g R_h J \quad (2.6)$$

avec R_h : rayon hydraulique. L'équation 2.6 est applicable si le lit de la rivière est large (ratio de la largeur B sur la profondeur h supérieur à 10), et si la distribution le long du périmètre mouillé des contraintes locales τ_j est homogène. Une section en travers irrégulière ou avec des rugosités variables va rendre cette distribution hétérogène (Bravard et Petit, 1997).

2.3.2 Contrainte hydrodynamique efficace

La contrainte hydrodynamique moyenne ou locale τ peut être séparée en deux composantes telles que :

$$\tau = \tau_{eff} + \tau_f \quad (2.7)$$

avec :

- τ_{eff} , la contrainte hydrodynamique efficace : cette composante quantifie la contrainte qui s'applique sur les grains du lit et qui est responsable du transport sédimentaire par charriage.

- τ_f , la contrainte due aux formes du lit : elle traduit les effets des dunes, bosses ou irrégularités d'une section du lit.

Meyer-Peter et Müller (1948) ont estimé la contrainte efficace selon l'expression :

$$\tau_{eff} = \tau \left(\frac{K_s}{K_{s,p}} \right)^{3/2} \quad (2.8)$$

avec K_s : coefficient de Strickler et $K_{s,p}$: coefficient de Strickler lié à la rugosité de peau. Si l'on cherche à quantifier la contrainte efficace moyenne $\tau_{eff,moy}$ sur une section en travers, K_s est généralement obtenu par le calage d'un modèle 1D. Dans le cas d'une contrainte efficace locale $\tau_{eff,j}$, le coefficient de Strickler est représentatif de la rugosité locale $K_{s,j}$. Selon la formule empirique de Strickler (1923) pour une granulométrie uniforme, la rugosité de peau est estimée à travers l'équation :

$$K_{s,p} = \frac{21}{d_{50}^{1/6}} \quad (2.9)$$

La rugosité de peau ne pouvant être supérieure à la rugosité totale du lit, l'équation suivante est en pratique utilisée :

$$\tau_{eff} = \tau \left(\frac{K_s}{\max(K_{s,p}, K_s)} \right)^{3/2} \quad (2.10)$$

2.3.3 Contrainte critique de mise en mouvement d'une granulométrie uniforme

Contrainte adimensionnelle : courbe de Shields

Le paramètre de Shields (1936) ou contrainte adimensionnelle τ^* est le rapport des forces tractrices sur le poids :

$$\tau^* = \frac{\tau}{g(\rho_s - \rho)d} \quad (2.11)$$

Lorsque ces deux forces se compensent, alors le paramètre de Shields caractérise le début de mouvement établi d'un grain de diamètre d .

À partir d'expériences de mise en mouvement de particules de granulométrie uniforme d , avec $0,36 \leq d \leq 3,44$ mm, Shields (1936) a établi une relation entre la contrainte critique adimensionnelle τ_{cr}^* et le nombre de Reynolds particulaire donné par :

$$R_* = u^* \frac{d}{\nu} \quad (2.12)$$

La relation de Shields (1936) a été transformée par Yalin (1977) en une relation liant la contrainte adimensionnelle τ^* au diamètre adimensionnel d_{50}^* calculé par :

$$d_{50}^* = d_{50} \left(\Delta \frac{g}{\nu^2} \right)^{1/3} \quad (2.13)$$

avec $\Delta = (\rho_s - \rho)/\rho = 1,65$: densité déjaugée et ν : viscosité cinématique ($\approx 10^{-6}$ m²/s).

Plusieurs auteurs ont proposé des équations décrivant la courbe expérimentale de Shields. Trois exemples sont tracés sur la Figure 2.4 : la courbe de Yalin (1977) et celles selon Guo (1990) et Soulsby (1997). Soulsby (1997) propose une formule très proche de celle de Guo (1990). On remarque sur la Figure 2.4 que pour $d^* < 2$, Soulsby (1997) et Guo (1990) ont extrapolé la courbe par manque de données expérimentales. Pour $d^* > 2$, les valeurs de τ_{cr}^* sont très proches (Fig. 2.4).

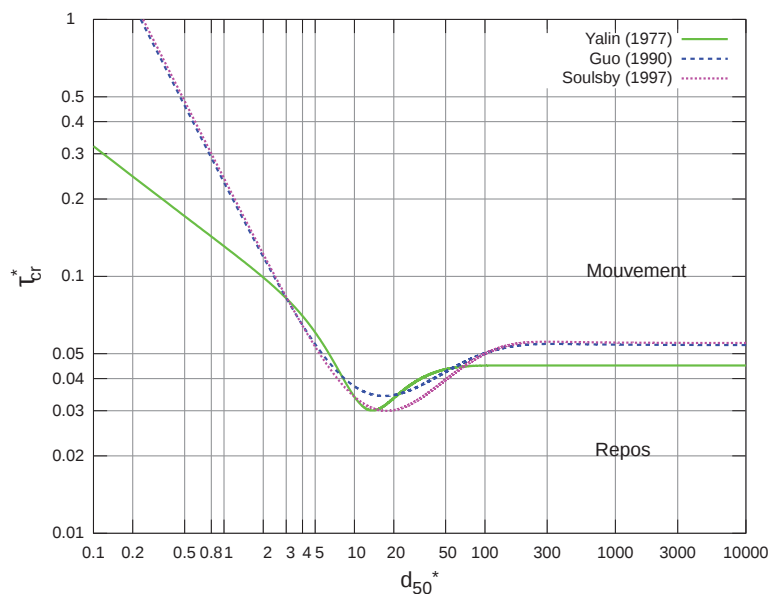


FIGURE 2.4 – Courbe de Shields selon différents auteurs : Yalin (1977), Guo (1990) et Soulsby (1997)

Approche probabiliste d'Einstein

La mise en mouvement d'un grain par charriage est stochastique, et dépend de la topographie du lit, de la taille, de la forme des grains adjacents et de la turbulence de l'écoulement. L'approche probabiliste d'Einstein (1950) repose sur le fait que les forces d'entraînement sont fluctuantes dans le temps et l'espace. Par conséquent, le mouvement des particules dépend d'une probabilité qu'à un certain endroit et à un certain instant ces forces soient supérieures aux forces de résistance. Basé sur des résultats expérimentaux, le modèle mathématique distingue les phases de mouvement et les phases de repos qui suivent toutes les deux une distribution exponentielle. Comme le seuil d'arrachement des grains donné par la courbe de Shields ne tient pas compte des fluctuations dues à la turbulence, Einstein (1950) ajoute une dispersion autour du seuil critique de la courbe de Shields. Einstein (1950) fait l'hypothèse que :

- la dispersion suit une loi normale,
- le déplacement des grains dépend de leur vitesse de sédimentation,
- le saut du grain a une longueur proportionnelle à son diamètre.

Cependant, McNamara et Borden (2004) ont montré, à partir d'expériences mesurant la mise en mouvement de grains en rivière, que l'hypothèse d'une loi normale de la dispersion est erronée. Selon Habersack (2001), les expériences sur la rivière Waimakairi mettent en évidence que seule la distribution des périodes de repos suit une loi exponentielle, contrairement aux périodes de mouvement, pour lesquelles une loi gamma à deux paramètres convient mieux. Ces résultats peuvent être expliqués par le fait que la rivière Waimakairi est une rivière en tresses, les formes du lit influençant la dynamique sédimentaire. La probabilité de mise en mouvement d'une particule dans la rivière Waimakairi dépend ni de la distance parcourue ni de la durée de repos (Habersack, 2001).

Exemple de paramètres influençant le seuil de mise en mouvement sédimentaire

Les sédiments situés sur le talus d'une berge sont plus facilement mis en mouvement que des sédiments sur un fond horizontal. La formule d'Ikeda (1982) permet de tenir compte de l'effet de la **pente transversale** en estimant la contrainte critique de mise en mouvement via la formule :

$$\tau_{cr}^I = k \times \tau_{cr} \quad (2.14)$$

avec τ_{cr}^I : contrainte critique tenant compte de l'effet de la pente transversale, τ_{cr} : contrainte critique sans tenir compte de la pente et k calculé par la formule :

$$k = \frac{-\omega \tan^2 \phi \cos \theta + (\tan^2 \phi \cos^2 \theta + \omega^2 \tan^2 \phi \sin^2 \theta - \sin^2 \theta)^{0,5}}{(1 - \omega \tan \phi) \tan \phi} \quad (2.15)$$

ϕ étant l'angle de repos des sédiments, θ l'inclinaison de la berge et ω le rapport entre la portance à la traînée, prise égale à 0,85 dans le modèle numérique 1D RubarBE. Le calcul du coefficient k est valable pour $0 \leq \theta \leq \phi$ et $\tan \phi < 1/\omega$. Ainsi, lorsque $k < 1$, la contrainte critique de mise en mouvement sera diminuée et l'érosion facilitée.

Recking (2008) montre que la contrainte critique de mise en mouvement est fonction de la **pente longitudinale** et que la courbe de Shields ne s'applique pas pour des pentes comprises entre 0,1% et 1,5%.

En construisant un large jeu de données de contraintes critiques de mise en mouvement rapportées dans la littérature, Buffington et Montgomery (1997) ont défini des paramètres influençant la valeur du seuil de mise en mouvement :

- la définition du seuil de mise en mouvement,
- la granulométrie des couches de surface et sous-surface,
- la rugosité,
- le régime d'écoulement.

Conclusions sur les valeurs de seuil de mise en mouvement sédimentaire de la littérature

La définition du seuil de mise en mouvement et les configurations expérimentales n'étant pas toujours les mêmes pour estimer la contrainte critique de mise en mouvement dans la littérature, l'étendue des valeurs proposées souligne la difficulté de statuer sur une valeur seuil de référence. Ainsi, compte tenu de la variabilité de τ_{cr}^* dans la bibliographie, on considèrera ici que la courbe de Shields donne donc une approximation acceptable du seuil de mise en mouvement.

2.3.4 Mélange de populations sédimentaires et masquage/exposition

Lorsqu'une population sédimentaire n'est pas uniforme, les différentes tailles de particules vont interagir.

L'impact d'un transport de particules fines sur la stabilité d'un lit armuré est simulé physiquement dans Koll *et al.* (2010); Koll et Koll (2012) (cf. section 3.4). Il est montré que plus les particules ajoutées sont fines, plus le taux de charriage des grains du lit armuré augmente, l'érosion de la couche grossière restant toujours faible (Koll *et al.*, 2010).

Lorsque la porosité d'une couche est assez élevée pour pouvoir y loger des particules plus fines d'une couche supérieure, on parle de processus d'**infiltration sédimentaire**. Dans l'expérience de Seal *et al.* (1997) (cf. section 3.2) d'un tri granulométrique longitudinal sur un lit en exhaussement avec un apport liquide et solide amont permanent, un transfert vertical sédimentaire se produit : les particules au-dessus du lit s'infiltrent à travers la couche supérieure et se retrouvent dans la couche sous-jacente (Toro-Escobar *et al.*, 1996).

Dans l'expérience de Koll *et al.* (2010), le **phénomène de masquage** est à l'origine de l'arrêt de la propagation des traceurs fins, car ils se logent dans les interstices de la couche armurée (cf. section 3.4). Ferguson *et al.* (1989) rapportent le **processus d'exposition** de graviers surplombant un lit lisse formé de particules sableuses ($d_i < 2$ mm). Dans ce cas, les graviers exposés sont plus facilement transportés par l'écoulement. La Figure 2.5 représente ces deux processus.

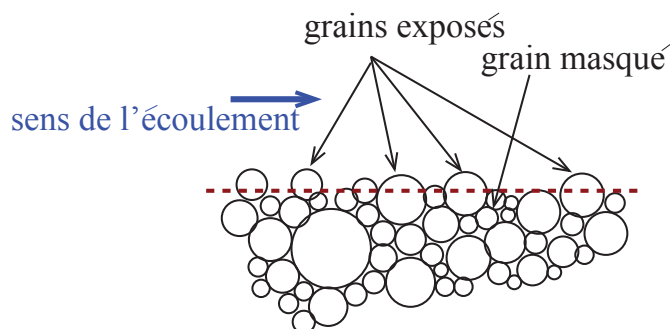


FIGURE 2.5 – Processus de masquage/exposition à la surface du lit entre des grains d'une population sédimentaire étendue

Dans le cas d'une granulométrie étendue, le critère de mise en mouvement doit donc tenir compte :

- des interactions entre les grains avec les effets de masquage/exposition,
- de la rugosité du lit.

Parker et Klingeman (1982) proposent la valeur $\tau_{cr,50}^* = 0,138$ pour définir le seuil de mise en mouvement du d_{50} d'un lit armuré. Ramez (1995) indique que lorsque la contrainte est supérieure à cette contrainte critique seuil, alors toutes les couches sédimentaires du lit sont en mouvement. Parker et Klingeman (1982) utilisent également la formule $\tau_{cr,i}^* = \tau_{cr,50}^* (d_{50}/d_i)$ pour définir la contrainte critique de la classe granulométrique i d'une population sédimentaire de granulométrie étendue. L'analyse de 9 tronçons de rivière ayant une granulométrie étendue par Ashworth et Ferguson (1989) montre que la contrainte critique d'entraînement des particules dépend plus de la taille relative d'une particule d_i/d_{50} que de la taille absolue d_i . Pour tenir compte du processus de masquage/exposition dans les simulations numériques, un coefficient quantifiant cette taille relative a été intégré :

- soit dans la formule de calcul de la contrainte critique d'entraînement de Meyer-Peter et Müller (1948) (Egiazaroff, 1965; Gessler, 1971; Ashida et Mishiue, 1973; Wang, 1977; Ferguson *et al.*, 1989; Wilcock et Crowe, 2003),
- soit dans la formule de transport (Parker, 1991a).

Ces fonctions de masquage/exposition doivent être calées sur des mesures de terrain au cas par cas (Wilcock, 2001). Par exemple pour un lit plat, Egiazaroff (1965) corrige la contrainte critique de mise en mouvement de chaque classe granulométrique par la formule :

$$\tau_{cr,i}^* = 0,047 \frac{\log_{10}(19)}{\log_{10}(19d_i/d_{50})} \quad (2.16)$$

avec d_i : taille de grain d'une classe granulométrique i ; d_{50} : diamètre médian des particules à la surface et $\tau_{cr,i}^*$: contrainte critique adimensionnelle de mise en mouvement d'une classe granulométrique i . Camenen *et al.* (2011) considèrent les travaux de Wilcock (2002) comme les plus aboutis, et utilisent la fonction de masquage qu'il propose. Sans prendre en compte les effets du masquage, les formules de capacité de transport de Meyer-Peter et Müller (1948) et Camenen et Larson (2005) sur-estiment le transport des classes les plus fines. Cependant, la capacité de transport totale calculée en distinguant les 5 classes granulométriques ou en se basant sur le d_{50} est du même ordre de grandeur (Camenen *et al.*, 2011). Ainsi, compte tenu des fortes approximations sur l'estimation des contraintes locales et critiques dans un modèle numérique 1D, le calcul de la capacité de transport en distinguant différentes classes granulométriques n'est pas applicable directement (Camenen *et al.*, 2011).

2.3.5 Contrainte critique de formation d'une couche pavée

Pour estimer la contrainte critique de la formation d'une couche de pavage, la formulation de Günter (1971) est basée sur la contrainte critique calculée par la formule de Meyer-Peter et Müller

(1948) pour le diamètre maximal d'une population sédimentaire :

$$\tau_{cr,max}^{GUN} = \lambda 0,047 (\rho_s - \rho) g d_{max} \quad (2.17)$$

avec d_{max} : diamètre maximal mesuré lors d'un relevé granulométrique. Le coefficient multiplicateur λ traduit l'écart des contraintes critiques pour des granulométries de la couche de surface respectivement avant ($d_{moy,av}$) et après pavage ($d_{moy,pav}$) :

$$\lambda = \left(\frac{d_{moy,av}}{d_{max}} \right)^{0,64} \left(\frac{d_{moy,pav}}{d_{max}} \right)^{0,33} \quad (2.18)$$

avec le diamètre moyen avant la formation du pavage $d_{moy,av}$ calculé par la formule de Chin (1985) :

$$d_{moy,av} = \frac{d_{max}}{1,8} \quad (2.19)$$

Chin *et al.* (1994) proposent la formule :

$$\tau_{cr,max}^{CHI} = 0,05 \left[0,4 \left(\frac{d_{moy,pav}}{d_{moy,av}} \right)^{1/2} + 0,6 \right]^2 (\rho_s - \rho) g d_{moy,av} \quad (2.20)$$

L'équation 2.19 est également utilisée dans cette formule pour estimer $d_{moy,av}$.

La contrainte critique de formation du pavage du Vieux-Rhin est estimée par ces deux formules à partir de la granulométrie du Vieux-Rhin, soit $d_{max} = 161$ mm, $d_{moy,pav} = 107$ mm (Koll *et al.*, 2010). On calcule : $\tau_{cr,max}^{GUN} = 73$ N/m² et $\tau_{cr,max}^{CHI} = 78$ N/m². Ainsi, selon ces deux valeurs, il a fallu que la contrainte hydrodynamique soit supérieure à ≈ 75 N/m² pour que la couche de pavage s'établisse par transport sédimentaire sélectif dans le Vieux-Rhin.

Les paramètres de Shields associés à ces deux contraintes critiques pour $d_{50} = 89$ mm (diamètre avant pavage estimé avec l'équation 2.19) valent :

$$\tau_{cr}^* = \frac{\tau_{cr,max}^{GUN}}{g(\rho_s - \rho)d_{50}} = 0,051 \quad (2.21)$$

et :

$$\tau_{cr}^* = \frac{\tau_{cr,max}^{CHI}}{g(\rho_s - \rho)d_{50}} = 0,054 \quad (2.22)$$

Ces deux valeurs sont du même ordre de grandeur que les contraintes critiques de mise en mouvement de la littérature (cf. section 2.3.3).

2.3.6 Lois de capacité de transport

Capacité de transport

La capacité de transport solide à l'équilibre Q_s^{cap} est fonction de l'énergie de l'écoulement, et représente le débit solide massique que la rivière est capable de transporter dans le cas où tous les sédiments sont disponibles. Cette capacité de transport solide s'exprime donc en [kg/s]. On parle

aussi de capacité de transport solide unitaire q_s^{cap} qui est la capacité de transport volumique par unité de largeur perpendiculaire à la direction de l'écoulement. Sa dimension est alors en $[m^2/s]$. Cette capacité de transport unitaire est typiquement utilisée dans les modèles numériques pour estimer la répartition du transport solide le long du périmètre mouillé. En fonction des valeurs de la capacité solide unitaire et du débit solide réel unitaire d'une rivière (q_s), on a :

- si $q_s^{cap} < q_s$, alors la rivière est trop chargée en sédiment, et il y a dépôt,
- si $q_s^{cap} = q_s$, alors la rivière est à l'équilibre,
- si $q_s^{cap} > q_s$, alors la rivière n'est pas assez chargée, et il y a érosion.

Formules de capacité

De nombreux auteurs ont proposé des formules pour estimer la capacité de transport. Ces formules sont semi-empiriques et sont établies dans le cas d'un écoulement uniforme. Elles supposent que le transport réel est constamment adapté à la capacité de transport. La plupart sont définies pour une population de sédiment uniforme et ne tiennent pas compte des interactions sédimentaires entre classes granulométriques.

Seules les lois de capacité de transport de Meyer-Peter et Müller (1948) et Camenen et Larson (2005) utilisées dans cette thèse sont présentées ici. Les autres formules implémentées dans le logiciel RubarBE sont décrites dans la notice RubarBE (Paquier, 2012).

La loi de capacité de transport empirique proposée par **Meyer-Peter et Müller (1948)** (Éq. 2.23) est une formule à seuil. Elle a été établie pour des grains uniformes, dont le diamètre moyen variait de 0,4 mm à 30 mm et $\sigma < 1,5$, transportés par un écoulement uniforme. Le fond du canal expérimental était lisse, et sa pente était comprise entre 4×10^{-4} et 2×10^{-2} .

$$q_s^{cap} = A_{MPM} \sqrt{\Delta g d^3} (\tau_{eff}^* - \tau_{cr}^*)^{3/2} \quad (2.23)$$

avec A_{MPM} : un coefficient. $\Delta = \rho_s/\rho - 1$, ρ étant la masse volumique de l'eau et ρ_s celle des sédiments. En se basant sur des données expérimentales de laboratoire avec des sédiments grossiers, Meyer-Peter et Müller (1948) ont proposé les paramètres $A_{MPM} = 8$ et $\tau_{cr}^* = 0.047$.

La loi sub-seuil proposée par **Camenen et Larson (2005)** est une variante de la loi de Meyer-Peter et Müller (1948) construite pour estimer le transport dans le cas d'une interaction entre un courant et une houle. Dans le cas d'un écoulement permanent, elle s'écrit :

$$q_s^{cap} = 12 \sqrt{\Delta d_{50}^3} \tau_{eff}^{*3/2} \exp\left(-4,5 \frac{\tau_{cr}}{\tau_{eff}}\right) \quad (2.24)$$

L'hypothèse sous-jacente est que la probabilité de mise en mouvement d'un grain n'est jamais nulle (cf. modèle stochastique d'Einstein, section 2.3.3).

On remarque que les deux formules de Meyer-Peter et Müller (1948) et Camenen et Larson (2005) se basent sur le paramètre de contrainte critique de mise en mouvement τ_{cr} mais elles se

distinguent par la notion de seuil de mise en mouvement des sédiments : lorsque $\tau < \tau_{cr}$, il n'y a pas de mouvement sédimentaire avec la loi dite à seuil de Meyer-Peter et Müller (1948) alors que le transport décroît de façon exponentielle avec la diminution de la contrainte dans la loi sub-seuil de Camenen et Larson (2005).

Loi de chargement

Selon Mosselman (2005), le transport par charriage s'adapte rapidement aux variations hydrauliques contrairement au transport en suspension. Cependant, Phillips et Sutherland (1989, 1990) relèvent un décalage temporel et spatial du taux de charriage et de l'évolution du fond vis-à-vis des conditions hydrauliques. De même, Zech *et al.* (2009) soulignent l'inertie du mouvement sédimentaire. Ils proposent alors d'introduire une loi de chargement, avec une distance de chargement sédimentaire L_s traduisant l'inertie spatiale du débit solide par rapport à l'écoulement. Daubert et Lebreton (1967) représentent le retard spatial de la charge solide vis-à-vis de l'écoulement par la formule :

$$\frac{\partial Q_s}{\partial x} = \frac{Q_s^{cap} - Q_s}{L_s} \quad (2.25)$$

avec Q_s : débit solide que l'écoulement transporte réellement et Q_s^{cap} : capacité solide massique de la section. Si L_s est indépendant de x , l'équation 2.25 peut être réécrite sous la forme :

$$Q_s = Q_s^{cap} \left[1 - \exp\left(\frac{-\Delta x}{L_s}\right) \right] \quad (2.26)$$

avec Δx : longueur de la maille sédimentaire.

2.4 Représentation des sédiments dans les modèles numériques

Les modèles numériques utilisés dans la simulation d'un processus morphodynamique en rivière résolvent les équations de l'hydrodynamique, ainsi que celles de transport solide. Généralement, le lit est représenté schématiquement par différentes couches sédimentaires, et certains modèles incluent une couche active faisant la transition entre la couche de transport et la sous-couche. La configuration de cette couche active joue un rôle clé dans le calcul numérique.

2.4.1 Modélisation des évolutions du fond

La modélisation de l'évolution du fond nécessite de correctement reproduire la dynamique sédimentaire en distinguant les sédiments en mouvement de ceux immobiles. Une solution trouvée est de regrouper ces volumes de sédiments dans des couches sédimentaires.

Pour représenter la structure d'un lit de rivière dans un modèle numérique, Hirano (1971) propose un modèle à trois couches (cf. Figure 3.2), les sédiments de chaque couche ayant une dynamique propre :

- la couche de transport : tous les sédiments sont en mouvement,
- la couche active : couche tampon qui contient les sédiments mobilisables par l'écoulement,
- la/les sous-couche(s) : tous les sédiments sont immobiles.

Cette structure est utilisée dans beaucoup de modèles numériques (Deigaard, 1980; Mikos, 1993; Hoey et Ferguson, 1994) parmi d'autres.

Des raffinements de couche pour mieux représenter la dynamique sédimentaire ont été proposés par différents auteurs. Par exemple pour distinguer le transport par charriage de celui en suspension et pour pouvoir caler une distance de chargement propre à chaque mode de transport, Di Silvio (1992) divise la couche de transport en deux sous-couches. Pour mieux décrire la structure verticale de la couche active, Ribberink (1987) introduit dans son modèle une couche d'intrusion en dessous de la couche active. Pour Di Silvio (1991), la division de la couche active en deux sous-couches permet de reproduire les échanges plus intenses de flux entre l'écoulement et la couche active qu'entre l'écoulement et la couche d'intrusion.

2.4.2 Description de la granulométrie des couches

L'approche la plus courante est de discrétiser la courbe de distribution granulométrique en N classes (Fig. 2.2a de la section 2.2.1) et à chaque classe i est affectée un diamètre moyen d_i et un pourcentage $Prob_i$ de présence. La description de la population sédimentaire est d'autant plus précise que la discrétisation de la courbe granulométrique est fine et donc que le nombre de classes N est important. Cependant une discrétisation fine induit des calculs numériques longs et les données granulométriques de terrain sont en général insuffisantes pour décrire toutes les classes. De plus, les interactions entre classes restent encore peu comprises : la mise en équations d'un tel système induit de fortes incertitudes. Des auteurs comme Ribberink (1987) ont donc cherché à optimiser le nombre et le choix des bornes des classes granulométriques.

Une autre approche est de représenter la distribution des sédiments de manière synthétique par le diamètre médian d_{50} et l'étendue granulométrique σ (cf. section 2.2.1). La distribution granulométrique est alors supposée être proche d'une distribution log-normale. Le diamètre d_{50} est considéré comme le diamètre représentatif de la population de sédiments et le calcul numérique de la capacité de transport se base sur ce diamètre. Les limites de cette approximation sont dépassées dans le cas de populations sédimentaires multimodales.

2.4.3 Notion et rôle de la couche active

La couche active utilisée dans les modèles numériques est généralement considérée comme l'interface entre la couche de transport et la sous-couche fixe et permet d'assurer la continuité sédimentaire. Les échanges entre la couche active et les couches adjacentes ne se produisent qu'en cas d'exhaus-

sement ou d'érosion du lit. Dans les expériences de laboratoire ou sur le terrain, la couche active a un sens physique, c'est-à-dire qu'elle a une épaisseur et une granulométrie cohérentes avec les caractéristiques de la couche sédimentaire située entre l'écoulement et le lit fixe. Dans les modèles numériques, la couche active est une couche tampon qui n'a pas forcément de lien avec le lit réel. Par exemple, elle peut avoir une épaisseur inférieure à la taille des sédiments la composant. La capacité de transport est déduite de la composition granulométrique de la couche active.

La **présence de la couche active** a permis à plusieurs auteurs d'expliquer l'évolution d'une couche armurée (Bettess et White, 1981; Parker et Sutherland, 1990). Parker *et al.* (2000) proposent un modèle remplaçant la couche active par une densité de probabilité d'entraînement qui diminue avec la profondeur. Cependant, la résolution des équations d'Exner traduisant l'évolution du fond en fonction du flux sédimentaire (cf. Éq. 3.3) aboutit à l'intégration d'une couche de plus forte probabilité d'entraînement, qui est équivalente à une sorte de couche active. La principale difficulté pour appliquer cette méthode dans les modèles numériques est le manque de données qui traduisent la variation de densité de probabilité d'entraînement (Parker *et al.*, 2000).

Expérimentalement, l'**épaisseur de la couche active** dépend de la configuration du lit. Dans le cas d'un lit plat, l'épaisseur de la couche active est équivalente à la taille du grain le plus grossier (Marion et Fraccarollo, 1997). Dans l'expérience de laboratoire de formation d'une couche armurée, Marion et Fraccarollo (1997) remarquent que l'épaisseur de la couche active dépend des formes du lit. Dans le cas d'un lit avec des formes de fond, Karim et Kennedy (1982) proposent une épaisseur de couche active égale à la hauteur des dunes. Dans les modèles numériques, cette épaisseur peut dépendre des formes du lit, mais aussi de la stabilité du calcul numérique. Parker (1991a) propose une épaisseur égale au d_{90} en l'absence de dunes. Pour Bennett et Nordin (1977), Borah *et al.* (1982) et Andrews et Parker (1987), l'épaisseur doit être cohérente avec les échanges sédimentaires entre couches.

Van Niekerk *et al.* (1992) proposent de calculer l'épaisseur de la couche active E_{CA} en incluant le rapport de la contrainte sur sa valeur critique de mise en mouvement :

$$E_{CA} = \alpha \frac{\tau}{\tau_{cr}} d_{50} \quad (2.27)$$

avec α un coefficient adimensionnel variant de 2 (Van Niekerk *et al.*, 1992) à 6 (Harris et Wiberg, 1997, 2001; Warner *et al.*, 2008). L'épaisseur de la couche active est alors calée par le coefficient α . De fortes valeurs de α augmentent le taux de transport et la granulométrie moyenne des sédiments érodés peut être différente des grains à la surface, puisque plus de sédiments sont incorporés dans la couche active (James *et al.*, 2010). Dans Belleudy (2000), l'auteur estime la sensibilité du modèle numérique SEDICOUP à l'épaisseur de la couche active. SEDICOUP est un modèle hydraulique numérique unidimensionnel avec transport solide, calculé par l'équation d'Exner (Belleudy et Schuttrumpf, 1994). Il a été développé depuis plusieurs décennies par le « Iowa Institute Of Hydraulic Research » (USA),

par le Laboratoire Hydraulique de France ainsi que par le Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) et le German Federal Waterways Engineering and Research Institute. Belleudy et Schuttrumpf (1994) indiquent que le modèle comporte plusieurs couches sédimentaires dont la couche de mélange (couche active) qui permet de reproduire les interactions entre la couche des sédiments en mouvement avec la couche des sédiments immobiles du lit. La granulométrie est basée sur une représentation multi-classes et pour les sédiments de chaque classe, le processus de tri granulométrique est simulé pour permettre la reproduction du développement d'une couche d'armurage. La capacité solide est calculée par l'équation de Meyer-Peter et Müller (1948) et la contrainte critique est corrigée de sorte à reproduire les conséquences des processus de masquage/exposition. Belleudy (2000) montre qu'une faible épaisseur donne une répartition plus fine de la structure granulométrique finale, car dans le modèle SEDICOUP c'est l'épaisseur de la couche active qui définit le volume de contrôle sur lequel repose le calcul de la conservation de masse. Cependant, dans cette configuration, le modèle numérique SEDICOUP nécessite une diminution du pas de temps (Belleudy, 2000).

La **composition granulométrique** de la couche active varie selon les auteurs d'une couche unique homogène (Hirano, 1971; Parker *et al.*, 2000) à une couche tenant compte de la densité de probabilité d'entraînement (Blom *et al.*, 2008) en passant par deux sous-couches (Armanini et Di Silvio, 1988; Ribberink, 1987; Di Silvio, 1991). Le modèle de Blom *et al.* (2008) nécessite en condition initiale la description du profil granulométrique vertical et simule cette fonction de densité selon les modifications topographiques. La comparaison des résultats de ces différents modèles montre que les modèles de Ribberink (1987) et Blom *et al.* (2008) tenant compte de la structure verticale reproduisent mieux l'évolution granulométrique du lit et le débit solide, ainsi que le tri vertical. Cela est dû au fait que des sédiments enfouis et n'ayant pas une densité de probabilité d'entraînement forte ne sont pas mobilisés, et participent au tri vertical (Blom *et al.*, 2008).

Pour conclure, on remarque que l'utilisation d'une couche active semble faciliter les calculs numériques. Dans le cas où la structure de la couche active est très hétérogène, une discrétisation de la couche active en plusieurs sous-couches ou avec une fonction de probabilité d'entraînement permet de représenter plus précisément la structure. La configuration du lit du Vieux-Rhin met en évidence la stratification du lit avec une couche de surface pavée homogène et des couches sous-jacentes moins grossières (cf. section 1.2.2).

3

Modélisation 1D de processus granulométriques

Pour améliorer et valider le modèle morphodynamique 1D RubarBE que l'on utilisera dans les simulations du Vieux-Rhin, plusieurs cas tests expérimentaux sont choisis incluant des processus granulométriques présents au cours des recharges sédimentaires sur le Vieux-Rhin. Dans l'expérience de Seal *et al.* (1997), le lit est en exhaussement et la granulométrie du dépôt montre un tri granulométrique longitudinal. Dans le modèle, la morphologie du dépôt est calée avec la distance de chargement L_s et le tri est ajusté à l'aide des distances d'ajustement granulométrique L_d et L_σ . La première phase d'expérience de Koll *et al.* (2010) reproduit la formation d'un lit armuré par transport sélectif. Dans ce cas, pour reproduire numériquement le taux d'érosion du lit et le tri granulométrique, la contrainte critique de mise en mouvement et les distances L_s , L_d et L_σ sont ajustées. Une couche active ayant une épaisseur cohérente avec la taille des sédiments qu'elle contient est testée. Dans la deuxième phase, des traceurs de granulométrie homogène ont été disposés sur la couche armurée, et leur transport a été relevé. Ces déplacements sont calés dans le modèle numérique avec la distance de chargement L_s et les effets du masquage sont reproduits par une nouvelle formulation.

3.1 Description du code RubarBE

Cette section présente synthétiquement le modèle numérique 1D utilisé : seuls les paramètres et fonctions discutés dans la suite de la thèse sont explicités. Une description plus complète peut être trouvée dans la notice de RubarBE (Paquier, 2012).

3.1.1 Équations de calcul hydraulique

Le calcul du modèle numérique 1D RubarBE est basé sur les équations de Barré de Saint-Venant. Elles incluent :

- une conservation de la masse liquide,
- une conservation de la quantité de mouvement :

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_{lat} \quad (3.1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\beta \frac{Q^2}{S} + P \right) = -gS \left(\frac{\partial Z_f}{\partial x} + J_l + J_s \right) + P_{lat} \quad (3.2)$$

avec t : temps, x : abscisse longitudinale, S : section mouillée, Q : débit liquide, q_{lat} : débit d'apport latéral ($q_{lat} > 0$ si entrée, $q_{lat} < 0$ si sortie), β : coefficient de Boussinesq, Z_f : cote du fond moyenne, J_l : perte de charge par frottement (pente de frottement), J_s : perte de charge singulière, P : pression hydrostatique et P_{lat} : pression hydrostatique latérale (due à la variation longitudinale de la largeur de la rivière W). Le coefficient de Boussinesq β est calculé à partir de la formulation Debord (cf. annexe E).

3.1.2 Équation de calcul de transport solide

L'équation d'Exner de conservation de la masse exprime qu'un déséquilibre entre les flux de sédiments entrant et sortant $Q_s^{amt} - Q_s^{avl}$ dans un tronçon de rivière provoque un changement de la cote du fond. Dans le modèle numérique, la variation de la cote du fond est appliquée à la largeur active qui est représentée dans l'équation par la section solide S_s :

$$(1 - p) \frac{\partial S_s}{\partial t} + \frac{\partial Q_s}{\partial x} = q_{s,lat} \quad (3.3)$$

avec p : porosité du matériau, S_s : section solide, $Q_{s,v}$: débit solide volumique selon l'axe de l'écoulement et $q_{s,lat}$: débit solide latéral par unité de longueur. Le schéma ci-dessous décrit ces variables dans une section en travers :

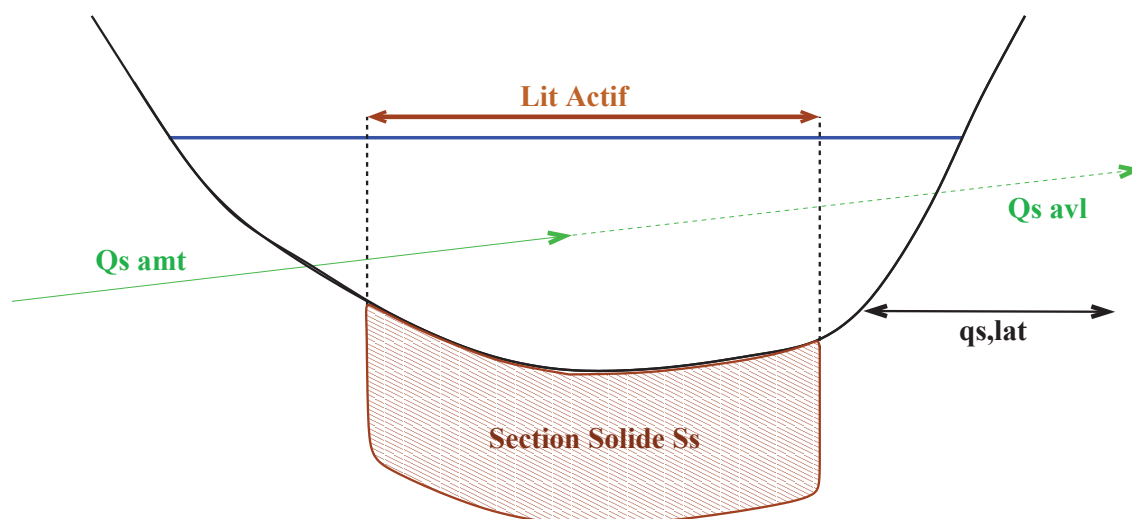


FIGURE 3.1 – Schéma des variables de l'équation d'Exner

La section 2.3.6 récapitule les lois de capacité de transport solide utilisées dans cette thèse, la totalité des formules implémentées dans RubarBE sont présentées dans la notice de RubarBE (Paquier, 2012).

3.1.3 Représentation schématique du lit et étapes de calcul

Concept de couche sédimentaire :

Les couches sédimentaires dans le modèle numérique 1D sont au minimum au nombre de trois :

1. couche du haut : couche de transport dans laquelle tous les sédiments sont en mouvement,
2. couche intermédiaire : la couche active qui joue le rôle de couche tampon entre la couche sous-jacente et celle sus-jacente,
3. couche du bas : sous-couche dans laquelle tous les sédiments sont immobiles. On peut représenter différentes strates du lit immobile en créant différentes sous-couches.

Ces couches sédimentaires sont définies par leur masse M et leur granulométrie avec le diamètre médian d_{50} et l'étendue granulométrique σ .

Les étapes de calculs entre couches :

Le calcul de la capacité de transport se base sur la granulométrie de la couche active. La masse de la couche active représente la quantité de sédiments qui peut être érodée du lit lorsque celui-ci est à l'équilibre :

$$M_{CA}^{eq} = Q_s^{cap} \frac{\Delta x}{U} \quad (3.4)$$

avec M_{CA}^{eq} : masse de la couche active à l'équilibre, Δx : longueur de la maille sédimentaire ou pas d'espace du maillage et U : vitesse d'écoulement moyenne sur une section en travers.

Le schéma 3.2 récapitule les processus granulométriques entre les couches sédimentaires au sein d'une maille de taille Δx située entre une maille amont (amt) et une maille aval (avl), et pendant un pas de temps de calcul Δt . Les processus situés sur la gauche du schéma représentent un exhaussement du lit et ceux sur la droite une érosion. Ces étapes de calcul sont au nombre de quatre :

1. Calcul du débit qui transite par la maille i calculé en tenant compte du retard spatial par la loi de déchargement :

$$Q_s^{tra} = Q_s^{amt} \times \exp\left(-\frac{\Delta x}{L_s}\right) \quad (3.5)$$

2. Calcul du débit solide déposé dans le lit mouillé :

$$Q_s^{dep} = Q_s^{amt} - Q_s^{tra} = Q_s^{amt} \times \left[1 - \exp\left(-\frac{\Delta x}{L_s}\right)\right] \quad (3.6)$$

3. Calcul du débit solide érodé du lit actif par une loi de chargement :

$$Q_s^{ero} = Q_s^{cap} \times \left[1 - \exp\left(-\frac{\Delta x}{L_s}\right)\right] \quad (3.7)$$

4. Calcul du débit transitant en aval :

$$Q_s^{avl} = Q_s^{tra} + Q_s^{ero} = Q_s^{cap} + (Q_s^{amt} - Q_s^{cap}) \times \left[\exp\left(-\frac{\Delta x}{L_s}\right)\right] \quad (3.8)$$

À la fin du pas de temps Δt , la masse active M_{CA} est comparée avec la masse active à l'équilibre M_{CA}^{eq} . Celle-ci est alors ajustée par des flux sédimentaires de la couche sous-jacente ou sur-jacente de sorte à atteindre la masse à l'équilibre M_{CA}^{eq} .

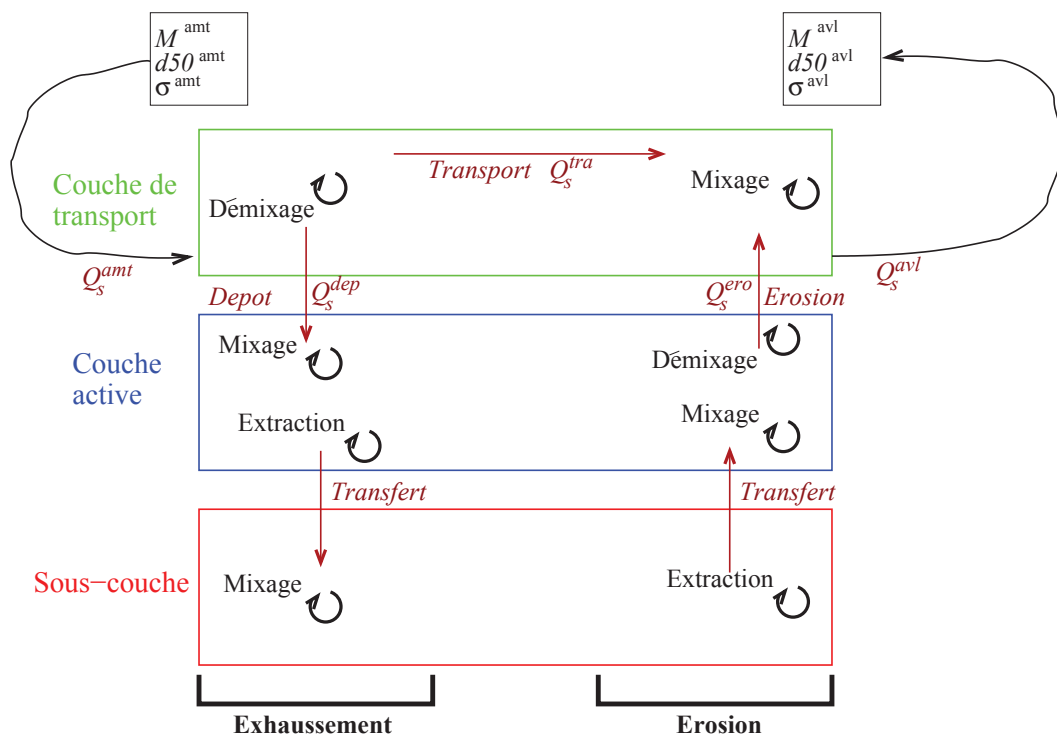


FIGURE 3.2 – Processus granulométriques se produisant entre les couches d'une maille Δx durant un pas de temps de calcul Δt dans le logiciel RubarBE. Les exposants amt et avl font respectivement référence aux mailles situées en amont et en aval, M étant la masse, d_{50} le diamètre médian et σ l'étendue granulométrique

3.1.4 Interactions entre les populations de sédiments

Le processus de **mixage** consiste à mélanger deux populations de sédiments :

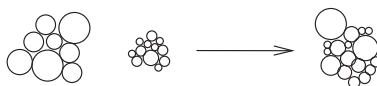


FIGURE 3.3 – Mixage de deux populations de sédiments

La nouvelle masse est la somme des masses des populations incidentes. Les paramètres granulométriques de la nouvelle population de sédiment est la somme logarithmique pondérée par les masses de chaque couche :

$$\begin{pmatrix} M_a \\ d_{50a} \\ \sigma_a \end{pmatrix} \oplus \begin{pmatrix} M_b \\ d_{50b} \\ \sigma_b \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} M = M_a + M_b \\ d_{50} = d_{50a} \frac{M_a}{M_a + M_b} \times d_{50b} \frac{M_b}{M_a + M_b} \\ \sigma = \sigma_a \frac{M_a}{M_a + M_b} \times \sigma_b \frac{M_b}{M_a + M_b} \end{pmatrix} \quad (3.9)$$

Le processus d'**extraction** partage une population de sédiments en deux populations de sédiments ayant les mêmes caractéristiques granulométriques que la couche incidente :

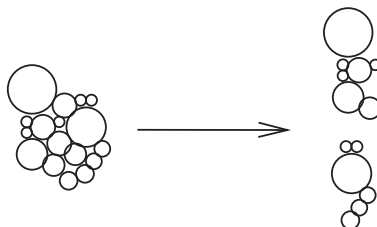


FIGURE 3.4 – Extraction d'une population de sédiments

Les masses sont additives, et les paramètres granulométriques sont conservés :

$$\begin{pmatrix} M & = & M_a + M_b \\ d_{50} & = & d_{50a} = d_{50b} \\ \sigma & = & \sigma_a = \sigma_b \end{pmatrix} \quad (3.10)$$

Le processus de **démixage** divise une population de sédiments en deux populations hétérogènes. Ce processus permet par exemple de reproduire le transport sélectif des sédiments les plus fins de la population sédimentaire qui n'interagissent pas avec le fond, les plus grossiers n'étant pas transportés et qui sont mélangés à la couche active :

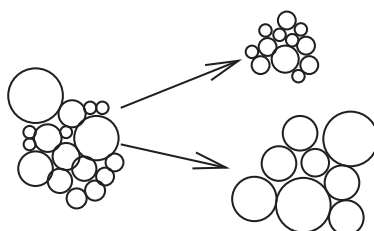


FIGURE 3.5 – Démixage d'une population de sédiments

La masse de la population sédimentaire initiale située dans une couche sédimentaire de la maille i est désignée par M . Le calcul du transport solide au cours des étapes explicitées à la section 3.1.3 permet d'estimer la masse M_f des sédiments transportés. La masse des sédiments les plus grossiers est alors déduite par l'équation de conservation de la masse $M_c = M - M_f$.

Les équations de démixage sont basées sur la loi de décroissance exponentielle des grains en rivière due au transport sélectif, proposée par Sternberg (1875) et Morris et Williams (1999) (cf. Éq. 2.3 et 2.4 de la section 2.2.2). Ces lois se basent sur les coefficients a_d et a_σ pour simuler respectivement la décroissance du d_{50} et l'évolution du σ le long de la rivière. Dans les équations de démixage, on utilise les longueurs d'ajustement suivantes :

- $L_d \propto 1/a_d$ permet d'ajuster la décroissance granulométrique du d_{50} ,
- $L_\sigma \propto 1/a_\sigma$ sert à calibrer l'évolution de l'étendue granulométrique σ .

La granulométrie de la population des sédiments démixés les plus fins est calculée par :

$$\begin{pmatrix} d_{50f} \\ \sigma_f \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} d_{50f} = d_{50} \times \exp \left[-\frac{\Delta x}{L_d} \times \frac{\sigma - 1}{\sigma} \times \frac{M - M_f}{M} \right] \\ \sigma_f = \sigma \times \exp \left[-\frac{\Delta x}{L_\sigma} \times \frac{\sigma - 1}{\sigma} \times \frac{M - M_f}{M} \right] \end{pmatrix} \quad (3.11)$$

Et la granulométrie de la population des sédiments démixés les plus grossiers :

$$\begin{pmatrix} d_{50c} \\ \sigma_c \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} d_{50c} = d_{50} \times \exp \left[\frac{\Delta x}{L_d} \times \frac{\sigma - 1}{\sigma} \times \frac{M - M_c}{M} \right] \\ \sigma_c = \sigma \times \exp \left[\frac{\Delta x}{L_\sigma} \times \frac{\sigma - 1}{\sigma} \times \frac{M - M_c}{M} \right] \end{pmatrix} \quad (3.12)$$

Le processus de démixage est l'inverse du processus de mixage, c'est-à-dire que la composition des opérateurs de démixage et de mixage d'une population sédimentaire donne la population sédimentaire initiale. Les paramètres granulométriques $d_{50,f}$, σ_f et $d_{50,c}$, σ_c ont les caractéristiques suivantes :

- $\sigma_f < \sigma$ et $d_{50,f} < d_{50}$.
- $\sigma_c > \sigma$ et $d_{50,c} > d_{50}$. Dans ce cas, le démixage peut aboutir à la création d'une population sédimentaire avec $d_{50,c} \times \sigma_c \gg d_{50} \times \sigma$, soit $d_{84,c} \gg d_{84}$. Ainsi, pour que le démixage ne résulte pas en la création d'une population sédimentaire ayant une granulométrie trop grossière et incohérente avec la granulométrie incidente, on décide de borner les sédiments démixés les plus grossiers par l'inégalité : $d_{84,c} \leq d_{84}$. Dans ce cas, la réciprocity des actions de mixage et de démixage n'est plus conservée.
- Si $M_f \approx M$ (respectivement $M_c \approx M$), alors $d_{50f} \approx d_{50}$ et $\sigma_f \approx \sigma$ (respectivement $d_{50c} \approx d_{50}$ et $\sigma_c \approx \sigma$)

Il est important de signaler que l'étendue granulométrique de la population grossière σ_c augmente suite au démixage, contrairement à ce qui se produit lors d'un transport d'une fraction d'une population sédimentaire, l'étendue granulométrique devant diminuer pour les deux populations transportée et déposée. Cette évolution de l'étendue granulométrique simulée est cependant nécessaire pour conserver la réciprocity des actions de mixage et de démixage.

La Figure 3.6a indique l'évolution des rapports $d_{50,c}/d_{50,ini}$ et $d_{50,f}/d_{50,ini}$ en fonction de la valeur de la longueur d'ajustement sur la taille de la maille $L_d/\Delta x$ et la Figure 3.6b celle des rapports σ_c/σ_{ini} et σ_f/σ_{ini} en fonction de la valeur de la longueur d'ajustement sur le taille de la maille $L_\sigma/\Delta x$, conformément aux Équations 3.11 et 3.12. L'indice ini fait référence à la granulométrie initiale. On remarque sur la Figure 3.6, que lorsque les longueurs d'ajustement sont très supérieures à la taille de la maille Δx , alors les paramètres granulométriques ne varient pratiquement pas. Lorsque les distances d'ajustement L_d et L_σ sont du même ordre de grandeur que la taille de la maille Δx , $d_{50,c}$ et σ_c deviennent très grands et à l'inverse $d_{50,f}$ et σ_f diminuent fortement. Pour éviter que σ_f devienne inférieure à l'unité et que σ_c devienne trop grande, les granulométries sont bornées :

- si $d_{50,c} > d_{50} \times \sigma$, alors $d_{50c} = d_{50} \times \sigma$ et $\sigma_c = 1$,
- si $d_{50,f} < d_{50}/\sigma$, on impose alors $d_{50,f} = d_{50}/\sigma$ et $\sigma_f = 1$

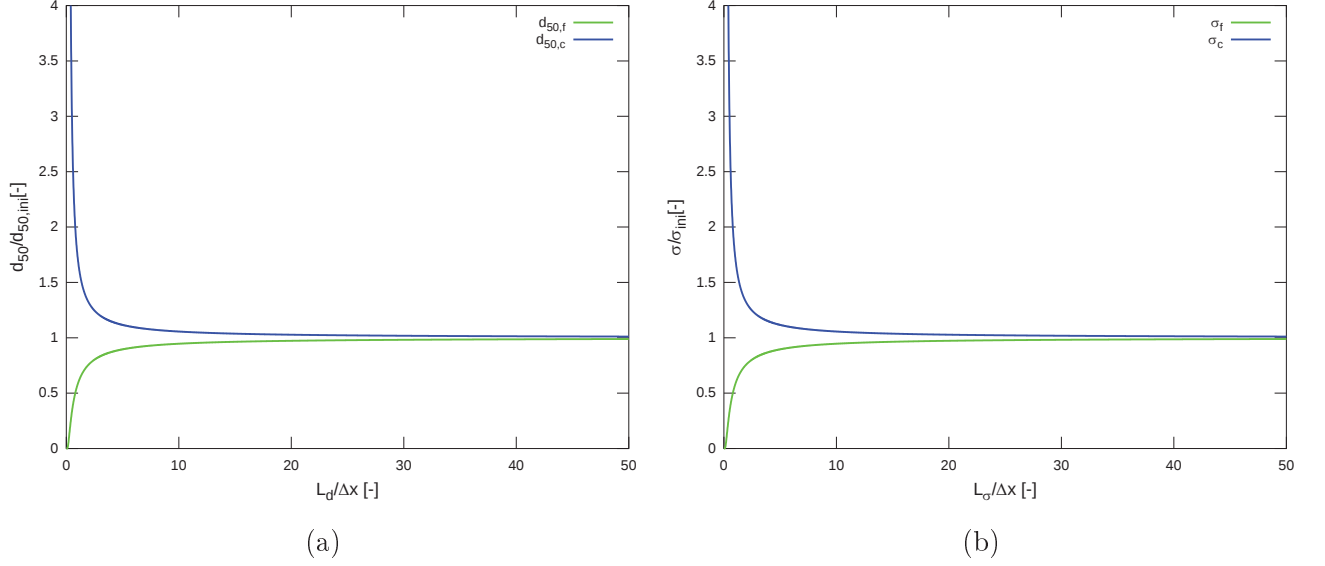


FIGURE 3.6 – Évolutions du ratio $d_{50}/d_{50,ini}$ (a) et σ/σ_i (b) d'une population sédimentaire démixée en fonction des ratios $L_d/\Delta x$ et $L_\sigma/\Delta x$ respectivement, Δx étant la taille de la maille et L_d , L_σ les longueurs d'ajustement. On suppose que $M_f = M_c$ et les paramètres sont $d_{50,ini} = 0,014$ m, $\sigma_{ini} = 3,2$ et $\Delta x = 1$ m

Les évolutions des diamètres caractéristiques $d_{84} = d_{50} \times \sigma$ et $d_{16} = d_{50}/\sigma$ sont alors fonction des longueurs d'ajustement L_d et L_σ au cours du processus de démixage (cf. Figure 3.7) :

- si $L_d = L_\sigma$, alors $d_{16,f}$ et $d_{16,c}$ sont constants,
- si $L_d > L_\sigma$, alors $d_{16,f}$ augmente et $d_{16,c}$ diminue,
- Ssi $L_\sigma > L_d$, alors $d_{16,c}$ augmente et $d_{16,f}$ diminue.

Dans ces trois cas, on a toujours $d_{84,c}$ qui augmente et $d_{84,f}$ qui diminue. La Figure 3.7 met en évidence une évolution non physique de la granulométrie dans les cas où $L_\sigma \approx \Delta x$ ou $L_d \approx \Delta x$.

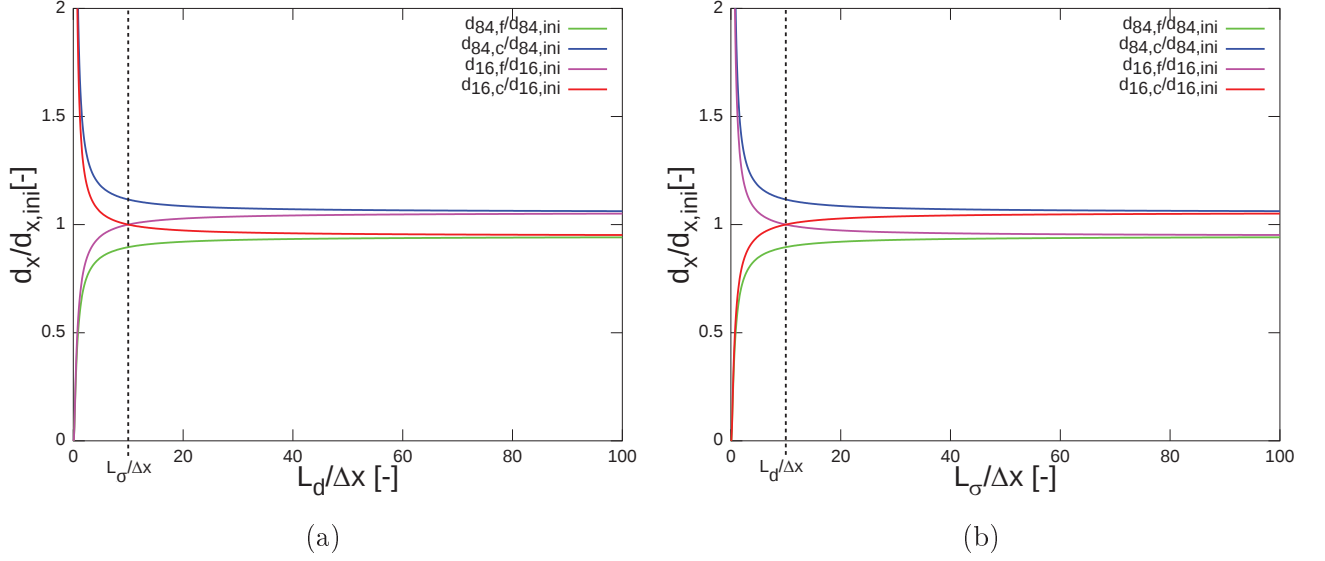


FIGURE 3.7 – Évolutions des ratios $d_{84}/d_{84,ini}$ et $d_{16}/d_{16,ini}$ d'une population sédimentaire démixée en fonction de $L_d/\Delta x$, avec $L_\sigma = 10$ m (a) et en fonction de $L_\sigma/\Delta x$, avec $L_d = 10$ m (b). Δx est la taille de la maille et L_d , L_σ les longueurs d'ajustement. On suppose que $M_f = M_c$ et les paramètres sont $d_{16,ini} = 0,005$ m, $d_{84,ini} = 0,046$ m et $\Delta x = 1$ m

3.1.5 Interactions entre les couches sédimentaires

Formation d'une nouvelle couche sédimentaire

Lorsqu'une nouvelle couche sédimentaire est créée dans le modèle numérique, celle-ci peut être fusionnée avec celle sous-jacente. Dans le modèle numérique, la fusion de deux couches sédimentaires a et b est possible si leur granulométrie est proche. Cette condition est quantifiée par le système :

$$\begin{cases} [1 + \epsilon(\sigma_a - 1)] \times d_{50,a} > d_{50,b} \\ [1 + \epsilon(\sigma_a - 1)]^{-1} \times d_{50,a} < d_{50,b} \end{cases} \quad (3.13)$$

avec ϵ à fixer. On prend généralement $\epsilon = 1$, ce qui correspond à :

$$d_{84,a} > d_{50,b} > d_{16,a} \quad (3.14)$$

Si la granulométrie des deux couches a et b ne respectent pas ces conditions, alors une nouvelle couche sera créée au-dessus de celle déjà existante.

3.1.6 Schéma numérique de résolution des équations

Les équations de Barré de Saint-Venant (Éq. 3.1 et Éq. 3.2) sont résolues par un schéma explicite aux volumes finis à 5 points de type schéma de Godunov d'ordre 2 (Paquier, 1995).

La résolution des deux systèmes d'équations de calcul hydraulique et de transport solide est découplée : les équations de calcul hydraulique sont résolues aux « intermailles » entre deux sections

en travers (calcul de Q et h), et celles de transport solide aux « centremailles » où est décrite une section en travers. Ce deuxième calcul sédimentaire se base sur l'interpolation des paramètres hydrauliques entre deux « intermailles » (Fig. 3.8). Ces deux systèmes d'équations sont résolus à des temps de calcul différents car et des mailles hydrauliques et sédimentaires différentes. Ce décalage spatial est apparu plus stable (Balayn, 2001). La résolution complète est expliquée dans Paquier et El Kadi Abderrezak (2006).

Ordre des étapes de calcul :

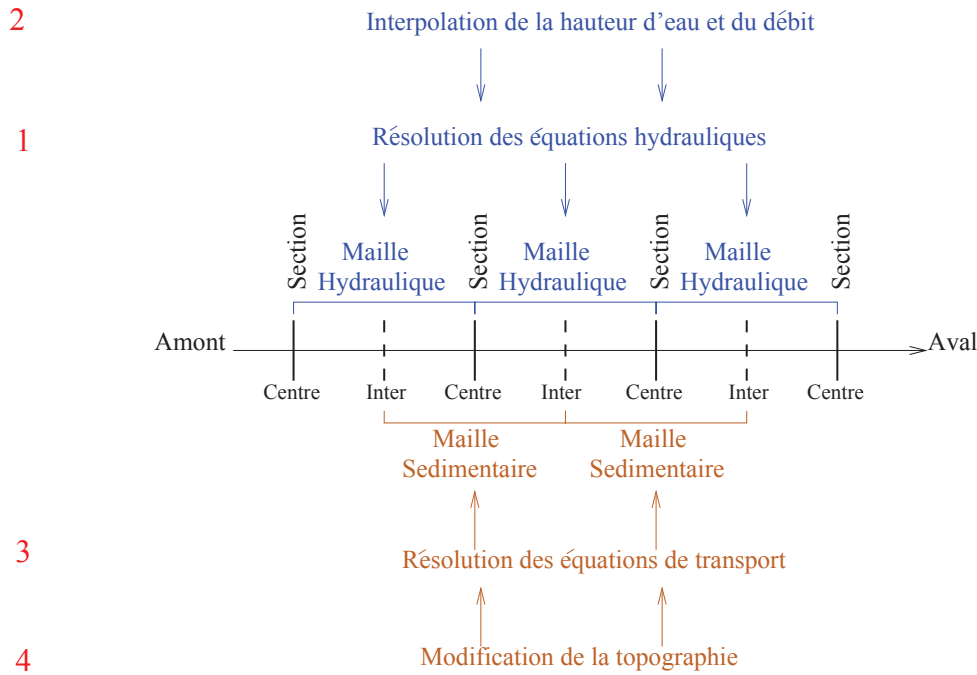


FIGURE 3.8 – Schéma de la résolution spatiale numérique découplée des équations hydrauliques (bleu) et des équations de transport solide (marron) dans le modèle 1D RubarBE et ordre des étapes de calcul (en rouge)

3.1.7 Déformation d'une section en travers

Calcul des contraintes hydrodynamiques :

Un modèle numérique 1D donne une valeur moyenne de la contrainte τ_{moy} sur une section en travers. Pour tenir compte de la variabilité latérale du transport solide dans une simulation 1D, Camenen *et al.* (2011) ont estimé une répartition de la contrainte locale τ_j sur le lit mouillé proportionnelle à la hauteur d'eau h_j . La Méthode des Perpendiculaires Confondues (MPC) permet de distribuer la contrainte hydrodynamique moyenne τ_{moy} sur le lit mouillé par une méthode géométrique (Khodashenas et Paquier, 1999). Cependant, cette dernière méthode suppose une vitesse homogène dans la section et est donc difficilement applicable à une section avec un banc ou à un

lit composé. Ainsi, les calculs de contraintes dans les simulations du Vieux-Rhin seront basés sur l'équation 2.6 qui donne une contrainte moyenne τ_{moy} dans une section en travers.

Calcul des contraintes critiques de mise en mouvement :

Dans un modèle numérique 1D, la contrainte critique moyenne $\tau_{cr,moy}$ est constante dans une section en travers. Pour tenir compte de l'effet de la pente transversale sur l'érosion des recharges, les contraintes critiques $\tau_{cr,j}$ pour le point j d'une section en travers sont calculées à l'aide de la formule d'Ikeda (1982) (cf. section 2.3.3). Cette dernière formule sera alors utilisée dans les simulations pour faciliter l'érosion de talus. Dans le modèle 1D, l'inclinaison du talus θ pris en compte dans le calcul de la contrainte critique locale $\tau_{cr,j}$ (cf. Éq. 2.15) sera la plus forte pente de part et d'autre du point j . Dans le modèle 2D, l'angle θ est la plus forte pente des quatre mailles entourant un nœud.

Calcul de la capacité solide :

Le calcul de la capacité de transport solide unitaire $q_{s,j}^{cap}$ (cf. section 2.3.6) est alors fonction de la répartition des contraintes locales τ_j et $\tau_{cr,j}$:

$$q_{s,j}^{cap} = f(\tau_j, \tau_{cr,j}) \quad (3.15)$$

En fonction des valeurs des contraintes hydrodynamiques et des contraintes critiques de mise en mouvement locales, la capacité de transport volumique est estimée par la formule :

$$C_s = \sum_{j, \tau_j \geq \tau_{cr,j}} \Delta y_j q_{s,j}^{cap} \quad (3.16)$$

Avec Δy_j : la longueur transversale de la maille numérique j .

Erosion dans une section en travers :

Dans le cas d'une érosion, tous les points j d'une section en travers étant situés dans le lit mouillé, à l'intérieur des limites du lit mineur et respectant l'inégalité $\tau_{cr,j} < \tau_j$ sont abaissés. La déformation locale du point j est calculée avec l'équation (El Kadi Abderrezzak, 2006) :

$$\Delta z_j = \frac{(\tau_j - \tau_{cr,j})^m}{\sum (\tau_j - \tau_{cr,j})^m \Delta y_j} \Delta S \quad (3.17)$$

avec Δz_j : abaissement de la cote du point j , Δy_j : largeur élémentaire du point j et ΔS : la surface à éroder. Par exemple, si la loi de capacité de transport est celle de Meyer-Peter et Müller (1948), alors on choisira $m = 3/2$ pour rester cohérent (cf. Eq. 2.23 de la section 2.3.6). Toutefois, le code de calcul RubarBE permet de choisir une autre valeur.

Dépôt dans une section en travers :

Le code de calcul RubarBE propose différents modes de dépôt en fonction de la répartition de la contrainte hydrodynamique locale τ_j et/ou de la contrainte critique $\tau_{cr,j}$ qui sont toutes explicitées dans la notice RubarBE (Paquier, 2012). Dans ce manuscrit on teste les modes de dépôts suivants :

- Dépôt par couches horizontales, qui permet de diffuser les sédiments transportés vers les points bas du lit,
- Dépôt uniforme sur le périmètre mouillé, qui reproduit alors la diffusion des sédiments sur tout le lit mouillé,
- Dépôt fonction de $(\tau_{cr,j} - \zeta\tau_j)^m$ avec $\zeta = 1/2 \min(\tau_{cr,j}/\tau_j)$ et m fixé par l'utilisateur, qui est basé sur l'hypothèse que le dépôt est plus important dans les zones de la section où l'écart entre la contrainte critique de mise en mouvement et la contrainte de cisaillement est plus grand.

3.2 Simulation du tri granulométrique sur un lit en exhaussement

Dans l'expérience de Seal *et al.* (1997), le tri granulométrique longitudinal par transport sélectif présent le long des rivières a été reproduit dans un canal expérimental. Pour simuler numériquement cette expérience, les paramètres du modèle RubarBE définissant l'évolution morphologique et le tri granulométrique ont été calés. Les résultats de cette simulation font l'objet du papier Beraud *et al.* (2012) qui va être soumis avant la fin de l'année 2012.

3.2.1 Cas expérimental : Seal *et al.* (1997)

Objectifs des expériences de laboratoire :

Pour mieux comprendre les processus granulométriques à l'origine du tri sédimentaire le long des rivières, Seal *et al.* (1997) ont mené une expérience reproduisant ce tri dans un canal hydraulique dans lequel était injectée une charge sédimentaire à l'extrémité amont. Pour estimer l'effet de la quantité de sédiments injectés sur le tri granulométrique, trois tests avec des débits solides injectés variant du simple au quadruple ont été comparés.

Dispositif expérimental :

Les expériences ont été menées dans le laboratoire de « St Anthony Falls » (SAFL). Le canal hydraulique mesurait environ 50 m de long, 0,305 m de largeur, 1,2 m de profondeur et la pente initiale du fond valait 0,2% (Fig. 3.9). Sur la Figure 3.9, l'abscisse x_f localise le front du dépôt et l'abscisse x_0 la position de l'injection sédimentaire de débit solide Q_{s0} . Comme on le remarque sur la Figure 3.9, le fond du canal a été rehaussé d'environ 0,5 m entre le début du canal ($x = 0$ m) et

l'abscisse $x = 45$ m. Ce rehaussement se terminait par une rampe ayant une pente de 45° et un seuil provoqué par une vanne était situé 3 m en aval du pied de cette rampe (Fig. 3.9). La hauteur H_{av} de la vanne a été réglée pour chaque test. Seal *et al.* (1997) soulignent que H_{av} était suffisamment élevée pour créer un ressaut hydraulique à proximité du front de dépôt (Fig. 3.9). Le fond du lit et les parois ont été recouverts d'une couche de polyvinyl chloride (PVC). La valeur du débit liquide Q_0 a été contrôlée dans une conduite de 10 cm de diamètre par des mesures manométriques. L'incertitude de cette méthode n'a pas été mentionnée dans Seal *et al.* (1997). D'après Seal *et al.* (1997), les fuites de débit ont atteint 0,2 l/s à proximité de la cloison amont, soit environ 4‰ du débit liquide total. Les profils topographiques et ceux de la ligne d'eau ont été établis en mesurant l'altitude du fond et celle de la surface libre à 18 points de jaugeage situés entre les abscisses $x = 1,8$ et $x = 45$ m. Les appareils de mesure pouvaient évoluer le long du canal à l'aide d'un chariot sur rail. Ces mesures étant intrusives, elles ont été limitées au cours de l'expérience : les profils ont été mesurés approximativement chaque demi-heure pour le test 1, chaque heure pour le second test et toutes les 2 heures pour le test 3.

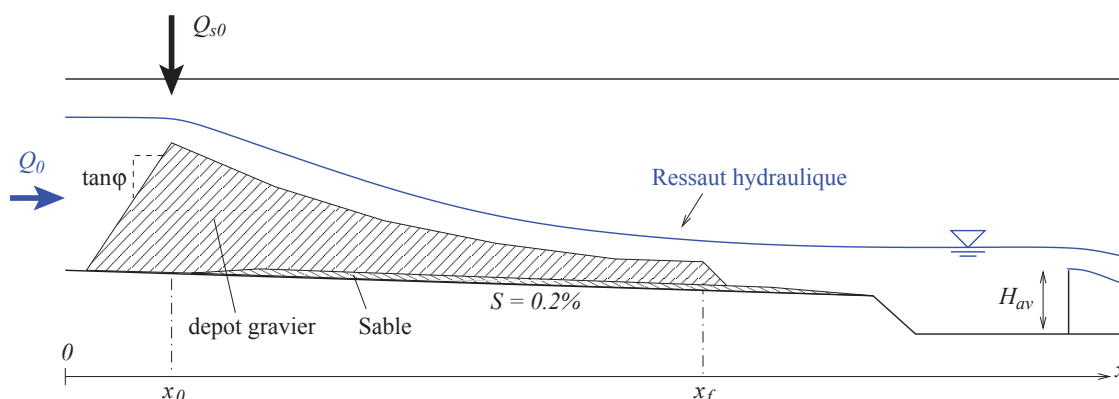


FIGURE 3.9 – Schéma du canal expérimental utilisé dans Seal *et al.* (1997), x_0 localisant le lieu d'injection du débit solide Q_{s0} et x_f la position du front du dépôt. Q_0 est le débit liquide injecté, S la pente initiale du fond et H_{av} la hauteur de la vanne aval. $\tan \varphi$ indique le talus amont

Les tailles des sédiments de l'injection vont de 0,125 à 64 mm (Fig. 3.10). Le calcul des paramètres granulométriques à partir de la distribution granulométrique de la population de sédiments injectés nous donne $d_{50} = 7$ mm et $\sigma = 7,7$. Cette distribution granulométrique ne suivant pas rigoureusement une distribution log-normale, on remarque que d_{16} et d_{84} sont légèrement sur-estimés (Fig. 3.10). On trace également sur la Figure 3.10 la courbe granulométrique ajustée utilisée dans les simulations numériques de Cui *et al.* (1996), cette distribution excluant les sables ($d < 2$ mm).

Pour relever l'évolution longitudinale de la granulométrie du dépôt, la méthode surfacique de Wolman (1954) et celle volumique de Klingemann *et al.* (1979) ont été utilisées. Cette première méthode a été appliquée à la surface du dépôt à la fin de chaque test, alors qu'avec la seconde, tout

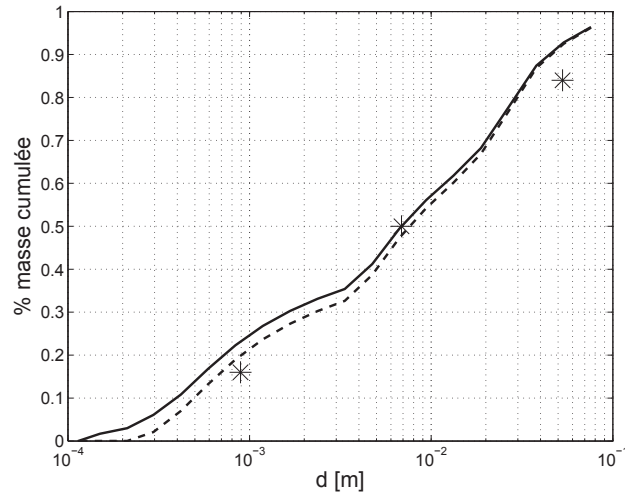


FIGURE 3.10 – Courbe granulométrique de la population sédimentaire injectée dans l’expérience de Seal *et al.* (1997). La courbe en pointillée correspond au réajustement de la distribution granulométrique de la population sédimentaire injectée en excluant les sables et les croix correspondent aux diamètres caractéristiques d_{16} , d_{50} et d_{84} estimés à partir des paramètres granulométriques du modèle RubarBE $d_{50,\sigma}$

le volume de sédiments accumulé durant une période était analysé. Les périodes analysées lors des 3 tests sont récapitulées dans le Tableau 3.1. La méthode de Klingemann *et al.* (1979) a également été appliquée à la surface du dépôt à la fin de l’expérience avec une épaisseur d’échantillon prise égale au plus grand creux de la surface. La comparaison des résultats des deux méthodes de mesure met en évidence la sur-estimation de la taille sédimentaire avec la méthode surfacique de Wolman (1954) par rapport à la méthode volumique de Klingemann *et al.* (1979). Au cours des relevés de sédiments accumulés au cours d’une période, seul le dépôt de gravier était pris en compte, le dépôt de sable sous-jacent étant analysé séparément.

Test	1	2	3
période 1 [h]	0 à 2	0 à 3	0 à 6
période 2 [h]	2 à 5	3 à 8	6 à 14
période 3 [h]	5 à 6,5	8 à 14	14 à 26
période 4 [h]	6,5 à 10	14 à 22	26 à 42
période 5 [h]	10 à 16,83	22 à 32,4	42 à 64

TABLEAU 3.1 – Temps délimitant les périodes de relevés granulométriques volumiques par la méthode de Klingemann *et al.* (1979) et pour les trois tests de Seal *et al.* (1997)

Les sédiments transportés en suspension ont également été mesurés au cours du troisième test à l’aide d’un dispositif constitué de quatre siphons à différentes hauteurs dans la colonne d’eau. Ces mesures ont été effectuées 2 m en amont du front du dépôt et trois fois au cours du test.

Paramètres hydraulique et sédimentaire de l'expérience :

À l'instant initial, le canal hydraulique ne contenait pas de sédiments. Le débit solide injecté manuellement dans le canal expérimental a été divisé par deux entre le test 1 et le test 2, ainsi qu'entre le test 2 et le test 3 (Tab. 3.2). Pour que la masse injectée totale soit la même dans les 3 tests, les tests 2 et 3 durent respectivement deux fois et quatre fois plus longtemps que le test 1 (Tab. 3.2). Le débit liquide des trois tests était fixé à 49 l/s (Tab. 3.2).

Test	Q_0 [l/s]	Q_{s0} [kg/s]	H_{av} [m]	T_f
1	49	0,19	0,40	16 h 50 min
2	49	0,10	0,45	32 h 24 min
3	49	0,05	0,50	65 h

TABLEAU 3.2 – Paramètres expérimentaux des 3 tests de Seal *et al.* (1997). Q_0 est le débit liquide, Q_{s0} le débit solide injecté, H_{av} la hauteur de la vanne aval et T_f la durée du test

Processus granulométriques au cours de l'expérience :

D'après Paola et Seal (1995), Seal et Paola (1995) et Ferguson et Wathen (1998), le tri granulométrique au cours de l'expérience est dû au processus de transport sélectif ainsi qu'au processus de dépôt sélectif. En effet, un dépôt sélectif apparaît lors de l'injection : les sédiments les plus fins sont instantanément mis en suspension, les plus grossiers se déposent et forment un talus à l'amont du dépôt et la majorité des sédiments est transportée par charriage (Seal *et al.*, 1997). Comme les sédiments constituant le talus amont ne sont pas transportés par l'écoulement, Seal *et al.* (1997) ont décidé de soustraire le volume et la distribution granulométrique de ces sédiments à la distribution granulométrique des sédiments injectés (Q_{s0}). Dans la simulation numérique, on choisit également de ne pas tenir compte des sédiments les plus fins dont le diamètre est inférieur à 2 mm (courbe en pointillés de la Fig. 3.10).

Seal *et al.* (1997) indiquent que la forme concave du dépôt de graviers devient de moins en moins concave jusqu'au front du dépôt (Fig. 3.9). Cette forme concave est caractéristique des lits avec un tri granulométrique (cf. section 2.2.2). D'après Morris et Williams (1999), on peut assimiler la longueur de la partie rehaussée du canal hydraulique sur laquelle évolue le dépôt de gravier à la longueur d'équilibre, soit $L_{eq} = 45$ m.

Toro-Escobar *et al.* (1996) ont mis en évidence le phénomène d'infiltration au cours du test 3 de l'expérience de Seal *et al.* (1997) et l'ont quantifié par un paramètre. Bien que ce processus d'infiltration ait été calé uniquement sur le test 3 de l'expérience de Seal *et al.* (1997), Cui *et al.* (1996) l'ont pris en compte dans les simulations numériques des trois tests. Comme l'objectif des simulations numériques n'est pas de reproduire l'évolution verticale granulométrique mais bien de

valider l'évolution morphologique et le tri granulométrique longitudinal du dépôt de gravier, et cela pour les 3 tests simulés, on ne cherche pas à reproduire ce processus.

Évolution de la porosité du dépôt

Au sein d'une population sédimentaire d'étendue granulométrique élevée, on remarque que les sédiments les plus fins s'infiltrent dans les pores des sédiments les plus grossiers. Dans le cas d'un mélange bi-modal, l'évolution de la porosité p peut être traduite par la formule : $p = p_c - c_f(1 - p_f)$, p_c et p_f étant respectivement les porosités des sédiments grossiers et des sédiments fins, et c_f la concentration volumique des sédiments fins. La porosité minimale est obtenue lorsque $c_f = p_c$ et $p_{min} = p_c p_f$. En fait, cette formule simplifiée est valide seulement dans le cas où $d_f \ll d_c$. Yu *et al.* (1993) ont proposé un modèle estimant la porosité d'une population sédimentaire bi-modale en tenant compte du rapport $r_d = d_f/d_c$ à l'aide de relations empiriques (Fig. 3.11a). En se basant sur Parker et Cui (1998) et Cui et Parker (1998) et en supposant que la population sédimentaire est bi-modale (avec 35% de sédiments fins, $d_f \approx 0,4$ mm et 65% de sédiments grossiers, $d_c \approx 20$ mm, donnant $r_d \approx 0,02$), on relève une porosité moyenne et théorique d'une population bi-modale $p \approx 0,2$ (Fig. 3.11a). Ce résultat est cohérent avec la porosité estimée du dépôt du test 1 (Fig. 3.11b), en supposant que le débit solide est constant avec $Q_{s0} = 0,19$ kg/s et que la masse de sédiments fins retrouvée en aval du canal est égale à 4% (Seal et Paola, 1995). Cette seconde hypothèse est cohérente avec l'idée de Toro-Escobar *et al.* (1996) selon laquelle les sédiments ayant une taille inférieure à 0,2 mm sont lessivés, nécessitant alors un réajustement de la distribution granulométrique de la population injectée (cf. courbe en pointillés de la Fig. 3.10). Ainsi, dans les simulations numériques on se base sur le débit solide injecté de $Q_{s0,aju} = 0,96 \times Q_{s0}$. Dans ce cas, les caractéristiques granulométriques des sédiments deviennent $d_{50} = 7,6$ mm et $\sigma = 7$.

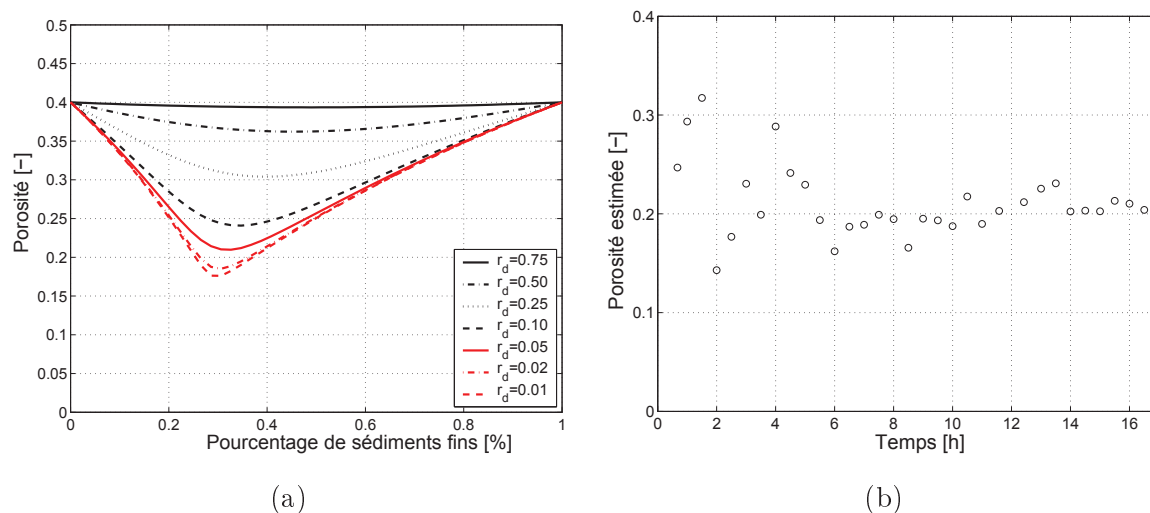


FIGURE 3.11 – a) Modèle estimant la porosité d’un mélange sédimentaire bi-modal, avec r_d : rapport du diamètre représentatif de la fraction grossière sur le diamètre représentatif de la fraction fine et b) estimation de la porosité au cours du test 1 de Seal *et al.* (1997)

Évolution de la position du front

On définit le front du dépôt x_f comme la position pour laquelle 95% des sédiments du dépôt sont situés en amont. Le front du dépôt peut aussi être défini comme la position à laquelle la pente locale est maximale. On remarque sur la Figure 3.12a que ces deux définitions donnent des résultats similaires sur la vitesse moyenne du front (en prenant le temps initial comme référence), c’est-à-dire que la vitesse du front décroît de 3×10^{-3} à 6×10^{-4} m/s. Néanmoins, les estimations de la vitesse instantanée (en prenant le pas de temps précédent comme référence) du front sont différentes en utilisant les deux définitions. Conformément à la description de Seal *et al.* (1997), on retrouve une évolution du front irrégulière en utilisant les deux définitions. En se basant sur la première définition, on remarque que si le front n’évolue pas de manière régulière dans le temps du fait des apports sédimentaires amont, la vitesse calculée est négative et n’a alors pas de sens physique. La seconde définition sera alors utilisée pour comparer la vitesse du front simulée avec celle observée dans le test 1 de Seal *et al.* (1997). On doit également être prudent pour étudier l’évolution de la pente du front (Fig. 3.12b). En effet, cette méthode est sensible à la position des relevés qui ne sont pas réguliers : Δx vaut soit 3,2 m (triangles pleins de la Figure 3.12b) soit 1,8 m. Lorsque $\Delta x = 3,2$ m, la pente calculée peut être plus faible car les deux points dessinant cette pente ne représentent pas toujours la véritable pente du front.

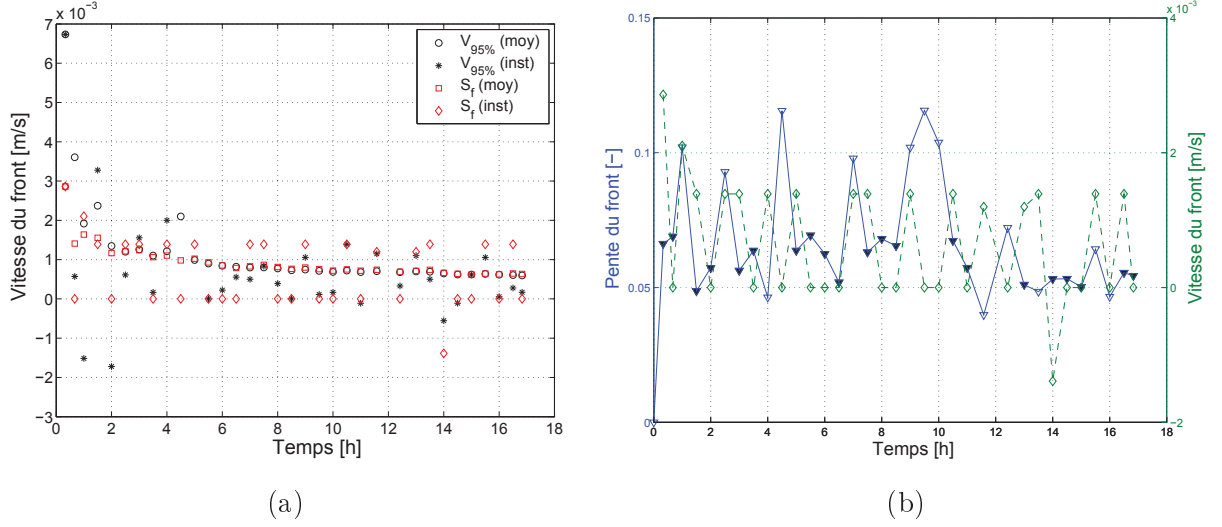


FIGURE 3.12 – Comparaison des vitesses du front de l’expérience de Seal *et al.* (1997) calculées pour deux définitions du front ($V_{95\%}$: position avec 95% du volume injecté en amont ou S_f : pente maximale) et pour deux méthodes de calcul (moyenne en prenant le temps initial comme référence et instantanée en prenant le temps précédent comme référence) (a) et comparaison de la pente du front avec la vitesse du front $V_{95\%}$ instantanée (b) au cours du test 1. Dans la Figure b), les triangles pleins font référence à une maille mesurant $\Delta x = 3,2$ m et les triangles évidés à $\Delta x = 1,8$ m

3.2.2 Modélisation numérique de l’exhaussement du lit et du tri granulométrique

Configuration du modèle numérique :

Le maillage respecte les dimensions et la forme du canal expérimental. Le talus en amont du dépôt n’est pas simulé par le modèle numérique 1D. Cependant, comme les sédiments constituant ce talus ne sont pas pris en compte dans les données de charge injectée Q_{s0} de Seal *et al.* (1997), cette approximation est acceptable. Les débits solide et liquide sont imposés en condition limite amont à l’abscisse $x = 0$ m. La différence de localisation de l’injection sédimentaire ($x_0 = 1$ m dans l’expérience) est négligeable compte tenu de la longueur de la propagation des sédiments dans le canal. La condition initiale est celle d’un débit permanent de $0,049$ m³/s, et la ligne d’eau simulée est calée avec un K_s valant 48 m^{1/3}/s au fond du canal et 45 m^{1/3}/s sur les parois. La rugosité de peau estimée à partir du diamètre médian (Éq. 2.9) nous donne également $K_{s,p} = 48$ m^{1/3}/s. Ces valeurs de rugosité sont cohérentes avec le recouvrement de PVC disposé dans le canal.

On utilise la formule de capacité de transport de Meyer-Peter et Müller (1948) associée à la contrainte critique calculée par le diagramme de Shields, c’est-à-dire $d_{50} = 7,6$ mm, soit $d_{50}^* \approx 160$ et $\tau^* \approx 0,05$. En première approximation, on choisit $L_s = L_d = L_\sigma = \Delta x = 1$ m (El Kadi Abderrezzak, 2006).

Étude de sensibilité de la taille de la maille et de la distance de chargement :

Quatre maillages sont construits avec des tailles de mailles longitudinales Δx différentes : 0,1, 1, 2,5 et 5 m. Dans notre cas, le maillage doit être suffisamment fin pour reproduire correctement la forme concave du dépôt et estimer l'évolution du front de la façon la plus précise. Sur la Figure 3.13, la position du front semble correctement décrite pour une taille de maille comprise entre $0,1 < \Delta x < 1$ m. Pour limiter le temps de calcul, on choisit une taille de maille égale à 1 m. Abril *et al.* (2012) reproduisent également la forme du front avec une taille de maille à peine plus petite et mesurant $\Delta x = 0,5$ m.

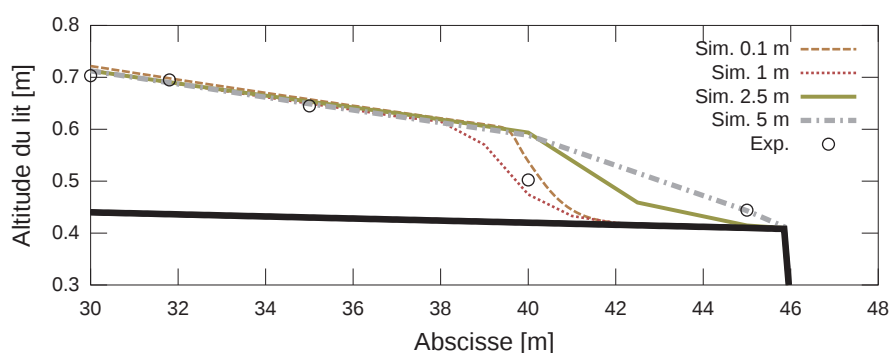


FIGURE 3.13 – Forme du front mesurée dans l'expérience de Seal *et al.* (1997) et simulée avec différentes tailles de maille de calcul à la fin du test 1. L'erreur relative maximale sur le volume du dépôt entre les simulations avec ces différents maillages atteint au maximum 3%

Sur la Figure 3.14, le front du dépôt est trop lissé pour $L_s = 5$ m. Au contraire, la pente du front est trop forte pour les distances de chargement $L_s = 0,5$ m et $L_s = 1$ m (Fig. 3.13). La morphologie simulée est la plus proche de celle observée pour une distance de chargement fixée à 3 m, cette longueur étant égale à trois fois la taille de la maille. Wu et Wang (2008) et Abril *et al.* (2012) proposent une distance d'ajustement égale à la taille de la maille, ce qui est du même ordre de grandeur que la longueur calée dans nos simulations.

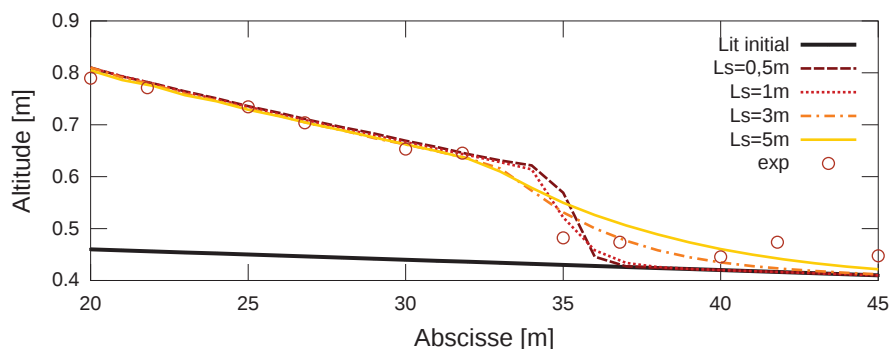


FIGURE 3.14 – Forme du front mesurée et simulée avec une distance de chargement de $L_s = 0,5, 1, 2, 5$ m pour le test 1 à $t = 13$ h de l'expérience physique de Seal *et al.* (1997)

Ces paramètres ($\Delta x = 1$ m, $L_s = 3\Delta x$) calibrés pour reproduire le test 1 des expériences sont également utilisés dans les simulations des tests 2 et 3.

Évolution morphologique du lit :

L'évolution longitudinale du nombre de Froude F_r est calculée pour les 3 tests à différents pas de temps. On remarque que l'écoulement est torrentiel dans la première partie du canal pour les trois tests. Dans le test 1, la valeur élevée du nombre de Froude est expliquée par les fortes valeurs du débit solide injecté qui induisent d'importants dépôts. Dans les trois tests, on remarque que le ressaut hydraulique se produit dans la partie aval du dépôt comme le décrit Seal *et al.* (1997). Il est également important de souligner que le modèle RubarBE ainsi que le modèle utilisé par Wu et Wang (2008) sont suffisamment robustes pour simuler des profils cohérents dans le cas d'écoulement torrentiels, alors que, par exemple, le modèle de Belleudy (2001) ne permet pas de simuler le test 1 lorsque l'écoulement devient fortement torrentiel.

En évaluant la localisation du front comme la position pour laquelle la pente est maximale, on remarque que la vitesse moyenne du front simulée est très proche de celle observée dans les expériences de Seal *et al.* (1997) (Fig. 3.15).

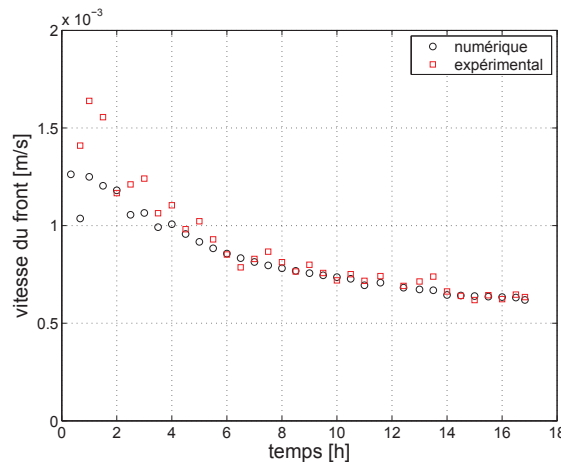


FIGURE 3.15 – Vitesse moyenne du front simulée et observée pour le test 1 des expériences physiques de Seal *et al.* (1997)

Les formes du dépôt sont cohérentes pour les 3 tests simulés (Fig. 3.16). Ce résultat valide alors le choix de la distance de chargement $L_s = 3\Delta x$ pour les trois tests. Cependant, on remarque que la propagation des sédiments injectés est légèrement sur-estimée dans la simulation du test 3.

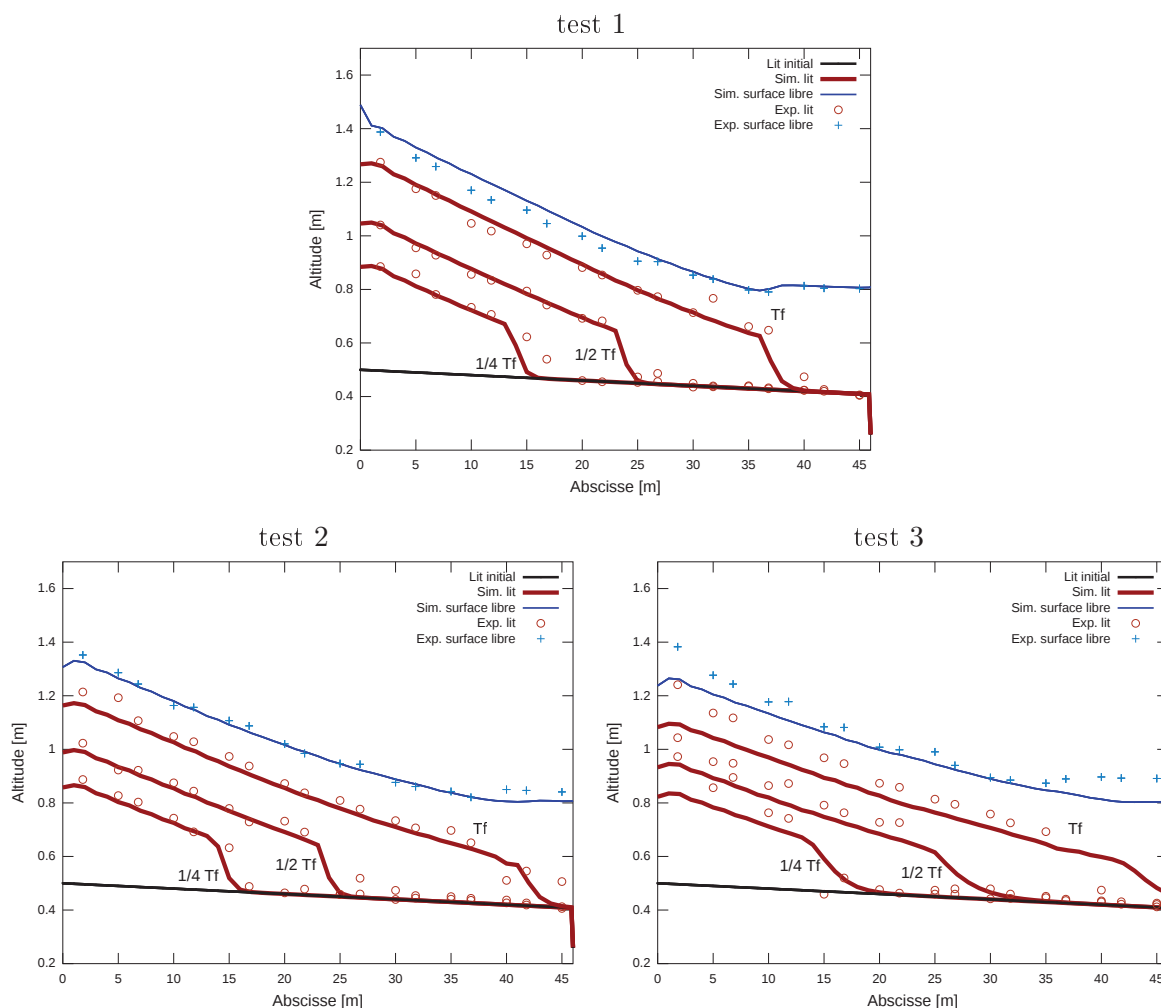


FIGURE 3.16 – Altitude simulée et mesurée du lit et de la surface libre pour les 3 tests des expériences physiques de Seal *et al.* (1997), T_f étant le temps final de chaque simulation

Évolution granulométrique :

Comme les mesures granulométriques avec la méthode de Klingemann *et al.* (1979) estiment la granulométrie d'un volume de sédiments accumulé pendant une période et qu'il n'était pas possible de créer une nouvelle couche sédimentaire au début de chaque période avec le modèle numérique Ru-barBE, on ne peut comparer que les évolutions granulométriques des premières périodes de mesures (Tab. 3.1). On décide alors d'analyser la granulométrie lors de la période 2, car pour ces temps, le dépôt est suffisamment allongé pour mesurer les granulométries longitudinales.

Les Figures 3.17, 3.18 et 3.19 présentent les paramètres granulométriques observés dans l'expérience de Seal *et al.* (1997) et simulés le long du dépôt respectivement pour la période 2 des trois tests. La taille du tronçon à l'équilibre est la longueur du dépôt, soit $L_{eq} \approx 15$ m. Les granulométries mesurées mettent en évidence une tendance de diminution du diamètre médian et l'étendue granulométrique est pratiquement constante longitudinalement. Ces valeurs mesurées révèlent ce-

pendant une forte variabilité le long du canal, comme par exemple à la Figure 3.19 où les paramètres granulométriques d_{50} et σ sont localement élevés aux abscisses $x \approx 10$ m et $x \approx 13$ m. Aucune justification de cette variabilité n'est apportée dans Seal *et al.* (1997). Comme au cours de la période 2 le front du dépôt se déplace de l'abscisse $x \approx 10$ m à l'abscisse $x = 13$ m et que Seal *et al.* (1997) indiquent la présence d'un ressaut hydraulique à la position du front, on suppose que les conditions hydrauliques ont une influence locale sur le tri granulométrique. La comparaison des Figures 3.17, 3.18 et 3.19 indique que plus le débit solide en amont est élevé et moins les conditions hydrauliques modifient le tri granulométrique longitudinal. On remarque que ce tri est correctement reproduit dans les simulations des trois tests en fixant les longueurs d'ajustement $L_d = 9$ m et $L_\sigma = 100$ m. On retrouve bien les relations $L_d \approx L_{eq}$ et $L_d < L_\sigma$ (Morris et Williams, 1999).

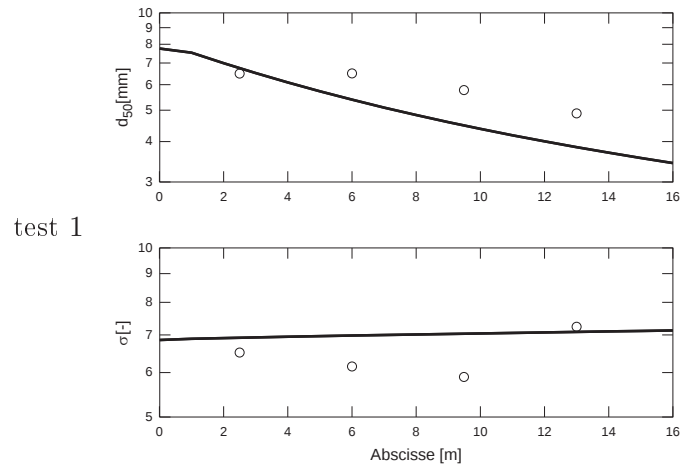


FIGURE 3.17 – Évolution observée et simulée longitudinale de d_{50} et de σ lors de la période 2 de relevés granulométriques pour le test 1 de Seal *et al.* (1997)

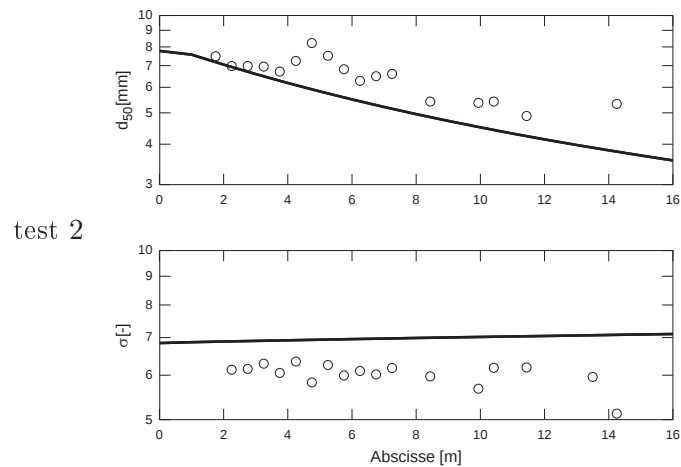


FIGURE 3.18 – Évolution observée et simulée longitudinale de d_{50} et de σ lors de la période 2 de relevés granulométriques pour le test 2 de Seal *et al.* (1997)

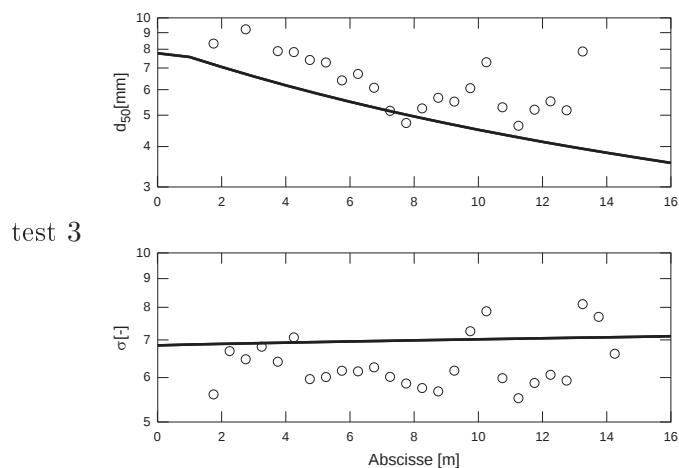


FIGURE 3.19 – Évolution observée et simulée longitudinale de d_{50} et de σ lors de la période 2 de relevés granulométriques pour le test 3 de Seal *et al.* (1997)

Conclusion sur la simulation du tri granulométrique

Les paramètres calés dans le test 1 ($L_s = 3\Delta x$, $L_d = 9\Delta x$ et $L_\sigma = 100\Delta x$ avec $\Delta x = 1$ m soit environ 3 largeurs de canal) sont également imposés dans les autres tests. On souligne que l'inégalité $\alpha_\sigma < \alpha_d$ (Morris et Williams, 1999), soit $L_\sigma > L_d$ dans le code de calcul RubarBE (cf. section 3.1.4) est bien respectée dans le paramétrage final, et ces distances d'ajustement sont du même ordre de grandeur que la longueur d'équilibre L_{eq} dans le canal expérimental. Les évolutions morphologique et sédimentaire étant correctement simulées dans les trois tests, on valide le calage du cas de Seal *et al.* (1997). On note cependant que la propagation des sédiments dans la simulation du test 3 est légèrement sur-estimée. On remarque enfin que la décroissance longitudinale de l'étendue granulométrique σ est plus faible dans l'expérience de Seal *et al.* (1997) que dans les cas expérimentaux analysés dans Morris et Williams (1999), d'où un calage peu sensible pour L_σ .

Les simulations numériques de l'expérience de Seal *et al.* (1997) reproduisant un tri granulométrique longitudinal nous permettent alors de proposer une méthode de calage du modèle RubarBE qui se fait en trois étapes :

1. la distance de chargement L_s est calée de sorte à reproduire l'évolution morphologique du lit,
2. la distance d'ajustement du diamètre médian L_d permet de reproduire la décroissance longitudinale du d_{50} ,
3. la distance d'ajustement de l'étendue granulométrique L_σ paramètre la décroissance longitudinale du σ .

3.3 Simulation de la formation d'un lit armuré

Le développement d'un lit armuré tel que celui créé dans l'expérience de Koll *et al.* (2010) est la conséquence du tri granulométrique des sédiments du lit. La simulation numérique de cette expérience a permis d'évaluer le processus de démixage dans le but de créer une granulométrie grossière en surface.

3.3.1 Cas expérimental : Koll *et al.* (2010)

Objectifs des expériences de laboratoire :

Pour déterminer si le pavage du site InterReg peut être déstructuré après injection de la recharge sédimentaire, une expérience focalisée sur les processus granulométriques a été menée par Koll *et al.* (2010) dans le laboratoire hydraulique du LWI (Leichtweiß-Institut für WasserBau, Technische Universität Braunschweig). Cette expérience en canal hydraulique était un modèle réduit et schématique du test de recharge sur le site InterReg : la granulométrie de la modélisation physique était à l'échelle 1/3 de la granulométrie du cas réel. Selon la définition donnée du pavage (cf. section 2.2.3), une couche pavée telle que celle du Vieux-Rhin ne peut pas être reproduite en laboratoire en un temps court (quelques semaines). Ce qu'a reproduit Koll *et al.* (2010) correspond donc plus à une couche armurée (cf. section 2.2.3).

Dispositif expérimental :

Le schéma du canal expérimental utilisé par Koll *et al.* (2010) est présenté sur la Figure 3.20. Le canal avait une longueur de 20 m, une largeur de 0,5 m, une hauteur de 0,6 m et une pente initiale de 5‰. Les parois et le fond du canal étaient en verre.

Des sédiments grossiers ont été placés sur une longueur d'un mètre au début du canal à proximité du stabilisateur d'écoulement pour éviter l'érosion du lit à cet endroit. En aval de cette partie avec sédiments grossiers, le lit était constitué d'environ 20 cm d'épaisseur d'un mélange homogène de sédiments ayant une densité de 2600 kg/m³ (Fig. 3.20). À l'extrémité aval du canal, les sédiments ont été récupérés à l'aide d'une trappe située sur les 2,7 derniers mètres du canal.

La valeur du débit injecté à la limite amont du canal a été vérifiée par un IDM (débitmètre électromagnétique) d'une incertitude de $\pm 0,05$ l/s. Le débit solide amont était nul, et l'écoulement uniforme au sein du canal a été ajusté à l'aide d'un déversoir à l'extrémité aval du canal. La topographie dans la zone de mesure (entre les abscisses 7,8 et 10,5 m) a été relevée par laser, et la distribution granulométrique des couches initiale et armurée de surface a été estimée avec la méthode de Fehr (1987). Cette méthode repose sur la mesure de la taille des grains de la surface du lit le long d'un segment.

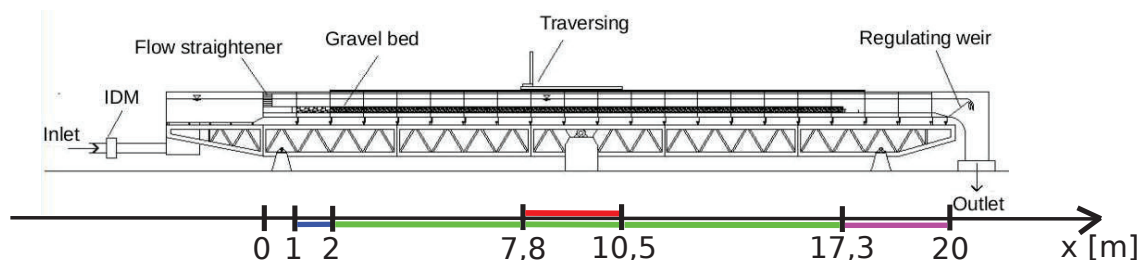


FIGURE 3.20 – Schéma du canal expérimental du LWI utilisé lors des expériences de Koll *et al.* (2010) et délimitation des différentes parties du canal : section bleue ($1 \leq x \leq 2$ m) : couche de sédiments grossiers pour éviter une érosion du lit ; section verte ($2 \leq x \leq 17,3$ m) : couche qui s’armure au cours de la première phase de l’expérience et contenant la zone de mesure topographique par laser (la section rouge, $7,8 \leq x \leq 10,5$ m) ; section rose ($17,3 \leq x \leq 20$ m) : trappe de piégeage des sédiments érodés.

Déroulement de l’expérience :

Dans l’expérience, le débit critique maximal est défini par le débit maximal provoquant une érosion parallèle à la surface du lit (sans variation de la pente du fond). Un débit supérieur à ce débit critique maximal induit une augmentation de la pente et pour un débit inférieur ou égal, le lit peut s’armurer sans modification de la pente. Ce débit critique maximal dans les conditions de l’expérience a été estimé à $0,130 \text{ m}^3/\text{s}$, ce qui correspond à une contrainte critique maximale de $12,6 \text{ N/m}^2$, soit une contrainte critique adimensionnelle de $\tau_{cr}^* = 0,06$ pour la granulométrie initiale $d_{50} = 0,0145 \text{ m}$. Pour éviter la destruction de la couche armurée, le débit en entrée a été maintenu constant à $0,120 \text{ m}^3/\text{s}$ tout au long de l’expérience. Afin d’évaluer si la couche d’armurage était bien établie, la trappe aval de piégeage de sédiment a été vidée toutes les heures pour estimer le taux de transport moyen horaire. Lorsque ce transport solide devenait inférieur à $10^{-4} \text{ kg}/(\text{m s})$, celui-ci était jugé négligeable (Koll *et al.*, 2010), l’expérience était stoppée, et le canal était vidé de son eau pour pouvoir mesurer la granulométrie de la couche armurée. Le processus d’armurage a duré approximativement 450 h ($\approx 2,5$ semaines).

La Figure 3.21 nous permet de relever la différence de composition granulométrique du lit avant (Fig. 3.21a) et après (Fig. 3.21b, c et d) le processus d’armurage. Le lit initial (Fig. 3.21a) est très lisse, et par conséquent toutes les particules situées à la surface du lit sont exposées à l’écoulement. Au contraire, à la fin de l’expérience, et quel que soit le débit dans le canal au cours de l’expérience (Fig. 3.21b, c et d), les grains les plus fins qui étaient présents au début de l’expérience sont bien moins nombreux. Les particules grossières sont restées, surplombent le lit et sont fortement exposées à l’écoulement, tout en masquant les quelques particules plus fines restantes. L’érosion du lit moyenne au cours de la formation de l’armurage vaut 36 mm (Koll *et al.*, 2010). Cette valeur est cohérente avec les photographies de la Figure 3.21 : le grain le plus grossier entouré en vert surplombe le lit à la fin de l’expérience. Ainsi, l’érosion moyenne est de l’ordre de grandeur de l’épaisseur de ce sédiment

(axe c^1), soit environ 30 mm (Fig. 3.22). L'observation du lit avant et après la formation du pavage est cohérente avec l'approche de Parker et Klingeman (1982) sur la création d'une couche armurée : dans la configuration initiale, les sédiments les plus fins sont plus facilement mobilisables que les plus grossiers et dans la configuration finale tous les grains ont une mobilité équivalente compte tenu du processus de masquage/exposition (cf. section 2.2.3).

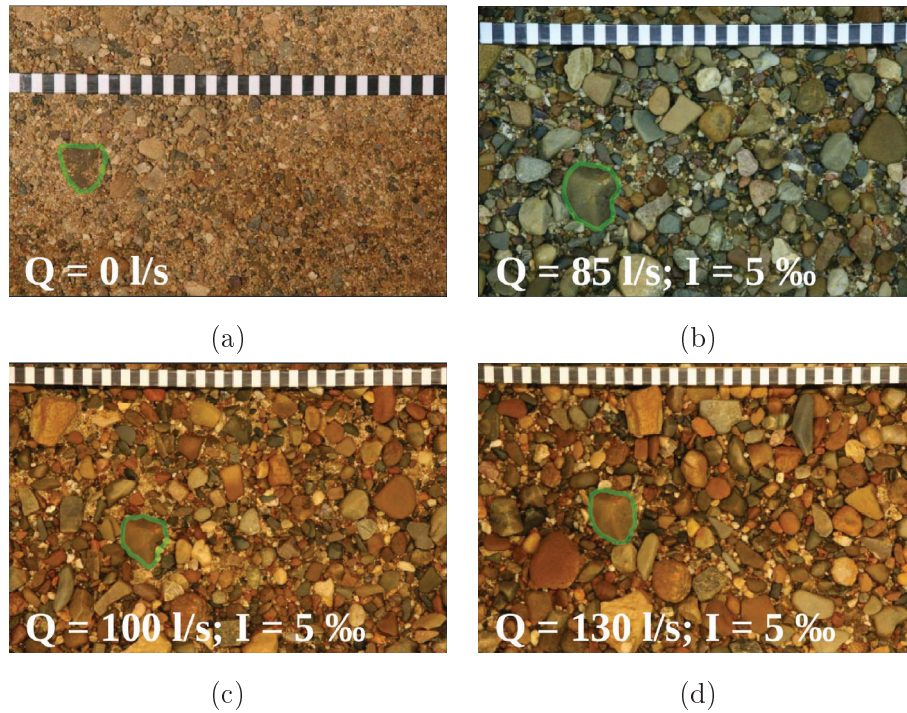


FIGURE 3.21 – Vue de dessus d'une partie du lit du canal expérimental utilisé dans les expériences de Koll *et al.* (2010) : a) le lit initial non trié, b), c), et d) les lits armurés finaux pour les différents débits $Q = 85$, 100 et 130 l/s, la pente d'équilibre valant 5‰ (Source : Koll *et al.* (2010)). Le sédiment le plus grossier sur les photographies est entouré de vert pour être repéré plus facilement

Les courbes granulométriques du lit avant et après armurage sont tracées sur la Figure 3.22. Les paramètres granulométriques associés sont :

- lit initial : $d_{50} = 14,5$ mm et $\sigma = 3,2$
- lit armuré : $d_{50} = 23,0$ mm et $\sigma = 1,5$

1. Les axes a, b et c représentent respectivement la longueur, la largeur et l'épaisseur d'un galet avec la relation $a > b > c$.

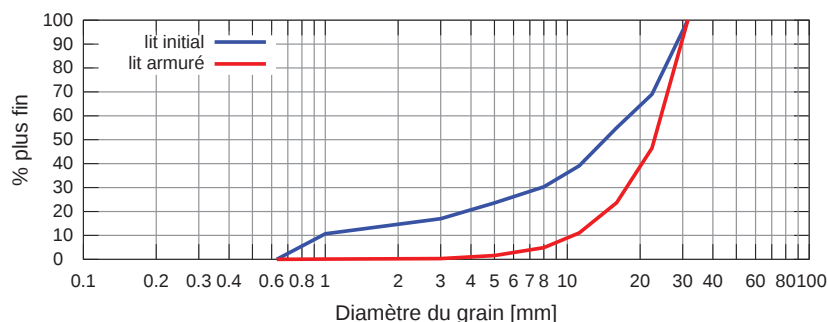


FIGURE 3.22 – Distributions granulométriques du lit initial (courbe bleue) et du lit armuré (courbe rouge) tirées de l'expérience de Koll *et al.* (2010)

3.3.2 Modélisation numérique de l'armurage du lit

Configuration du modèle numérique :

Comme les parois du canal sont en verre, le coefficient de Strickler associé est fixé à $100 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$. La rugosité du lit est calée grâce aux lignes d'eau expérimentales disponibles pour des débits permanents de $0,120$ et $0,096 \text{ m}^3/\text{s}$. La valeur finale du coefficient de Strickler calée est égale à $47 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, cette valeur étant du même ordre de grandeur que la rugosité estimée par la formule de Strickler (Éq. 2.9) pour $d_{50} = 14,5 \text{ mm}$, soit $K_s = 43 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$. Le lit est supposé inérodable à l'emplacement des sédiments grossiers ($0 \leq x \leq 2 \text{ m}$) et à l'emplacement de la trappe de piégeage ($17,3 \leq x \leq 20 \text{ m}$). Pour avoir un calcul numérique plus stable lors des tests sur l'épaisseur de la couche active, le débit de l'hydrogramme de la condition limite amont passe de 0 à $0,120 \text{ m}^3/\text{s}$ en 36 secondes, permettant à l'épaisseur de la couche active d'augmenter progressivement. Ce débit est ensuite maintenu à $0,120 \text{ m}^3/\text{s}$ pendant la durée de l'expérience. Puis, à la fin de l'expérience, un débit nul permet de re-déposer « numériquement » tous les sédiments en mouvement (couche active) sur la couche de fond, ce qui facilite l'analyse granulométrique. La condition limite aval est une sortie de type régime uniforme reproduisant l'ajustement du seuil aval pour conserver l'écoulement uniforme dans le canal expérimental. Comme le débit est nul au début de l'expérience, les hauteurs d'eau et vitesses initiales sont prises égales à zéro.

Les granulométries expérimentales du lit initial et du lit armuré sont considérées proches dans le modèle numérique (Éq. 3.13 à la section 3.1.4). Ainsi, les deux populations issues du démixage sont fusionnées et la couche armurée ne peut pas être créée numériquement. Afin de contourner cette limite du modèle, une couche d'épaisseur infinie est imposée initialement pour obliger la création d'une nouvelle couche. Une autre solution aurait été de modifier les conditions de formation d'une nouvelle couche sédimentaire.

Comme le processus d'armurage de l'expérience dure environ 450 heures soit plus de 18 jours, le pas d'espace longitudinal du maillage est choisi relativement lâche ($\Delta x = 1 \text{ m}$) pour obtenir un

temps de calcul acceptable (approximativement 2,5 heures sur la ferme de calcul de Lyon).

Stabilité du lit pendant la simulation du processus d'érosion :

Comme l'érosion du lit est parallèle au fond du canal, selon les définitions données à la section 2.3.2, la contrainte efficace τ_{eff} est équivalente à la contrainte totale τ . L'effet des parois est négligé. Dans les résultats numériques, on considère le régime comme uniforme si la variation de la hauteur d'eau est de l'ordre d'un pourcent. Les fortes variations de la hauteur d'eau observées quelquefois correspondent à la présence d'une érosion locale du lit.

Si l'on se réfère à la courbe de Shields (Yalin, 1977) pour cette expérience, la contrainte adimensionnelle de mise en mouvement τ_{cr}^* devrait être comprise entre 0,03 et 0,06, d_i^* variant entre 0,6 et 31,5 mm, soit d_i^* entre 13 et 660. On a $\tau_{cr}^* = 0,05$ pour d_{50} et $\tau_{cr}^* = 0,04$ pour $d_{16} = 2,7$ mm de la granulométrie initiale. Cependant, le critère de mise en mouvement de Shields (1936) est entaché d'incertitudes, celui-ci étant tiré de résultats expérimentaux pour des tailles uniformes variant de 0,36 à 3,44 mm. Les valeurs de contrainte adimensionnelle de mise en mouvement proposées dans la littérature sont très étendues et cela souligne l'incertitude d'une valeur seuil de mise en mouvement (cf. section 2.3.3). De plus, dans l'expérience la population de sédiments du lit initial a une granulométrie étendue ($\sigma = 3,2$) pouvant induire des effets de masquage/exposition au cours du processus. Nous pouvons donc admettre une certaine incertitude sur la valeur du τ_{cr}^* .

Le Tableau 3.3 récapitule les érosions moyennes durant les simulations de formation de la couche armurée en fonction de la valeur de τ_{cr}^* . Les deux lois de capacité de transport Meyer-Peter et Müller (1948) et Camenen et Larson (2005) sont utilisées dans les simulations (cf. section 2.3.6 pour la description de ces formules). En première approximation, la distance de chargement L_s et les distances d'ajustement granulométrique L_d et L_σ sont prises égales au pas d'espace Δx , c'est-à-dire que les ajustements sont nuls (instantanés). Dans l'expérience de Koll *et al.* (2010), l'érosion moyenne du lit vaut 36 mm environ, cette érosion moyenne se produisant sur toute la zone érodable du lit, c'est à dire entre l'abscisse $x = 2$ m et l'abscisse $x = 17,3$ m. Selon le Tableau 3.3, l'ordre de grandeur de l'érosion simulée avec la formule de Camenen et Larson (2005) et Meyer-Peter et Müller (1948) est très inférieur à l'érosion expérimentale, et ce même pour des contraintes critiques de mise en mouvement faibles. On remarque cependant que l'érosion avec la formule de Camenen et Larson (2005) est environ 10 fois supérieure à celle simulée avec Meyer-Peter et Müller (1948). Les valeurs des érosions de ces deux formules sont cohérentes avec les formulations de seuil de mise en mouvement des deux lois : lorsque $\tau \leq \tau_{cr}$ dans la loi de Meyer-Peter et Müller (1948), le transport est nul, contrairement au cas avec la loi de Camenen et Larson (2005) où il décroît de façon exponentielle avec la diminution de la contrainte (voir section 2.3.6). Lorsque seule une fraction de la population sédimentaire initiale est transportée, il semble alors nécessaire de tenir compte de

l'étendue granulométrique dans le calcul de τ_{cr} pour permettre le transport des particules des plus fines. Dans les simulations, on fixe donc $\tau_{cr}^* = 0,03$ car c'est la plus petite valeur estimée avec $d_i < 1$ mm.

Simu.	τ_{cr}^*	Δf [mm]	
		Meyer-Peter et Müller (1948)	Camenen et Larson (2005)
Num. 1.1	0,06	0	0,002
Num. 1.2	0,05	0	0,006
Num. 1.3	0,04	0	0,023
Num. 1.4	0,03	0,013	0,19
Num. 1.5	0,02	0,28	3,9

TABLEAU 3.3 – Érosion moyenne simulée Δf pour différents τ_{cr}^* et les deux lois de capacité de transport de Meyer-Peter et Müller (1948) et Camenen et Larson (2005) ($\tau_{cr}^* = 0,06$ selon Shields avec $d_{50} = 14,5$ mm et $L_s = L_d = L_\sigma = \Delta x = 1$ m)

Discussion sur l'épaisseur de la couche armurée créée :

Quel que soit le calage de L_s , L_d et L_σ , l'épaisseur de la couche armurée est de l'ordre du dixième de millimètre, ce qui est très inférieure à la taille du diamètre médian des sédiments de la couche. Cette couche n'a donc pas de taille physique cohérente. Plusieurs auteurs ont proposé des formules fonctions de paramètres hydrauliques et sédimentaires (cf. section 2.4.3). Dans la simulation numérique, on souhaite simuler une couche représentative de la couche armurée, avec une dimension physique. Parker (1991a,b) suggère par exemple une épaisseur de couche active égale à la taille du d_{90} de cette couche. Nous proposons une nouvelle formulation implémentée dans le modèle numérique RubarBE et calculant l'épaisseur de la couche active E_{CA} par l'intermédiaire de la formule :

$$E_{CA} = \min\left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}, 1\right) \omega_E d_{84} \quad (3.18)$$

avec ω_E : un coefficient multiplicateur à caler. Cette nouvelle équation 3.18 est proche de celle proposée par Van Niekerk *et al.* (1992) (Éq. 2.27) et permet d'ajuster l'épaisseur de la couche active en fonction du rapport des contraintes.

Test de sensibilité des paramètres numériques :

- À partir des formules implémentées dans RubarBE (cf. section 3.1.3) on suppose que :
- le d_{84} de la couche armurée reste constant selon les formules de démixage,
 - la capacité de transport est calculée à partir de la granulométrie de la couche active,

- le débit solide érodé est proportionnel à la capacité de transport et la distance de chargement L_s a tendance à lisser la morphologie du lit et la valeur du débit érodé.

On remarque dans le Tableau 3.4 que lorsque L_s augmente, l'érosion et le tri granulométrique diminuent. Dans la simulation 2.2 avec $L_s = 0,2$ m, soit $L_s = 1/5\Delta x$, l'érosion simulée ainsi que la granulométrie du lit à la fin du calcul sont très proches de celles expérimentales, mais l'épaisseur de la couche active mesure moins d'un millimètre. Une augmentation des distances d'ajustement avec $L_d = L_\sigma$ induit une érosion plus forte mais localisée au début du canal. Comme l'épaisseur érodée dans l'expérience de Koll *et al.* (2010) est quasiment constante sur le lit, on ne peut pas utiliser les résultats de ces simulations. Si on augmente les distances de chargement avec $L_d < L_\sigma$, on remarque que l'érosion simulée est homogène dans le canal et est proche de celle observée dans l'expérience de Koll *et al.* (2010) pour $L_d = 5$ m et $L_\sigma = 20$ m. Cependant, on simule un diamètre médian plus fin et une plus grande étendue granulométrique que ceux à la fin de l'expérience physique.

	Paramètres numériques				Résultats		
	L_s [m]	L_d [m]	L_σ [m]	ω_E	Δf [mm]	$\overline{d_{50}}$ [mm]	$\overline{\sigma}$ [-]
ini	-	-	-	-	0	15	3,2
Exp. fin	-	-	-	-	36	23	1,5
Num. 1.4	1	1	1	0	< 0	17	2,7
Num. 2.1	5	1	1	0	< 0	16	3,0
Num. 2.2	0,2	1	1	0	35	20	1,4
Num. 2.3	1	1	5	0	0,13	15	3,0
Num. 2.4	1	5	5	0	2	16	2,5
Num. 2.5	1	20	20	0	12	15	2,7
Num. 2.6	1	5	20	0	40	16	1,9
Num. 3.1	1	1	1	0,5	35	17	2,8
Num. 3.2	1	1	1	1	75	15	3,2
Num. 3.3	1	1	1	1,5	110	15	3,2
Num. 3.4	0,2	1	1	0,5	32	18	2,6
Num. 3.5	0,2	5	10	0,5	34	16	2,9

TABLEAU 3.4 – Résultats des simulations numériques de l'expérience de Koll *et al.* (2010) avec la loi de Camenen et Larson (2005) avec $\tau_{cr}^* = 0,03$. Δf représente l'érosion moyenne sur le lit, $\overline{d_{50}}$ et $\overline{\sigma}$ les moyennes des diamètres médians et des étendues granulométriques sur le lit. L'influence des paramètres est relevée par comparaison des résultats. Il est important de signaler que les simulations 2.4 et 2.5 ainsi que 3.2 et 3.3 ont une érosion localisée, rendant le régime transitoire et ne permettant pas de comparer ces résultats à ceux de l'expérience

Selon les simulations 3.1 à 3.3 du Tableau 3.4, plus ω_E est grand, c'est à dire plus l'épaisseur de la couche active est importante, et plus le lit est érodé. Cependant, cette augmentation du coefficient ω_E est corrélée à une diminution du tri granulométrique (Tab. 3.4). Lorsque $\omega_E \geq 1$, une forte érosion localisée au début du canal est simulée.

Pour obtenir une épaisseur de couche active cohérente avec sa granulométrie, la simulation 3.4 a les mêmes longueurs de chargement et d'ajustement que la simulation 2.2 avec $\omega_E = 0,5$. Dans cette simulation, l'épaisseur de la couche active vaut 15 mm mais l'épaisseur moyenne érodée et le tri granulométrique simulés sont sous-estimés. L'augmentation des distances d'ajustement L_d et L_σ dans la simulation 3.5 résulte en une diminution de l'épaisseur moyenne érodée et du tri granulométrique.

Conclusions sur le calage de la formation d'une couche armurée :

Pour obtenir numériquement une couche armurée sur toute la longueur du lit érodable, il est nécessaire que le taux d'érosion du lit soit homogène sur tout le lit, et donc que la hauteur d'eau soit constante dans le canal. La valeur de la contrainte adimensionnelle de mise en mouvement τ_{cr}^* doit aussi permettre une érosion du lit. Avec la loi de capacité de transport de Meyer-Peter et Müller (1948), seules de très faibles valeurs de τ_{cr}^* permettent d'éroder le lit, mais ces ordres de grandeur ne sont pas physiques. La loi de Camenen et Larson (2005) donne également des épaisseurs d'érosion largement sous-estimées. Dans l'expérience, seules les particules les plus fines de la granulométrie initiale sont transportées. Il semble alors nécessaire que le calcul de τ_{cr}^* tienne compte du d_{50} et de l'étendue granulométrique pour permettre le transport de ces particules fines.

L'utilisation de la formule 3.18 imposant une épaisseur de couche active de taille physique a pour effet d'atténuer le tri granulométrique. L'épaisseur érodée est également augmentée si $L_s = 1$ m et diminuée si $L_s = 0,2$ m.

Plus la distance de chargement est grande et plus la géométrie est lissée. L'érosion est également diminuée et le tri granulométrique atténué avec une distance de chargement croissante. Une augmentation des distances d'ajustement avec $L_d = L_\sigma$ augmentent l'érosion, mais celle-ci est localisée au début du canal. Le tri granulométrique est également atténué. Lorsque $L_d < L_\sigma$, une augmentation de ces longueurs induit une augmentation de l'érosion et une intensification du tri granulométrique.

L'érosion moyenne et la granulométrie mesurées dans l'expérience de Koll *et al.* (2010) sont reproduites dans la simulation avec $L_s = 0,2$ m et $L_d = L_\sigma = 1$ m (pour une largeur de canal de 0,5 m), mais l'épaisseur de la couche active mesure moins d'un millimètre.

3.4 Simulation du transport de sédiments sur un lit armuré

Pour quantifier les risques de déstabilisation d'une couche grossière lorsque des sédiments plus fins sont injectés sur cette dernière, Koll *et al.* (2010) ont utilisé le lit armuré créé précédemment et y ont placé des traceurs plus fins. La granulométrie de la simulation physique étant à l'échelle 1/3 de celle de l'injection InterReg, sa modélisation est essentielle pour tester le modèle numérique et reproduire numériquement les processus liés à l'injection InterReg.

3.4.1 Cas expérimental : Koll *et al.* (2010)

Le canal expérimental utilisé est celui décrit à la section précédente après la première phase de l'expérience, *i.e.* la formation de la couche armurée (cf. section 3.3). La courbe granulométrique des traceurs injectés est fractionnée en six populations de sédiments, chaque fraction ayant une distribution granulométrique peu étendue (Tab. 3.5). Ce fractionnement a permis à Koll *et al.* (2010) d'étudier indépendamment pour ces six populations le transport sédimentaire spécifique et ses interactions avec la couche armurée. Pour obtenir une estimation de la granulométrie, Koll *et al.* (2010) a associé chacune des six fractions à un diamètre caractéristique de la distribution granulométrique réduite (Tab. 3.5).

Numéro de la fraction	d_{\min} [mm]	d_{\max} [mm]	Diamètre caractéristique	d_i^*	$\tau_{cr,i}^*$
1	1	3	$\approx d_{16}$	42	0,042
2	3	5	$\approx d_{30}$	84	0,045
3	5	8	$\approx d_{50}$	126	0,045
4	8	11,2	$\approx d_{\text{moy}}$	202	0,045
5	11,2	16	$\approx d_{65}$	286	0,045
6	16	22,4	$\approx d_{84}$	336	0,045

TABLEAU 3.5 – Description des granulométries des six fractions issues de la distribution granulométrique utilisée par Koll *et al.* (2010) ainsi que les diamètres et contraintes critiques adimensionnels associés selon la courbe de Yalin (1977)

Ainsi, différentes configurations hydrauliques (débit) et sédimentaires (quantité, disposition et distribution granulométrique des sédiments injectés) ont été étudiées lors des séries de tests de l'expérience. La comparaison des résultats pour ces différents paramètres a permis de relever leur influence sur le transport des traceurs (Koll *et al.*, 2010).

Déroulement de l'expérience :

Dans la seconde phase de l'expérience, les traceurs injectés sur cette couche armurée étaient ceux de la fraction 3, mesurant 5 à 8 mm (représentative du d_{50} de la distribution granulométrique réduite) et ayant une densité de 2600 kg/m^3 . Ainsi, le rapport des diamètres médians des traceurs et de la couche armurée est proche de celui des sédiments injectés par rapport au pavage du Vieux-Rhin sur le site test de recharge InterReg. Selon la courbe de Shields (Yalin, 1977), la contrainte adimensionnelle de mise en mouvement des traceurs avec $d_{50} = 6 \text{ mm}$ vaut environ $\tau_{cr}^* = 0,045$. Le dépôt initial des traceurs pesait 5 kg. Il a été étalé sur toute la largeur du canal et sur une longueur de 0,25 m, le centre de ce dépôt étant situé à l'abscisse 7,5 m du canal (Fig. 3.23). En estimant le volume initial comme celui d'un parallépipède rectangle, on trouve $V_{depot} = 3 \times 10^{-3} \text{ m}^3$. On trouve alors une porosité du dépôt initiale de 0,385.

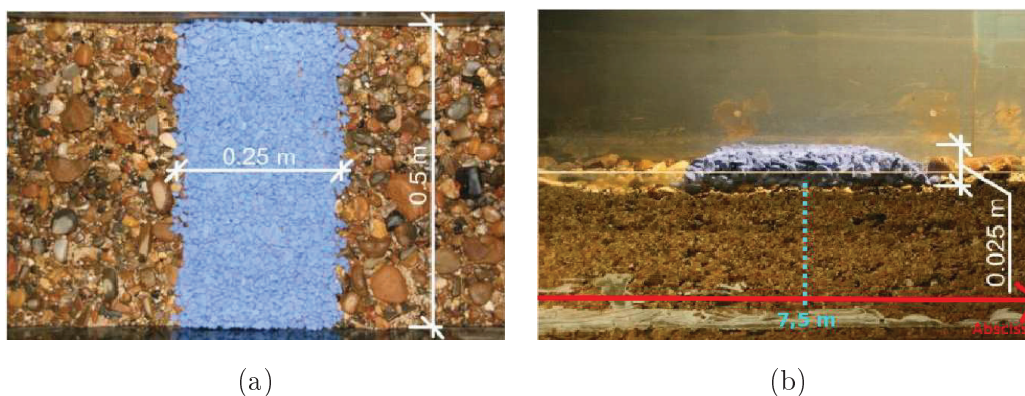


FIGURE 3.23 – Photographies du dépôt des traceurs injectés dans le canal et centré sur l'abscisse $x = 7,5 \text{ m}$: a) vue de dessus et b) vue de côté (Source : Koll, K.)

Le canal a été rempli d'eau progressivement avant la deuxième phase de l'expérience, pour éviter une érosion du lit et un transport des traceurs. Durant les 15 premières minutes de l'expérience, le débit valait $0,096 \text{ m}^3/\text{s}$, puis était fixé à $0,120 \text{ m}^3/\text{s}$ à partir de 15 minutes et jusqu'à la fin de l'expérience, soit 930 minutes (ou 15h30).

Le débit a été stoppé périodiquement ($t=0, 15, 30, 60, 90, 150, 210, 330, 450, 690$ et 930 minutes) pour pouvoir prendre des photos de l'abscisse $x = 7,275 \text{ m}$ à l'abscisse $x = 17,275 \text{ m}$ du canal (Fig. 3.24). Les orthophotos représentant la propagation des traceurs sur le lit armuré au début et à la fin de l'expérience, soit aux temps 15 et 930 minutes sont présentées sur la Figure 3.24. L'estimation de la répartition des traceurs à partir des orthophotos a été calée lors d'une expérience précédente : les traceurs du lit étaient localisés à l'aide d'une grille de taille $0,10 \times 0,10 \text{ m}$, puis ils étaient récupérés et pesés. La répartition des traceurs sur le lit était ensuite comparée à l'orthophoto prise au même moment. Cette méthode d'analyse a permis d'estimer la distribution des traceurs colorés dans le canal avec une erreur sur la forme du dépôt inférieure à 1% (Koll *et al.*, 2010).

Cependant, lorsque les traceurs étaient répartis sur plusieurs couches, la méthode en sous-estime la quantité. Par convention, le front du dépôt est localisé lorsqu'au moins 99% des traceurs sont situés en amont de sa position (Promny, 2008). La distribution granulométrique des sédiments du lit récupérés dans la trappe, ainsi que la quantité de traceurs éjectés du canal ont été estimées à ces mêmes temps.

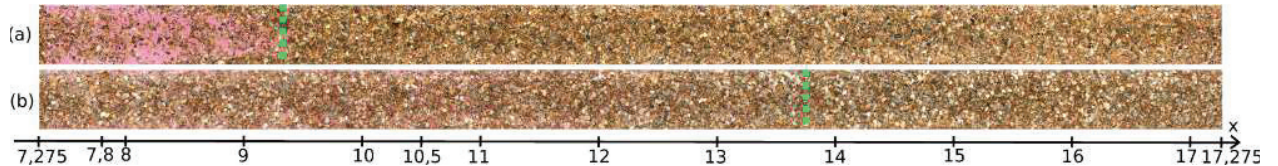


FIGURE 3.24 – Orthophotos de la propagation des traceurs sur le lit armuré et localisation du front en pointillés verts : (a) au début de l'expérience, après 15 minutes ; (b) à la fin de l'expérience après 930 minutes ou 15h30, avec x l'abscisse longitudinale (Source : Koll *et al.* (2010))

Par l'analyse de l'évolution de la distance moyenne des traceurs durant l'expérience, Koll *et al.* (2010) ont remarqué qu'au début de l'expérience, pour $0 \leq t \leq 15$ minutes, la propagation des traceurs était très rapide. La distribution longitudinale des traceurs a montré que le dépôt s'étalait rapidement et sa hauteur diminuait fortement (Koll *et al.*, 2010). À partir de $t = 15$ minutes et jusqu'à la fin de l'expérience, la distance moyenne évoluait de plus en plus lentement, indiquant que la vitesse de propagation diminuait (Koll *et al.*, 2010). Ce phénomène a été expliqué par Koll et Koll (2012) par le fait que les traceurs étaient situés dans les interstices du lit et n'étaient plus mobilisables. Selon Koll et Koll (2012), le transport était dominé par le phénomène de dispersion, l'advection n'étant cependant pas négligeable. Au moment où l'on ne voyait plus de mouvements des traceurs à l'œil nu dans le canal, l'expérience a été arrêtée.

3.4.2 Modélisation numérique du transport des traceurs sur le lit armuré

Configuration du modèle numérique :

Le code de calcul, le calage des coefficients de Strickler ainsi que la condition limite aval sont les mêmes que ceux lors de la simulation numérique de la couche armurée (cf. section 3.3.1). L'hydrogramme imposé en condition limite amont vaut initialement $0,096 \text{ m}^3/\text{s}$ puis est amené au temps $t=15$ minutes à $0,120 \text{ m}^3/\text{s}$. Cette augmentation de débit de $0,024 \text{ m}^3/\text{s}$ dure une seconde dans l'hydrogramme amont. Les conditions initiales hydrauliques sont celles d'une simulation numérique de débit permanent $0,096 \text{ m}^3/\text{s}$.

Le pas d'espace du maillage est fixé à $\Delta x = 0,1 \text{ m}$ pour pouvoir localiser précisément l'évolution des traceurs. À l'emplacement du dépôt de traceurs initial, le pas d'espace varie de $0,1$ à $0,15 \text{ m}$ pour reproduire la forme du dépôt initial le plus précisément possible (Fig. 3.25). Ainsi la répartition vo-

luminique des sédiments du dépôt en fonction de l'abscisse entre les dépôts numérique et expérimental sont proches.

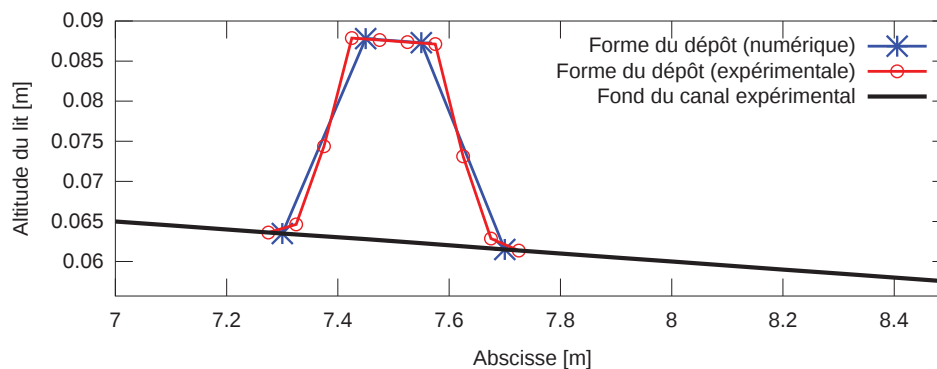


FIGURE 3.25 – Vue de profil de la forme du dépôt de traceurs de l'expérience de Koll *et al.* (2010). Les symboles délimitant la forme du dépôt localisent les abscisses de relevés expérimentaux (ronds en rouge) et l'altitude du centre des mailles du maillage numérique (croix en bleu)

Dynamique de la déformation du dépôt :

Au début de la simulation ($0 \leq t \leq 15$ minutes), la contrainte hydrodynamique sur ce dépôt de traceurs est fortement supérieure à la contrainte critique de mise en mouvement. Par conséquent, l'évolution de la forme du dépôt est importante et la progression du front est rapide. Puis au fur et à mesure de l'étalement du dépôt de traceurs (pour $t > 15$ minutes), la différence entre la contrainte hydrodynamique et la contrainte critique de mise en mouvement diminue sans toutefois devenir nulle. Le mouvement sédimentaire des traceurs et la vitesse de progression du front diminuent.

Comme le soulignent Koll et Koll (2012), les processus sédimentaires ne sont pas à l'équilibre et une loi d'ajustement est utilisée dans les simulations numériques. La distance de chargement L_s est calée à 0,7 m pour reproduire l'évolution du dépôt. À $t = 15$ min, l'étalement du dépôt est correctement reproduit avec la loi de Meyer-Peter et Müller (1948), mais est sous-estimé avec la loi de Camenen et Larson (2005) (Fig. 3.26a). Pour $t > 30$ minutes une partie des sédiments du dépôt sort du canal dans la simulation en utilisant la formule de Camenen et Larson (2005). Par conséquent, il ne reste plus de sédiments dans le canal à la fin de la simulation en utilisant la loi de Camenen et Larson (2005) et le dépôt dans la simulation en utilisant la loi de Meyer-Peter et Müller (1948) est légèrement trop étalé (Fig. 3.26b). Dans les simulations numériques précédentes, le démixage est annihilé, car la granulométrie des traceurs est uniforme ($\sigma = 1$). Si l'on suppose une étendue granulométrique faiblement supérieure ($\sigma = 1,1$) qui est une valeur représentative d'une population de sédiments bien triés (Villaret, 2003; Buffington et Montgomery, 1997), on se rend compte que l'activation du démixage modifie l'évolution du dépôt, mais ne permet pas de reproduire l'évolution expérimentale.

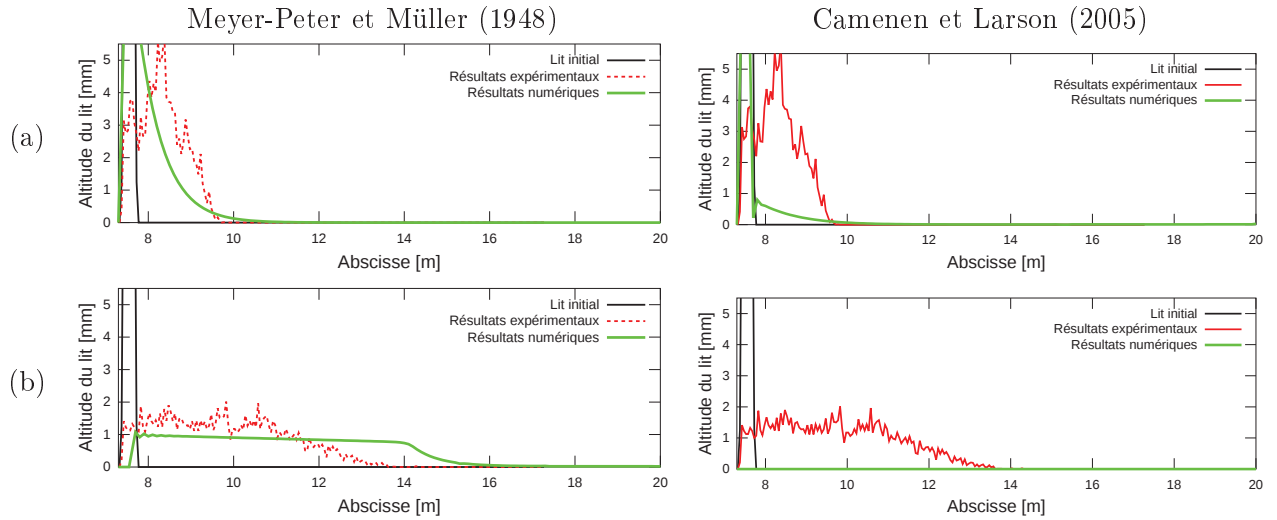


FIGURE 3.26 – Résultats de la simulation de l’expérience de Koll *et al.* (2010) de transport de traceurs sur une couche armurée aux temps : a) 15 minutes et b) 930 minutes (fin de l’expérience). Les formules de capacité de transport utilisées sont celle Meyer-Peter et Müller (1948) (gauche) et celle de Camenen et Larson (2005) (droite), avec $\tau_{cr}^* = 0,045$ et $L_s = 0,7$ m

Analyse et calage de l’avancée du dépôt :

Pour étudier l’évolution du dépôt, on définit les avancées F_x qui représentent la distance à laquelle $x\%$ des traceurs sont situés en amont, F_{99} étant l’avancée du front selon la définition de Promny (2008) et Koll *et al.* (2010).

La Figure 3.27 permet de voir que le dépôt s’étale trop au cours de la simulation avec la loi de Meyer-Peter et Müller (1948) : toutes les avancées sont de plus en plus éloignées des observations. On remarque sur la Figure 3.27 que dans les simulations une partie des traceurs ne se trouve plus dans le canal, l’avancée F_{99} n’étant plus présente dès $t = 15$ minutes. Dans l’expérience, les sédiments situés dans les creux du lit et masqués par les sédiments grossiers du lit ne sont plus mobilisables. Il semble alors que le modèle numérique ne reproduise pas les effets de ce masquage.

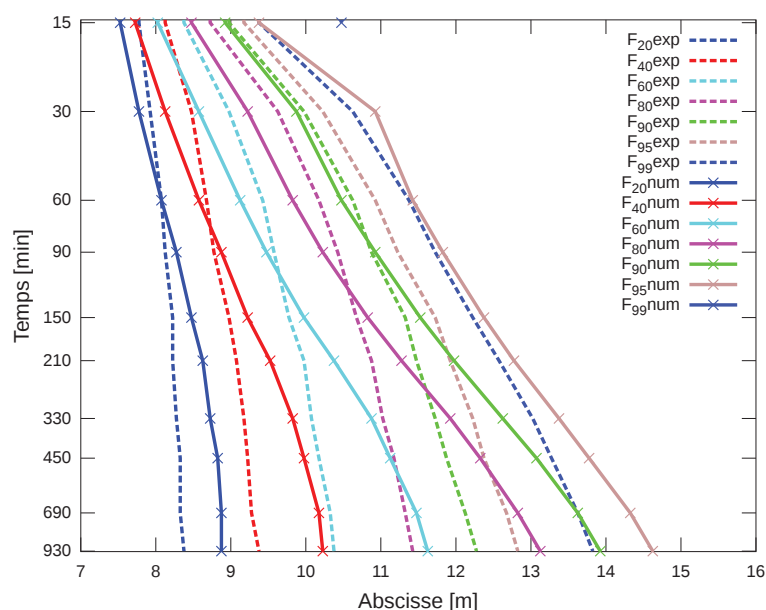


FIGURE 3.27 – Propagations simulées et observées des fronts durant l’expérience de Koll *et al.* (2010) entre 15 et 930 minutes. Les paramètres de la simulation numérique sont : formule de capacité de transport de Meyer-Peter et Müller (1948) et une distance de chargement fixe de $L_s = 0,7$ m

Reproduction du processus de masquage :

Le phénomène de masquage peut être reproduit par les modèles où la granulométrie est décrite par classe : la contrainte critique de mise en mouvement des grains d’une classe d_i est corrigée avec un coefficient traduisant le masquage lorsque $d_i < d_{moy}$ ou l’exposition lorsque $d_i > d_{moy}$, avec d_{moy} le diamètre moyen de la population sédimentaire (cf. section 2.3.4). Dans le logiciel RubarBE, la granulométrie est caractérisée à l’aide des paramètres (d_{50}, σ) . Ce type de formule ne peut donc pas être implémentée. La solution proposée pour limiter la progression des traceurs masqués est de fusionner la couche de traceurs avec la couche inférieure. Cette solution n’avait alors jamais été expérimentée dans le code de calcul RubarBE. Une condition supplémentaire sur la densité des traceurs présents dans une maille sédimentaire est nécessaire pour ne pas fusionner des traceurs ne subissant pas le phénomène de masquage, c’est-à-dire les traceurs non-isolés et encore intégrés au dépôt principal.

Pour pouvoir fusionner deux couche sédimentaires, il est nécessaire que leur granulométrie soit proche (cf. section 3.1.5, Éq. 3.13 et 3.14). Comme la granulométrie des sédiments de la couche de traceurs et celle des sédiments de la couche armurée ne respectent pas ces conditions, on propose alors deux conditions nécessaires pour permettre la fusion des deux couches :

$$\begin{cases} E_{tr} < \omega_M \times d_{16}^{tr} \\ d_{84}^{tr} < d_{16}^{ar} \end{cases} \quad (3.19)$$

avec E_{tr} : épaisseur de la couche supérieure et ω_M : coefficient multiplicateur à caler, les exposants tr

et ar correspondent respectivement à la couche supérieure et à la couche armurée. La limite de cette méthode est que la fusion de deux couches peut se produire pour plusieurs pas de temps et résulter en la fusion d'une épaisseur importante de traceurs et donc en une modification de la topographie du lit, ce qui n'est pas la réalité physique. Il semble alors nécessaire d'introduire un paramètre qui limiterait ces infiltrations comme la porosité de la sous-couche. L'évolution de cette porosité serait alors calculée en fonction de la masse de traceurs fusionnée et de la granulométrie des deux couches fusionnées.

La Figure 3.28 montre les résultats de la simulation tenant compte du phénomène de masquage avec l'équation 3.19. ω_M est fixé à 0,2, ce qui permet de mixer les traceurs lorsque leur couche est inférieure à 1 mm d'épaisseur. Cette épaisseur est bien inférieure au diamètre des traceurs, car l'épaisseur dans le modèle numérique est une épaisseur moyenne de la couche de traceurs sur la largeur du canal. Pour lisser la forme du dépôt dans cette simulation, on choisit $L_s = 1$ m. En tenant compte du masquage, on remarque que les traceurs ne se propagent plus en aval du canal (Fig. 3.28) contrairement aux simulations précédentes (Fig. 3.27). La masse de traceurs mixés étant très négligeable par rapport à la masse de la couche armurée, le mixage des deux populations donnera une granulométrie grossière représentative de celle d'une couche armurée. Par comparaison des Figures 3.27 et 3.28, on remarque que l'implémentation de la formule 3.19 limite aussi la progression des autres avancées, et permet d'être plus proche des résultats expérimentaux. La divergence observée de l'avancée F_{99} est due à une forte propagation des traceurs au début du calcul et qui est limitée au cours du calcul par le processus d'infiltration. La Figure 3.29 montre que la forme du dépôt est aussi mieux reproduite lorsque le masquage est pris en compte. La bosse observée à l'abscisse $x = 9$ m sur la forme du dépôt simulée est expliquée par la réitération de la fusion de la couche de traceurs avec la sous-couche au cours du calcul et qui a aboutit en une déformation non-physique de la géométrie. Il semble alors important d'introduire le facteur de porosité qui permettrait de limiter ce processus. On remarque cependant que la prise en compte de ce processus nécessite une distance de chargement légèrement plus grande pour lisser la forme du dépôt.

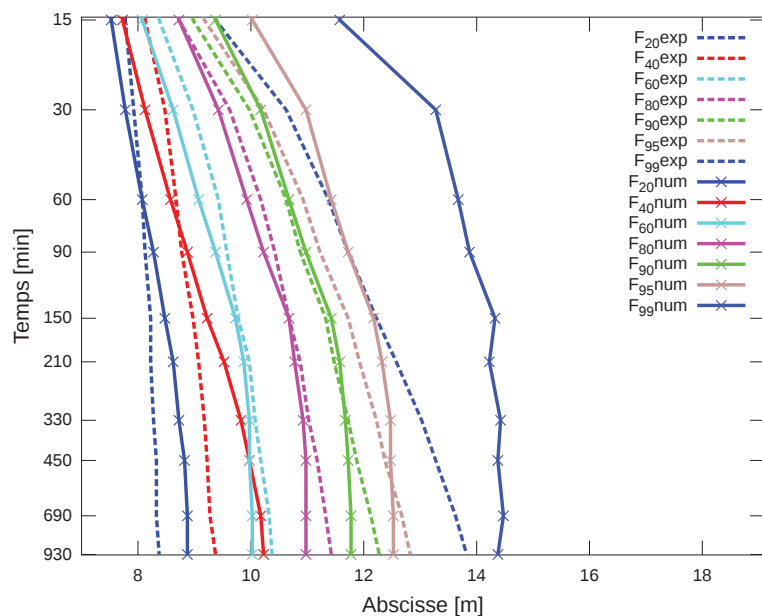


FIGURE 3.28 – Résultats des simulations avec implémentation du processus de masquage. Les paramètres de la simulation sont : loi de chargement de Meyer-Peter et Müller (1948), $L_s = 1$ m et $\omega_M = 0,2$

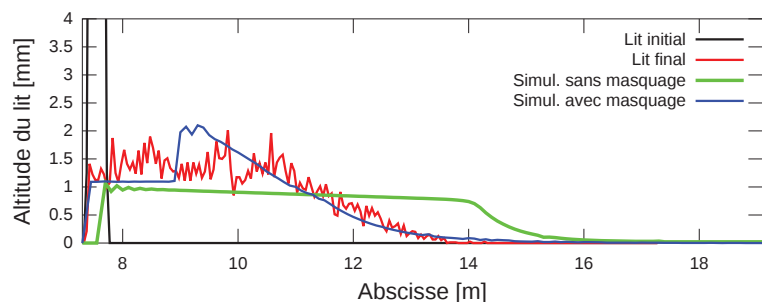


FIGURE 3.29 – Comparaison des formes de dépôt au temps final 930 min lorsque le masquage est pris en compte ou pas. Les simulations utilisent la loi de chargement de Meyer-Peter et Müller (1948). Dans la simulation sans prendre en compte le masquage, $L_s = 0,7$ m et dans celle intégrant le masquage, $L_s = 1$ m et $\omega_M = 0,2$

Conclusions sur le calage d'un transport sédimentaire sur lit armuré :

Dans la simulation utilisant la loi de capacité de Camenen et Larson (2005), les sédiments se propagent trop et il ne reste plus de sédiments dans le canal à la fin de la simulation numérique. L'utilisation de la distance de chargement $L_s = 0,7$ m permet de mieux reproduire l'étalement du dépôt dans les simulations utilisant la loi de chargement de Meyer-Peter et Müller (1948). Cependant, dans cette simulation et quels que soient les paramètres numériques de la modélisation, on remarque qu'au premier temps de calcul de la simulation ($t = 15$ minutes), les traceurs se diffusent jusqu'à l'aval du canal et une partie du dépôt de traceurs ne se trouve plus dans le canal. Cette propagation peut être expliquée par le fait que les interactions avec la couche armurée (effets de masquage

principalement) ne sont pas reproduites par le modèle. Les deux nouvelles équations 3.19 permettent de savoir si les traceurs peuvent être considérés comme masqués. Dans le cas où le système 3.19 est respecté, les traceurs sont mixés avec les sédiments de la couche sous-jacente, stoppant alors leur progression tout en conservant la granulométrie grossière de la couche armurée.

3.5 Conclusion sur les modifications apportées à RubarBE et les méthodes proposées

Les trois expériences physiques simulées nous permettent de relever les capacités du modèle mais aussi les limites et modifications à apporter pour simuler l'évolution des recharges sédimentaires. Dans les paragraphes suivants, les méthodes et implémentations qui seront utilisées dans les simulations du Vieux-Rhin sont décrites. Elles seront vérifiées sur le test InterReg dans la seconde partie de cette thèse.

3.5.1 Méthode de calage par étape des longueurs de chargement et d'ajustement

Le transport des sédiments conditionne la morphologie du lit. Ce transport étant sélectif, il engendre un tri granulométrique, induisant une décroissance granulométrique longitudinale.

Dans le modèle numérique RubarBE, la **distance de chargement** L_s permet de reproduire le retard spatial du mouvement sédimentaire vis à vis de l'écoulement. Lorsque $L_s > 0$, les variations de débit solide sont adoucies et la géométrie lissée. On remarque que les valeurs calées pour différents tests de laboratoire diffèrent en fonction du processus modélisé et des caractéristiques physiques du test (cf. simulations de cette section et celles de El Kadi Abderrezzak, 2006). Ainsi, cette distance de chargement est fonction de paramètres tels que la taille des sédiments, les formes du lit et la géométrie du canal. Il est alors nécessaire de caler cette longueur de chargement pour chaque cas simulé.

Les **distances d'ajustement** L_d et L_σ permettent d'ajuster le tri granulométrique. D'après Morris et Williams (1999), il apparaît que la distance d'ajustement L_d (équivalent à $1/\alpha_d$) est proportionnelle à la longueur du tronçon à l'équilibre² L_{eq} ; en outre $\alpha_\sigma < \alpha_d$, soit dans le modèle numérique RubarBE $L_\sigma > L_d$.

La méthode de calage proposée se fait en plusieurs étapes successives. En première approximation, et en l'absence de données déjà validées, on choisit $L_s = \Delta x$ et $L_d = L_\sigma = L_{eq}$. La distance de chargement L_s est calée pour reproduire la morphologie du lit, puis la décroissance de d_{50} est ajustée avec L_d , en conservant $L_d = L_\sigma$. Enfin, la décroissance de l'étendue granulométrique est reproduite en calibrant la longueur d'ajustement L_σ .

2. tronçon à l'équilibre : tronçon dans lequel l'écoulement est quasi uniforme sans apport extérieur liquide ou solide significatif, selon Morris et Williams (1999)

Les valeurs de L_d et L_σ sur le Vieux-Rhin seront évaluées à partir des données granulométriques dans la section 4.1.3. La distance de chargement L_s sera calée dans la simulation de la recharge InterReg de sorte à reproduire l'évolution morphologique de la recharge au cours de la crue de 2010 (cf. chapitre 5). Les distances de chargement et d'ajustement calées et validées seront alors utilisées dans les simulations du chapitre 6.

3.5.2 Implémentation de l'effet de masquage dans le logiciel RubarBE

La simulation du transport des traceurs sur le lit armuré révèle que le processus de masquage sédimentaire n'est pas reproduit dans le modèle numérique RubarBE. Par conséquent, les sédiments fins masqués par les grossiers dans l'expérience ne sont pas stoppés dans la simulation, et la propagation simulée n'est alors plus réaliste. La solution proposée est de mixer les sédiments fins avec la couche formée de sédiments grossiers dès que l'épaisseur des fines est inférieure à une limite fonction du coefficient ω_M (cf. Éq 3.19). La limite de cette méthode réside dans le fait que la fusion des deux couches peut aboutir en une modification de la géométrie, ce qui n'a plus de réalité physique. On propose en perspective d'introduire le paramètre de la porosité de la sous-couche pour pouvoir limiter ce processus numérique.

Pour valider le processus sur le Vieux-Rhin, cette implémentation sera utilisée dans les simulations de la recharge InterReg (cf. chapitre 5).

3.5.3 Modification de l'épaisseur de la couche active

Pour avoir une épaisseur de couche active cohérente avec sa granulométrie et « isoler » numériquement les sédiments de la couche armurée de ceux de la couche sous-jacente, on a implémenté la formule 3.18, inspirée de celle proposée par Van Niekerk *et al.* (1992).

Les simulations ont montré qu'une épaisseur de couche active croissante diminue l'épaisseur de l'érosion, et atténue les évolutions granulométriques.

PARTIE II

Simulation sur le Vieux-Rhin : de l'étude historique aux tests de redynamisation

4 Analyse des évolutions morphologiques le long du Vieux-Rhin

Les principales modifications topographiques du lit du Vieux-Rhin entre 1950 et 2009 sont des érosions régressives locales. À partir d'une méthode de calage basée sur la rugosité de zones de végétation, on met en évidence les effets du développement de la végétation et l'évolution de la géométrie sur la dynamique du lit. Les résultats numériques sont en accord avec les analyses géomorphologiques. Par exemple, au niveau des bouchons hydrauliques, les contraintes sont localement plus faibles à cause de l'élargissement du lit. Suite à cette modification de la dynamique du lit, on relève une zone de dépôt en aval de ces bouchons et le diamètre médian y est plus grossier. Entre deux aménagements, la diminution du diamètre médian est expliquée par le phénomène de tri granulométrique longitudinal. Ces résultats permettent également d'émettre quelques hypothèses sur la formation de la couche de pavage et les évolutions du lit futures.

4.1 Évolution du lit et développement de la végétation

Les topographies du Vieux-Rhin disponibles sont récapitulées dans l'annexe A. On nomme « profils de 1950 » la topographie datant de 1950 – 56. La réunion des profils de 1985 et 1993 constitue la topographie de 1990. Les profils de 2009 sont également utilisés dans les simulations numériques. Ces trois topographies du Vieux-Rhin sont associées aux zonages de la végétation (cf. annexe F). Pour 1950, on utilise le zonage de 1959 car celui effectué en 1949 – 1950 – 1951 ne prend pas en compte les végétations riveraines à cause d'un débit trop élevé. Les zonages de 1982, 1992 et 1998 sont associés à la topographie de 1990 et les zonages de 2008 à la topographie de 2009. Ces jeux de données permettent alors de relever l'évolution temporelle de la géométrie et celle de la végétation. À partir des données granulométriques réparties sur le linéaire, les tendances longitudinales sont estimées.

4.1.1 Évolution temporelle du lit

Le thalweg du lit est tracé pour les trois dates 1950, 1990 et 2009 sur la Figure 4.1. Le fond n'a pas une pente constante sur tout le linéaire et on remarque en particulier la chute (seuil) créée par

la barre rocheuse d'Istein (PK 177,7) et l'affouillement en aval de celle-ci sur les trois géométries.

L'étude de Dittrich *et al.* (2005) relève que durant la période de 1990 à 2009 et pour des crues de période de retour proche de 10 ans, le lit ne subit pas de fortes modifications. À la suite d'une forte crue telle que celle de 1999 d'une période de retour de 10 ans, le lit se restructure pour atteindre de nouveau une stabilité pratiquement maximale (Dittrich, 2010). Dans le rapport de Dittrich *et al.* (2005), la méthode de Günter (1971) est appliquée au Vieux-Rhin en se basant sur les relevés granulométriques des PKs 185,3, 191,2, 194,4 et 210,5. Les courbes granulométriques étant proches, les conclusions de cette étude sont que le lit du Vieux-Rhin est proche de la stabilité maximale, et que l'on ne peut pas s'attendre à des modifications majeures du lit du Vieux-Rhin. Dittrich (2010) a également mis en évidence une érosion régressive de certains rapides en comparant les cotes de fond de 1950 et 1993 (rectangle a de la Fig. 4.1). Dittrich (2010) analyse que les profondeurs des affouillements au PK 185,2 en 1950 et au PK 184,3 en 1990 sont les mêmes. Ainsi, pratiquement tous les sédiments provenant de l'érosion en 1990 ont comblé l'affouillement aval (Dittrich, 2010). Sur la Figure 4.1, trois autres zones en érosion régressive sont mises en évidence.

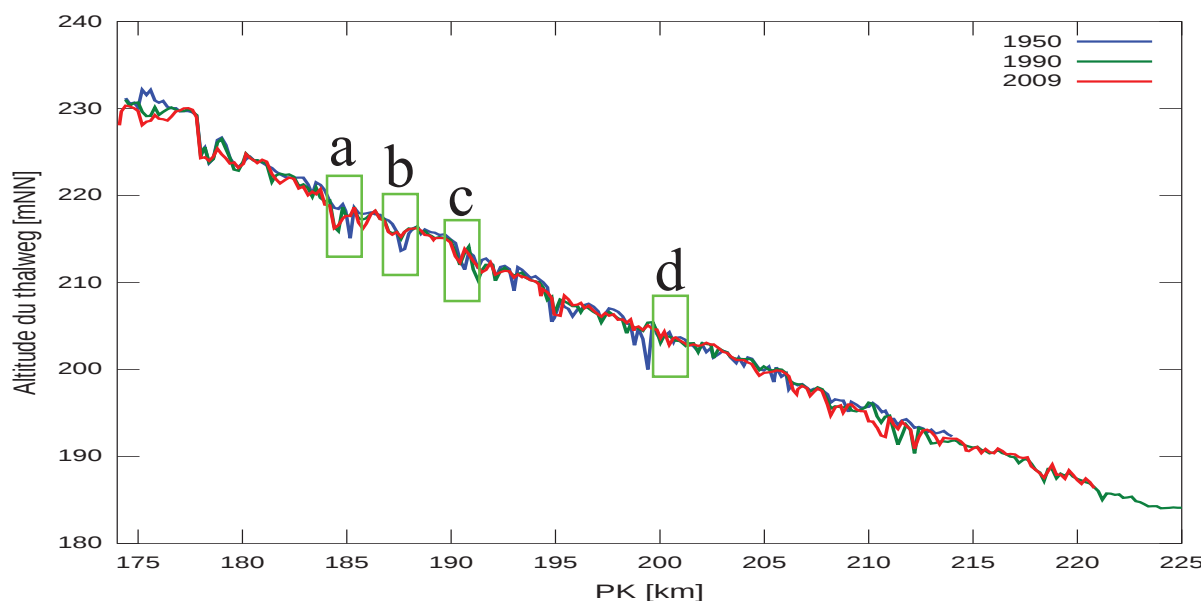


FIGURE 4.1 – Cote du fond minimum z_f (thalweg) pour les géométries : 1950 (bleu), 1990 (vert), 2008 (rouge). En aval du PK 214, les données ne sont pas disponibles pour toutes les géométries (cf. Annexe A). Les rectangles verts mettent en évidence quatre érosions régressives entre 1950 et 2009

Les profils en travers de 1950 et 2009 sont complétés par ceux de 1990 à proximité de Kembs (PK 174,1 à 174,4 et Breisach (cf. liste des profils en travers disponibles de l'Annexe A). On suppose qu'entre 1950 et 2009 la géométrie n'a pratiquement pas évolué à ces deux extrémités du Vieux-Rhin. En effet, Schoneboom *et al.* (2010) montrent que les plus fortes variations topographiques dans la partie amont du Vieux-Rhin sont dues à l'enfoncement du lit entre les PK 174,4 et 176,0 (barre d'Istein), qui est bien relevé sur nos géométries. Cette hypothèse est plus à nuancer dans

la partie aval, car la retenue de Breisach subit des dépôts de limons et boues (Schoneboom *et al.*, 2010). En l'absence de données, on ne tient pas compte de ces exhaussements. La pente moyenne du thalweg sur le Vieux-Rhin est calculée par régression linéaire des valeurs de thalweg de chaque section en travers. Cette pente moyenne calculée n'a alors pratiquement pas évolué au cours du temps, passant de 0,93‰ en 1950 à 0,92‰ en 1990 et 2009. Pour étudier l'évolution de la forme du thalweg sur le linéaire, le tronçon entier du Vieux-Rhin est divisé en quatre sous-tronçons délimités par des ouvrages hydrauliques et la barre d'Istein. L'écoulement dans ces tronçons n'est pas soumis à de fortes modifications de la géométrie telles que des chutes ou des bouchons hydrauliques et sont sans apport significatif extérieur d'un débit solide et/ou liquide. Selon Morris et Williams (1999), on peut les assimiler à des tronçons à l'équilibre :

- Tronçon équilibre 1, de la barre d'Istein (PK 177,7) au bouchon de Kembs (PK 180,1),
- Tronçon équilibre 2, du bouchon de Kembs (PK 180,1) au bouchon d'Ottmarsheim (PK 194,6),
- Tronçon équilibre 3, du bouchon d'Ottmarsheim (PK 194,6) au bouchon de Fessenheim (PK 211,9),
- Tronçon équilibre 4, du bouchon de Fessenheim (PK 211,9) à la retenue de Breisach (PK 224,8).

Le Tableau 4.1 montre qu'entre 1950 et 2009 le thalweg du lit devient de moins en moins concave et que le lit se creuse : les pentes entre les PKs 177,7 et 194,6 s'atténuent au cours du temps, pendant que celles entre les PKs 194,6 et 211,9 augmentent. La pente du tronçon du PK 211,9 à 224,7 ne peut pas être calculée précisément par manque de données (cf. Annexe A).

PK [km]	Pente moyenne [‰]		
	177,7-180,1	180,1-194,6	194,6-211,9
1950	1,33	1,01	0,83
1990	1,21	1,01	0,88
2009	1,15	1,00	0,92

TABLEAU 4.1 – Pentés moyennes du thalweg de trois tronçons à l'équilibre délimités par les bouchons hydrauliques, pour les années 1950, 1990 et 2009

Pour quantifier les changements verticaux entre 1950 et 1990 d'une part et entre 1990 et 2009 d'autre part, Schoneboom *et al.* (2010) et Arnaud *et al.* (2011) ont établi les bilans sédimentaires dans le lit mineur hydraulique durant ces deux périodes (cf. Annexe C.2.2). En cumulant ces évolutions verticales, ils ont proposé quatre tronçons fluviaux caractérisés par une tendance sédimentaire (Fig. 4.2) :

- Tronçon fluvial 1, du PK 174,400 à 193,800 : érosion,
- Tronçon fluvial 2, du PK 194,030 à 204,020 : faible dépôt,
- Tronçon fluvial 3, du PK 204,220 à 211,200 : forte érosion,
- Tronçon fluvial 4, du PK 211,400 à 220,400 : fort dépôt entre 1993 et 2008.

On remarque sur la Figure 4.2 que les tendances sédimentaires des « tronçons fluviaux » sont également liées aux localisations des bouchons hydrauliques. En effet, on relève que la zone amont du bouchon d'Ottmarsheim au PK 194,6 a une tendance à l'érosion alors qu'en aval la tendance sédimentaire est au dépôt. En amont du bouchon de Kembs, on retrouve une zone d'érosion, et en aval un faible dépôt localisé est également relevé. Entre 1993 et 2008, on retrouve ces mêmes tendances sédimentaires en amont et aval du bouchon de Fessenheim au PK 211,9. Le bouchon de Fessenheim n'étant pas présent en 1950, la tendance sédimentaire entre 1950 et 1993 est constante à proximité du bouchon.

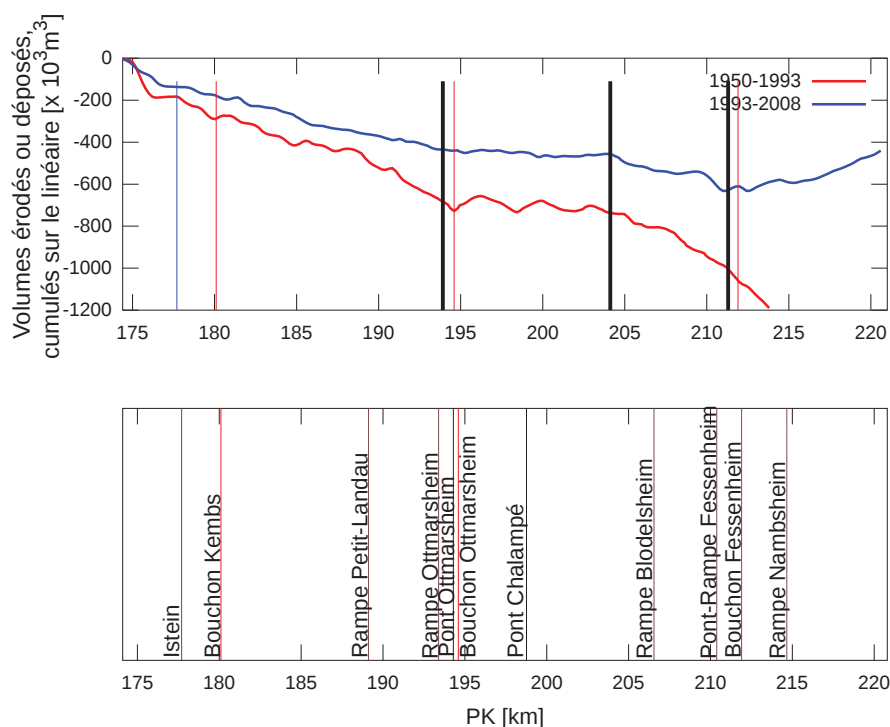


FIGURE 4.2 – Bilan sédimentaire d'Arnaud *et al.* (2011) entre 1950-1993 et 1993-2008 et délimitation par les traits noirs épais verticaux des quatre tronçons fluviaux ayant une tendance sédimentaire homogène. Les ouvrages hydrauliques et chutes sont également localisés

Dans les deux études EDF de Samie (2007) et El Kadi Abderrezzak (2010), la capacité de transport solide a été calculée à l'aide des formules de Meyer-Peter et Müller (1948) et Lefort (2007) (cf. Annexe C.1.2). Les tendances longitudinales en utilisant ces deux formules sont cohérentes avec les résultats du bilan sédimentaire : la capacité de transport est plus forte dans le tronçon 1 dit « à érosion » que dans les tronçons 2 et 3, puis devient négligeable en aval, zone de fort dépôt.

À partir du bilan sédimentaire entre Kembs et le bouchon de Fessenheim couplé avec le flux sédimentaire transitant par Kembs, Arnaud (2012) a calculé un budget sédimentaire entre 1990 et 2009 distinguant le transport par charriage et le transport en suspension (Fig. 4.3). Selon ce budget sédimentaire, les mouvements sédimentaires par charriage se produisent principalement dans le

lit mineur hydraulique et contribuent à environ 90% à l'érosion et à 100% à l'exhaussement dans cette partie du lit. Au contraire, les sédiments ayant une taille inférieure à 2 mm sont transportés en suspension et modifient principalement la morphologie du lit majeur hydraulique. Dans les simulations 1D du Vieux-Rhin entier avec le logiciel RubarBE, la granulométrie est caractérisée à l'aide des paramètres d_{50} et σ . Il est alors difficile de reproduire correctement les dépôts et érosions dans les deux lits. On s'attachera donc à simuler exclusivement le transport par charriage qui est prépondérant dans l'évolution morphologique du lit mineur hydraulique et qui contribue largement au tri granulométrique longitudinal.

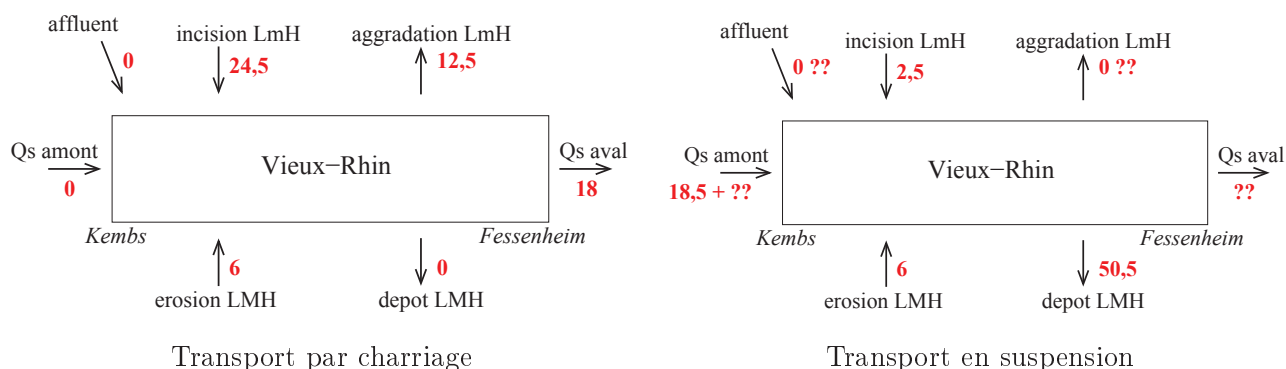


FIGURE 4.3 – Budget sédimentaire d'Arnaud *et al.* (2011) entre 1990 et 2009 distinguant le transport par charriage (gauche) et le transport en suspension (droite). Les flux sédimentaires sont en 10^3 m^3 sur 20 ans, et les données manquantes sont signalées par les points d'interrogation. Les termes LmH et LMH font respectivement référence au lit mineur hydraulique et au lit majeur hydraulique (cf. schéma 1.6 de la section 1.2.1)

4.1.2 Végétalisation et exhaussement des champs d'épis

Pour localiser les différentes occupations du sol sur le Vieux-Rhin, Arnaud (2012) a créé un zonage avec le logiciel SIG ArcGIS, chaque pixel d'une orthophoto étant caractérisé par sa rugosité et sa couleur. Ce zonage a permis de définir 11 classes qui sont énumérées dans le Tableau 4.2. Les épis sont également localisés sur les orthophotos. Une vue de dessus de la localisation de ces classes et des épis est présentée sur la Figure 4.4. Plus de précisions sur ce travail de zonage sont présentées à l'annexe F.

Localisation sur le lit	Nom des classes SIG
Lit mineur hydraulique	Lit mouillé
	Entrants (Affluent, buse)
	Substratum rocheux immergé
	Déconnexion temporaire
Lit majeur hydraulique	Arbres
	Buissons, Arbustes
	Herbacées
	Galets + végétation épars
	Enrochements
	Enrochements à vif de la digue de Tulla
	Routes, chemins, parking, bâti

TABLEAU 4.2 – Liste des différentes classes SIG du zonage définies par Arnaud (2012) sur le lit du Vieux-Rhin

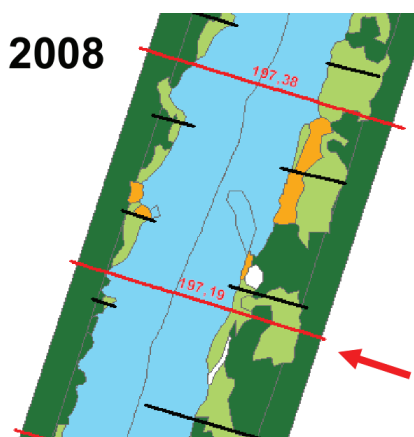


FIGURE 4.4 – Vue de dessus d’un zoom du zonage SIG d’Arnaud (2012) vers le PK 197. Les zones bleues correspondent au chenal principal, celles blanches aux barres rocheuses. Les zones à buissons et arbustes sont représentées en orange, les herbacées en vert clair et les arbres en vert foncé. Les épis sont localisés par les traits noirs, les traits rouges indiquant le PK (Source : Arnaud, 2012)

À partir du zonage SIG, Arnaud (2012) a mis en évidence la stratification de la végétation. Comme le montre la Figure 4.5a en partant du lit en eau et en remontant vers les digues du lit, on trouve en majorité les classes dans l’ordre suivant :

1. **herbacées** situées sur les bancs proches du lit en eau, les champs d’épis et présentes au premier plan de la Figure 4.5b,
2. fourrés alluviaux formés de **buissons et d’arbustes**, situés entre les bancs et les champs d’épis,

3. **arbres** classés en arbres à bois tendre, situés près les champs d'épis, et en arbres à bois durs, situés à proximité des digues de Tulla. Comme le montre la Figure 4.5c, la classe « arbres » n'inclut pas exclusivement des arbres car des plantes basses se développent à leur pied.

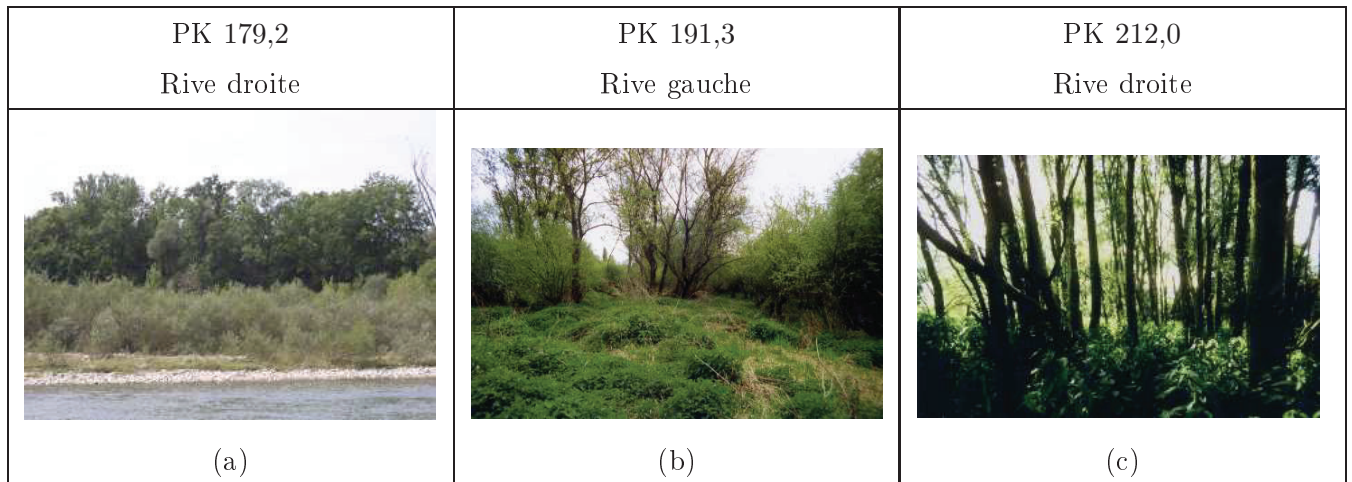


FIGURE 4.5 – Photographies de 2008-2010 de : a) la stratification de la végétation avec au premier plan le lit mineur hydraulique incluant le lit en eau et un banc de galets non végétalisé, puis des herbacées, plus loin des buissons et arbustes et au dernier plan des arbres, b) herbacées situées au premier plan de la photographie, sur la droite quelques buissons et arbustes, et des arbres au dernier plan, c) arbres situés à proximité du bouchon de Fessenheim (Source : Regina Ostermann-RPF et Andreas Dittrich-LWI)

Dans l'étude temporelle basée sur une analyse en plan de l'évolution de l'occupation du sol, Arnaud (2012) a mis en évidence une avancée de la végétation sur le lit en eau au cours du temps. La végétalisation se propage également de l'amont vers l'aval, et pourrait être due au transport des graines par l'écoulement.

Ce développement de la végétation induit une vitesse d'écoulement plus faible dans le lit majeur hydraulique provoquant la sédimentation des sédiments fins. La comparaison des rapports de Späth *et al.* (2003) et Späth *et al.* (2008) mesurant le développement de la végétation sur les champs d'épis montre que les sédiments fins sont piégés dans les zones végétalisées, provoquant l'exhaussement de ces zones et parfois une avancée de la berge sur le lit. Des résultats comparables sont trouvés dans Arnaud (2012). L'exhaussement du champ d'épis situé au PK 197,190 est représenté sur la Figure 4.6.

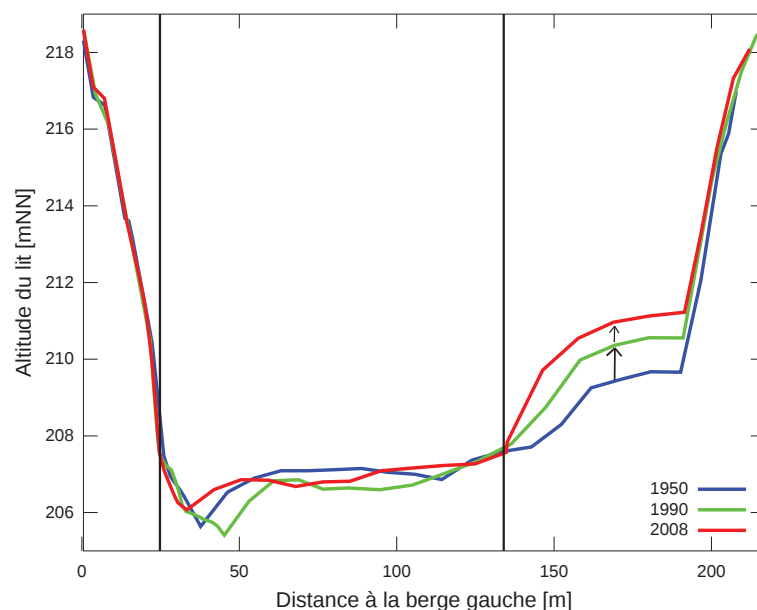


FIGURE 4.6 – Profil en travers mesuré au PK 197,190 montrant l'exhaussement du champ d'épis en rive droite entre 1950, 1990 et 2009 (flèches noires). Les droites verticales noires marquent la limite entre le lit mineur hydraulique non végétalisé et le lit majeur hydraulique végétalisé

4.1.3 Tri granulométrique longitudinal dans le lit mineur hydraulique pour les tronçons à l'équilibre

À l'échelle du Vieux-Rhin, on trouve une décroissance longitudinale du d_{50} , le diamètre médian ayant une taille proche de 120 mm en amont du Vieux-Rhin et qui décroît jusqu'à 70 mm en aval (Fig. 4.7). On remarque également sur la Figure 4.7 que le diamètre médian juste en aval des trois bouchons hydrauliques (ou au début des tronçons à l'équilibre 2, 3 et 4) est plus grossier localement, puis le diamètre médian diminue le long des tronçons à l'équilibre. Selon Dittrich (2010), le bouchon hydraulique d'Ottmarsheim au PK 194,6 a le plus fort impact sur la granulométrie, le diamètre médian passant de 87 mm en amont du bouchon à 123 mm en aval (Fig. 4.7). Les résultats sur le tronçon 1 ne sont pas exploitables par manque de données granulométriques. L'évolution du σ ne présente pas de tendance nette sur tout le linéaire. À partir de ces données, il est possible d'estimer les coefficients a_d de la loi de Sternberg (1875) et a_σ (Éq. 2.3 et 2.4 respectivement) pour chacun des tronçons.

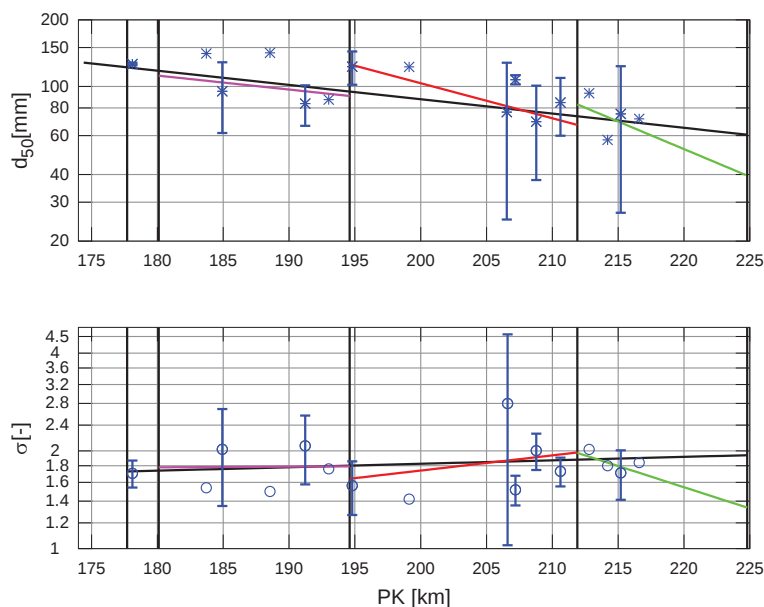


FIGURE 4.7 – Régressions longitudinales des évolutions du diamètre médian (d_{50}) et de l'étendue granulométrique (σ) pour le Vieux-Rhin entier (noir) et pour 3 des 4 tronçons à l'équilibre (2 : violet, 3 : rouge et 4 : vert) à partir des données granulométriques du LWI des sédiments situés à la surface dans le lit mineur hydraulique (cf. Annexe D). Pour plus de visibilité, les valeurs moyennes par PK sont présentées, les barres d'erreur indiquant l'écart-type de toutes les données disponibles par PK

Le Tableau 4.3 indique que $1/\alpha_d$ est du même ordre de grandeur que la longueur du tronçon à l'équilibre, comme montré par Morris et Williams (1999). Les valeurs de $1/\alpha_\sigma$ dans le Tableau 4.3 sont en majorité négatives, indiquant une augmentation longitudinale de l'étendue granulométrique qui ne traduit pas la réalité physique. Ces valeurs ne sont par conséquent pas interprétables car elles ne sont pas calculables correctement, σ variant trop peu par rapport à l'incertitude de mesure et à la variabilité des valeurs locales. Sur la Figure 4.8, on remarque que les valeurs de $1/\alpha_d$ et $1/\alpha_\sigma$ des quatre tronçons et du lit entier du Vieux-Rhin sont cohérentes avec les autres données expérimentales issues de la littérature. On retrouve cette même cohérence lorsque l'on choisit le tronçon entier du Vieux-Rhin (Fig. 4.8). Comme les simulations 1D englobent tout le Vieux-Rhin, on définit la longueur du tronçon à l'équilibre L_{eq} comme la longueur du Vieux-Rhin entre les barrages de Kembs et Breisach, ce tronçon à l'équilibre étant lui-même formé des quatre sous-tronçons à l'équilibre.

Tronçon	Longueur [km]	$1/\alpha_d$ [km]	$1/\alpha_\sigma$ [km]
Entier	51	67	-410
1	2	-10	1
2	15	69	-2100
3	17	27	-93
4	13	17	33

TABLEAU 4.3 – Coefficients $1/\alpha_d$ et $1/\alpha_\sigma$ des quatre tronçons à l'équilibre et du Vieux-Rhin entier calculés à partir des données granulométriques expérimentales mesurées par le LWI dans le lit mineur hydraulique (cf. Annexe D)

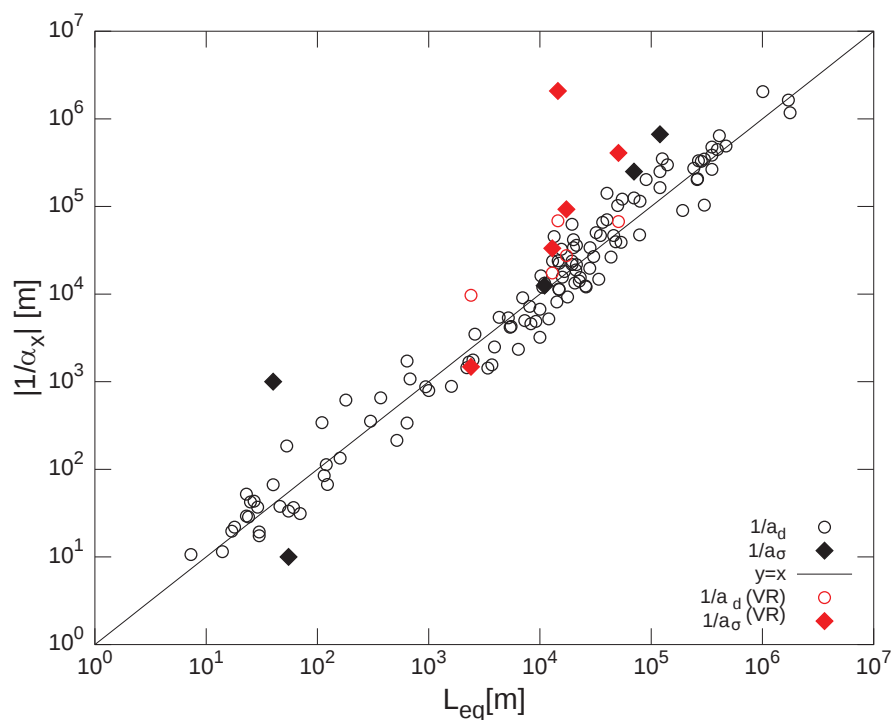


FIGURE 4.8 – Relation entre $|1/\alpha_d|$, $|1/\alpha_\sigma|$ et la longueur du tronçon à l'équilibre L_{eq} . Les coefficients en noir proviennent de la littérature ainsi que de Morris et Williams (1999) et ceux en rouge marqués VR sont les résultats sur le Vieux-Rhin

Dans le modèle numérique 1D et conformément au calage proposé dans la section 3.5.1, les distances d’ajustement L_d et L_σ seront reliées à la longueur du tronçon à l’équilibre $L_{eq} = 50$ km. On choisit $L_d = L_{eq} = 50$ km et $L_\sigma = 2 \times L_{eq} = 100$ km, cette dernière valeur traduisant la décroissance longitudinale pratiquement nulle du paramètre σ .

4.2 Méthodologie de calcul de la rugosité moyenne du lit majeur hydraulique

Le calage de la rugosité proposé s’appuie sur le zonage de la végétation d’Arnaud (2012). La cohérence de ce calage est évaluée sur le linéaire du Vieux-Rhin, et d’autres méthodes de calage sont comparées (cf. Annexe I).

4.2.1 Objectifs de la méthode

Plusieurs auteurs ont proposé de définir la rugosité de la végétation du lit majeur hydraulique à partir des caractéristiques de la végétation. Cependant, les méthodes proposées nécessitent de nombreux traitements de données et n’ont jamais été utilisées sur un tronçon de rivière d’une dizaine de km. Par exemple, Forzieri *et al.* (2010) mesurent par LiDAR et imagerie des paramètres de la végétation. Ces paramètres permettent ensuite d’estimer la rugosité de la végétation à l’aide de modèles tels que ceux de Davenport *et al.* (2000), Cobby *et al.* (2001) ou Straatsma et Middelkoop (2007) (cf. Forzieri *et al.*, 2010). Cependant, ces rugosités estimées sont très étendues pour un type de végétation, induisant de nombreuses classes de rugosités. La modélisation 1D de Forzieri *et al.* (2010) n’est pas calibrée avec précision, la station de jaugeage de Fornacina sur le site d’étude n’étant pas opérationnelle. Par la suite, cette méthode est utilisée dans Forzieri *et al.* (2011) sur un site de 3 km de long et aboutit à des résultats satisfaisants. Cependant, elle n’a jamais été appliquée sur un tronçon plus long.

L’objectif de cette nouvelle méthode est de définir un calage basé sur la description de l’occupation du sol sur tout le Vieux-Rhin (≈ 50 km). Ce zonage est effectué pour plusieurs années entre 1950 et 2010 par Arnaud (2012) à partir d’une orthophoto du Vieux-Rhin (Tab. F.1). En raison de la stratification de la végétation dans le lit majeur hydraulique, les rugosités des zones de végétation homogène sont calées avec des lignes d’eau de débit permanent, ces différentes valeurs de débit submergeant progressivement les zones de végétation. Lorsque les lignes d’eau ne sont pas disponibles pour caler le modèle, cette méthode est utilisée pour estimer la rugosité à partir du zonage de la végétation. Cela permet de simuler la ligne d’eau des années 1950 et 1990 et de relever les évolutions entre ces dates. En outre, contrairement au calage basé sur les coefficients fixes par

lit $K_{s,m}$ et $K_{s,M}$, cette méthode permet de simuler les hauteurs d'eau cohérentes avec les débits transitoires d'un hydrogramme, et obtenir des résultats de calcul hydraulique plus réalistes.

4.2.2 Calcul d'une rugosité composée sur une section en travers

La Figure 4.9 montre une coupe transversale schématique du Vieux-Rhin avec la stratification des trois différents types de végétation :

- Herbacées,
- Buissons et arbustes,
- Arbres.

Pour obtenir les deux rugosités dans les deux lits majeurs hydrauliques (LMH Gauche et LMH Droite sur la Figure 4.9) et une rugosité dans le lit mineur hydraulique (LmH), il est nécessaire de combiner les différentes zones de rugosité homogène.

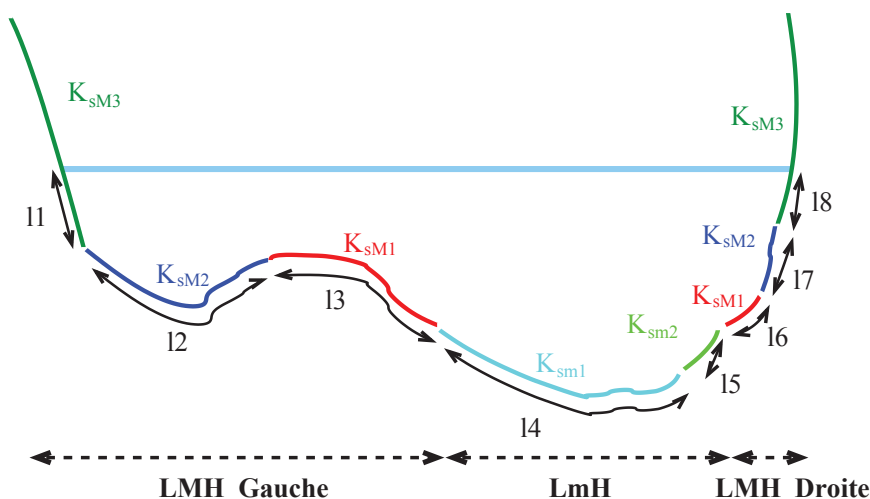


FIGURE 4.9 – Coupe transversale schématique de la stratification de la végétation sur le Vieux-Rhin. LMH est le lit majeur hydraulique végétalisé et LmH le lit mineur hydraulique. Le périmètre mouillé de chaque zone i est indiqué par les longueurs l_i

Des équations de rugosité composée présentées à l'annexe B, on retient seulement les équations basées sur la conservation de la masse et celles basées sur la conservation de la quantité de mouvement. L'équation de Manning (1891) est systématiquement utilisée pour simplifier cette équation de base :

$$J = \frac{U^2}{K_s^2 R_h^{4/3}} \quad (4.1)$$

avec J : pente de la ligne de charge, U : vitesse moyenne de l'écoulement, K_s : rugosité composée et R_h : rayon hydraulique.

L'intégration d'équations simplificatrices de la répartition des paramètres hydrauliques dans la section en travers aboutit à une équation reliant les $K_{s,i}$ locaux à une valeur de rugosité composée K_s

(cf. Annexe B). Les formules validées pour une configuration de lit particulière ne sont pas retenues. Dans le logiciel RubarBE, les limites entre chaque sous-section d'un lit composé sont verticales. Dans ce cas, le calcul des aires des sous-sections n'est pas forcément réaliste. Par conséquent, on ne retient pas les formules basées sur les aires des sous-sections. Il est également souhaitable que les variables utilisées dans la formule finale soient déjà calculées sous RubarBE. C'est le cas pour le périmètre mouillé qui est calculé lors du calcul des contraintes avec la MPC (Khodashenas et Paquier, 1999). Les formules de rugosité composées simples ne nécessitant pas de calculs trop longs sont à privilégier. On choisit alors les trois formules de Pavlovskii (1931), Horton (1933) et Felkel (1960) qui respectent bien les critères énoncés précédemment. La formule finale est alors :

$$K_s = \left(\sum_{i=1}^n P_{m,i} K_{s,i}^l / P_m \right)^{1/l} \quad (4.2)$$

avec l : paramètre permettant de sélectionner l'équation :

- pour $l = -2$ donne l'équation Pavlovskii (1931),
- pour $l = -3/2$ donne l'équation Horton (1933),
- pour $l = 1$ donne l'équation Felkel (1960).

L'étude de sensibilité de la formule utilisée est présentée à l'annexe G.1 et montre que l'écart des résultats est inférieur à l'incertitude du calage. La formule finale utilisée par la suite est celle de Horton (1933). La sensibilité du calcul hydraulique à la densité de points du profil en travers est étudiée dans l'annexe G.2. Les différences de cote d'eau simulées pour différentes densités de points sont également inférieures à l'incertitude du calage. On cherchera alors à optimiser le temps de calcul des simulations en prenant une densité de points raisonnable, de l'ordre de 50 points par tronçon en travers.

4.2.3 Calage des valeurs de rugosité

Les lignes d'eau utilisées sont récapitulées dans le Tableau I.1. Comme les dates de relevé de ces cotes d'eau ne sont pas toutes connues, on suppose négligeable l'effet hydraulique de la variabilité saisonnière de la végétation. Le calage se fait par étapes successives :

1. la rugosité du lit mineur hydraulique et des herbacées situées à proximité de chenal principal est calée pour le débit de $150 \text{ m}^3/\text{s}$. Pour des débits plus faibles, les pertes de charges dues aux formes du lit augmentent la rugosité. Dans ce manuscrit, nous ne cherchons pas à reproduire ces pertes de charge singulières. Par conséquent, les débits inférieurs à $150 \text{ m}^3/\text{s}$ ne seront pas calés.
2. le débit de $680 \text{ m}^3/\text{s}$, permet de caler la classe des buissons-arbustes, cette végétation étant majoritairement immergée.

3. la cote d'eau atteint pratiquement toutes les classes de végétation pour un débit de 1 430 m³/s, mais seule la partie basse des arbres est en eau. La rugosité de la classe des arbres est calée.
4. pour un débit de 3 020 m³/s, toutes les zones sont complètement submergées. Le calage des différentes zones est confirmé avec cette ligne d'eau.

Le Tableau 4.4 récapitule les principales caractéristiques des paramètres de la végétation et les coefficients de Strickler K_s calés pour chaque type de végétation. Ces ordres de grandeur sont cohérents avec les données de la littérature (Chow, 1959; Pender *et al.*, 2002; Forzieri *et al.*, 2010), ainsi qu'avec l'estimation de la méthode CES¹ du Tableau 4.4 (Mc Gahey et Samuels, 2009). Le coefficient de Strickler du lit mineur hydraulique est estimé entre 29 et 32 m^{1/3}/s avec la formule de Strickler (1923) :

$$K_{s,g} = \frac{21}{d_{50}^{1/6}} \quad (4.3)$$

Le coefficient de Strickler calé pour le lit mineur hydraulique vaut 40 m^{1/3}/s. Cette valeur est supérieure aux valeurs trouvées avec la formule de Strickler (1923). Cela est cohérent car la structure des galets du pavage (carapace) n'est pas prise en compte avec l'équation 4.3 et peut diminuer la rugosité du fond.

Végétation		Arbres	Buissons-Arbustes	Herbacées
Caractéristiques	Hauteur [m]	> 4	2 à 4	0 à 2
	Diamètre Tige/tronc [cm]	> 8 – 10	< 8 – 10	1 – 2
	Flexibilité	rigide	flexible	flexible
	Densité de feuillage	assez dense	très dense	assez dense
Fourchette des K_s - CES [m ^{1/3} /s]		7 – 14	14 – 29	29 – 40
K_s calé dans la simulation 1D [m ^{1/3} /s]		8	18	35

TABLEAU 4.4 – Description des différents types de végétation du zonage SIG, fourchette de coefficients de Strickler (K_s) estimés avec la méthode du CES et coefficients de Strickler calés dans le modèle numérique 1D

4.2.4 Validation de la méthode basée sur la végétation

L'incertitude sur la ligne d'eau calée à partir de la végétation est comparée avec celle de la ligne d'eau simulée avec $K_{s,m} = 35$ m^{1/3}/s et $K_{s,M} = 15$ m^{1/3}/s. Cette incertitude du calage de la ligne d'eau est quantifiée avec l'erreur relative moyenne RE et l'erreur absolue moyenne AE calculées par les formules :

$$RE = 1/n \sum_i^n \left(\frac{|c_{mes,i} - c_{calc,i}|}{h_{mes,i}} \right) \quad (4.4)$$

1. Conveyance Estimation System (Système d'estimation de la débitance)

$$AE = 1/n \sum_i^n |c_{mes,i} - c_{calc,i}| \quad (4.5)$$

avec $c_{mes,i}$: cote d'eau mesurée, $c_{calc,i}$: cote d'eau calculée, $h_{mes,i}$: hauteur d'eau mesurée et n : nombre de sections en travers. Comme les débits des hydrogrammes que nous simulons sont supérieurs à $150 \text{ m}^3/\text{s}$, nous n'analysons pas les débits inférieurs.

On remarque sur la Figure 4.10 que le calage basé sur la végétation est globalement plus précis que le calage avec $K_{s,m} = 35$ et $K_{s,M} = 15 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.

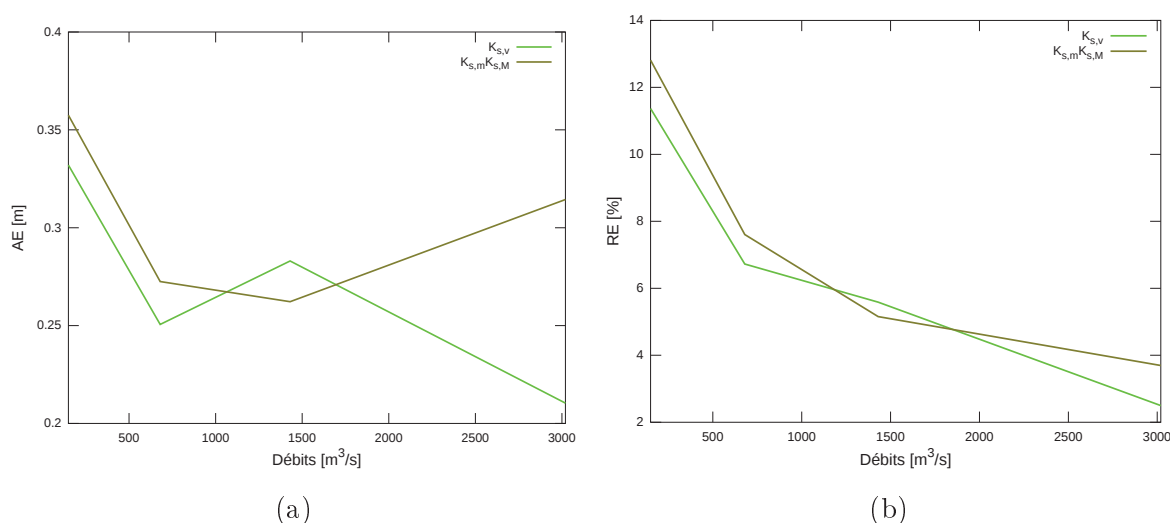


FIGURE 4.10 – Comparaisons des a) : erreurs absolues moyennes (AE) et b) : erreurs relatives moyennes (RE) sur les niveaux d'eau simulés en utilisant le calage basé sur la végétation $K_{s,v}$ ou avec le calage $K_{s,m} = 35$ et $K_{s,M} = 15 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$

On estime que le calage le plus précis est celui présenté à la section I.4 de l'Annexe I. Pour ce calage, les rugosités des lits hydrauliques mineur ($K_{s,d,m}$) et majeur ($K_{s,d,M}$) sont calés pour différents débits. Cependant, ce calage ne peut pas être utilisé pour la simulation d'une chronique de débits transitoires, car les coefficients de Strickler ne peuvent pas être modifiés au cours de la simulation. Sur la Figure 4.11, on compare les K_s calés avec cette méthode avec ceux résultant de la méthode de calage basée sur la végétation, une valeur moyenne sur le Vieux-Rhin étant calculée pour le lit mineur hydraulique $K_{s,v,m}$ et le lit majeur hydraulique $K_{s,v,M}$ pour différents débits. On trace également les valeurs constantes $K_{s,m} = 35$ et $K_{s,M} = 15 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ sur la Figure 4.11. Ainsi, le calage basé sur la végétation permet d'obtenir des rugosités du lit majeur hydraulique qui varient avec le débit et les coefficients de Strickler $K_{s,v,M}$ sont trouvés proches des rugosités $K_{s,d,M}$ pour les débits 150, 1430 et 3020 m^3/s . Pour le débit 680 m^3/s , on remarque que les deux rugosités sont plus éloignées. Cela peut s'expliquer par une submersion trop importante dans le modèle numérique des zones « Buissons et Arbustes » pour ce débit. Pour les trois méthodes de calage comparées sur

la Figure 4.11 et pour des débits supérieurs à 150 m³/s, on trouve pratiquement la même rugosité dans le lit mineur, ce qui conforte la cohérence des différents calages dans le lit mineur.

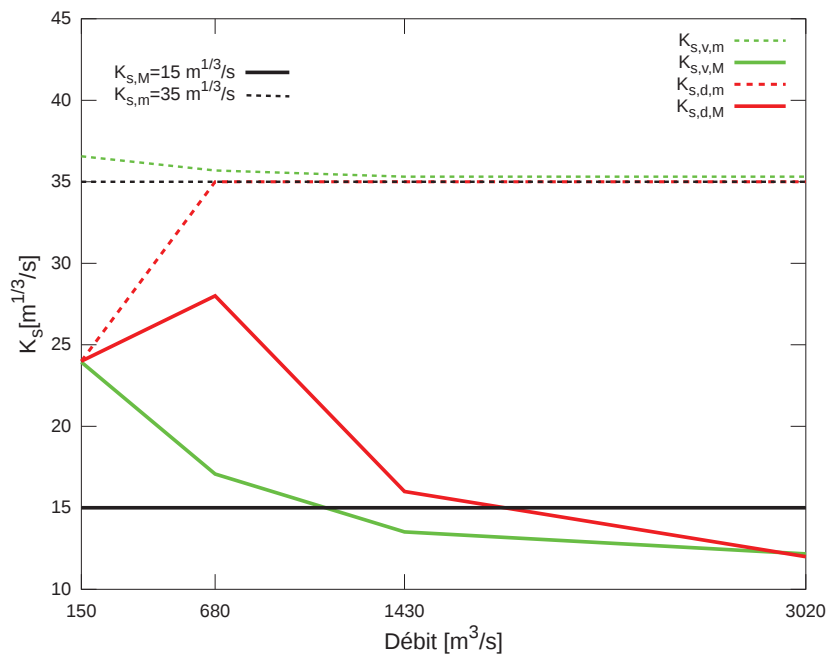


FIGURE 4.11 – Comparaison des rugosités $K_{s,v,m}$ et $K_{s,v,M}$ du calage basé sur la végétation, des rugosités $K_{s,d,m}$ et $K_{s,d,M}$ calés pour différents débits et des rugosités constantes $K_{s,m} = 35$ et $K_{s,M} = 15$ m^{1/3}/s

Les lignes d'eau calées avec les coefficients de Strickler du Tableau 4.4 sont décrites sur la Figure 4.12. Il n'y a pas d'écart important ponctuel entre les cotes d'eau mesurées et les lignes d'eau simulées, indiquant que le calage est cohérent sur tout le linéaire du Vieux-Rhin. Les différences de cote d'eau résiduelles peuvent éventuellement être dues à l'évolution de la densité de la végétation qui n'est pas prise en compte dans le zonage.

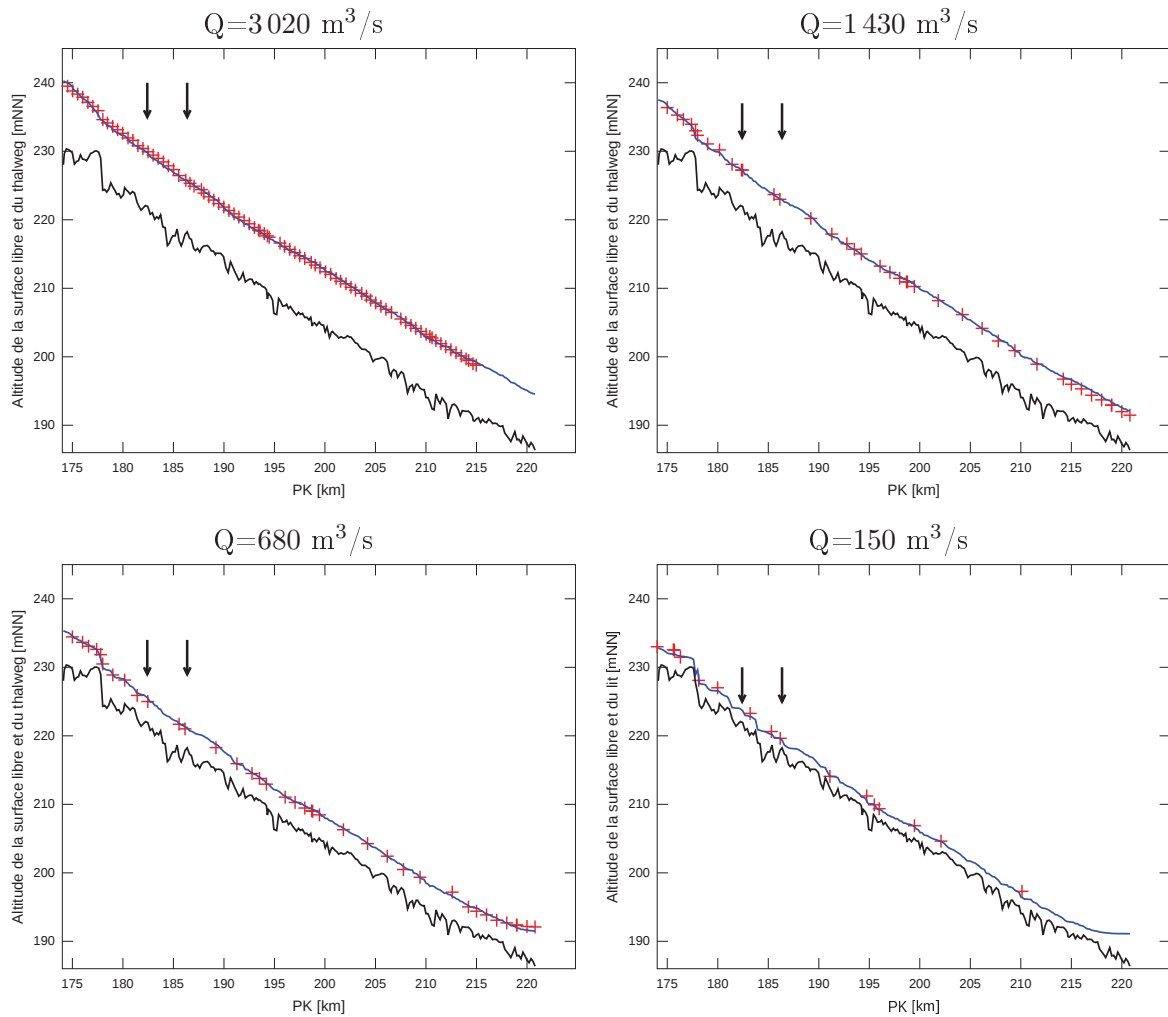


FIGURE 4.12 – Lignes d’eau simulées et calées avec la végétation pour les débits 150, 680, 1 430 et 3 020 m^3/s . Les croix rouges représentent les données de cote d’eau utilisées pour caler le modèle numérique et le site InterReg est délimité par les deux flèches verticales noires

Les rugosités longitudinales des lits mineur et majeur hydrauliques sur la Figure 4.13 sont cohérentes avec la configuration du lit. Par exemple, la rugosité au niveau des rampes est trouvée faible car ces aménagements ne sont pas végétalisés et ont une géométrie simple (cf. Figure 1.10b). Cette évolution est aussi relevée mais de façon plus faible au niveau des ponts sur la Figure 4.13. Les hausses de rugosité du lit mineur hydraulique sont expliquées par la présence de bancs centraux végétalisés, comme à proximité du PK 175. Ce type de banc est aussi présent vers les bouchons hydrauliques, comme on peut le remarquer sur la Figure 1.10 des bouchons d’Ottmarsheim. Les bancs alternés végétalisés localement comme ceux à proximité du PK 185 ou 200 induisent aussi une diminution du K_s .

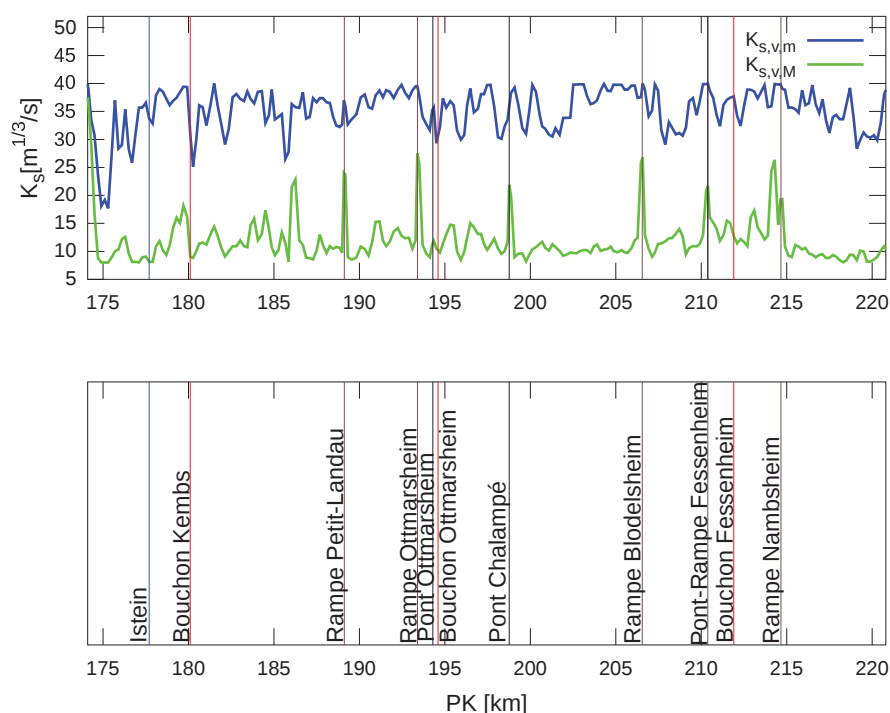


FIGURE 4.13 – Rugosité composée issue du calage avec la végétation sur le lit mineur hydraulique ($K_{s,v,m}$) et le lit majeur hydraulique ($K_{s,v,M}$) de la géométrie de 2009 sur le linéaire du Vieux-Rhin. Le débit de la simulation est $3020 \text{ m}^3/\text{s}$. Les repères symbolisés par des traits rouges verticaux indiquent la localisation des bouchons hydrauliques, les traits marrons verticaux situent les rampes et le trait bleu localise la barre rocheuse d'Istein

4.3 Apport de la modélisation 1D sur la compréhension de la dynamique du Vieux-Rhin

Le calage basé sur la végétation permet de simuler la dynamique du lit pour 1950, 1990 et 2009. À partir de cette méthode de calage, on peut distinguer les effets dus à la végétation de ceux dus à la géométrie et aux sédiments du lit. Ces résultats permettent alors d'émettre des hypothèses quant au développement du pavage.

4.3.1 Comparaison des simulations de 1950, 1990 et 2009

Les simulations de 1990 et 1950 utilisent respectivement les géométries de 1985-1993 et celles de 1950-1956 (cf. Annexe A). Pour 1990, comme la description de l'occupation du sol date de 1991-1992 et ne recouvre pas tout le linéaire, le zonage de 1997-1998 y est associé entre les PKs 208 et 212. La description du sol pour les simulations de 1950 date de 1956-1959. Les coefficients de Strickler calés pour chaque type de végétation sont imposés. Les hauteurs d'eau simulées sont moyennées sur chaque section en travers, ainsi que sur les différents PKs du Vieux-Rhin. Ces hauteurs d'eau moyennes pour

chaque débit calé à l'aide du zonage de la végétation sont comparées pour les trois simulations 1950, 1990 et 2009 dans le Tableau 4.6. Les différences de hauteurs d'eau moyennes des géométries de 1990 et 2009 sont probablement dues à la proportion d'arbres plus importante dans le zonage de 1990 que dans celui de 2009 (Arnaud, 2012). En effet, ces différences sont particulièrement notables pour des débits supérieurs à 680 m³/s pour lesquels la végétation de type « arbres » commence à être submergée. Cependant, les différences de cote d'eau entre 2009 et 1990 sont inférieures à l'erreur absolue du calage de la ligne d'eau de 2009 (Fig. 4.10). Ce résultat est cohérent car les données de cote d'eau pour le calage sont mesurées entre 1990 et 2009 (cf. Annexe I.1). Cela nous permet également de confirmer que le calage basé sur la végétation peut être utilisé sur des zonages antérieurs. Les hauteurs d'eau moyennes de 1950, globalement plus faibles qu'en 1990 et 2009, peuvent être expliquées par la végétation qui ne s'est pas encore développée (Tab. 4.6).

Débit [m ³ /s]	1950	1990	2009
20	1,23	1,29	1,26
30	1,34	1,42	1,37
60	1,58	1,70	1,62
90	1,77	1,93	1,83
105	1,85	2,02	1,92
120	1,92	2,13	2,00
150	2,06	2,30	2,16
680	3,48	4,25	4,01
1 430	4,75	5,95	5,73
3 020	6,77	8,60	8,34

TABLEAU 4.6 – Hauteurs d'eau simulées pour les années 1950, 1990 et 2009, et moyennées transversalement sur chaque section en travers et longitudinalement sur les PKs du Vieux-Rhin. Le calage est basé sur le zonage de la végétation

4.3.2 Méthode d'analyse des résultats des simulations 1D

La superposition linéaire des contraintes a été proposée par Meyer-Peter et Müller (1948) et Einstein (1950), la contrainte totale étant la somme de la contrainte de référence du lit et des contraintes additionnelles telles que celles dues aux formes du lit (Yen, 2002). Pour analyser l'effet de la végétation sur la contrainte dans le lit mouillé, on propose alors la formule :

$$\tau_{moy,t} = \tau_{moy,v} + \tau_{moy,g} \quad (4.6)$$

avec $\tau_{moy,t}$: contrainte moyenne calculée lorsque l'effet de la végétation est pris en compte, $\tau_{moy,v}$: excès de contrainte moyenne dû à la végétation et $\tau_{moy,g}$: contrainte moyenne due à la rugosité de forme et aux sédiments du lit. Les contraintes $\tau_{moy,t}$ et $\tau_{moy,g}$ proviennent de simulations d'un débit permanent de $3020 \text{ m}^3/\text{s}$ calé précédemment. Pour $\tau_{moy,t}$, la végétation est prise en compte via la méthode de calcul de rugosité composée proposée à la section 4.2.2, et pour $\tau_{moy,g}$, la rugosité est constante dans le lit et vaut celle du lit mineur hydraulique non végétalisé. On en déduit alors la valeur de $\tau_{moy,v}$ avec $\tau_{moy,v} \geq 0$. Les calculs des simulations pour les années 1950, 1990 et 2009 permettent alors de relever l'effet de la végétation ($\tau_{moy,v}$) et celui de la géométrie et des sédiments ($\tau_{moy,g}$) au cours du temps.

4.3.3 Répartition de la contrainte totale sur le linéaire

On remarque sur la Figure 4.14 que les contraintes moyennes totales $\tau_{moy,t}$ tirées du calcul avec la géométrie de 2009 sont en accord avec les résultats du bilan sédimentaire d'Arnaud (2012) entre 1993 et 2008 (cf. section 4.1) : les tronçons avec une tendance à l'érosion sont simulés plus dynamiques avec des contraintes plus fortes que celles des tronçons avec dépôt. Ces résultats numériques nous confortent alors sur la pertinence du calage du modèle et du calcul numérique.

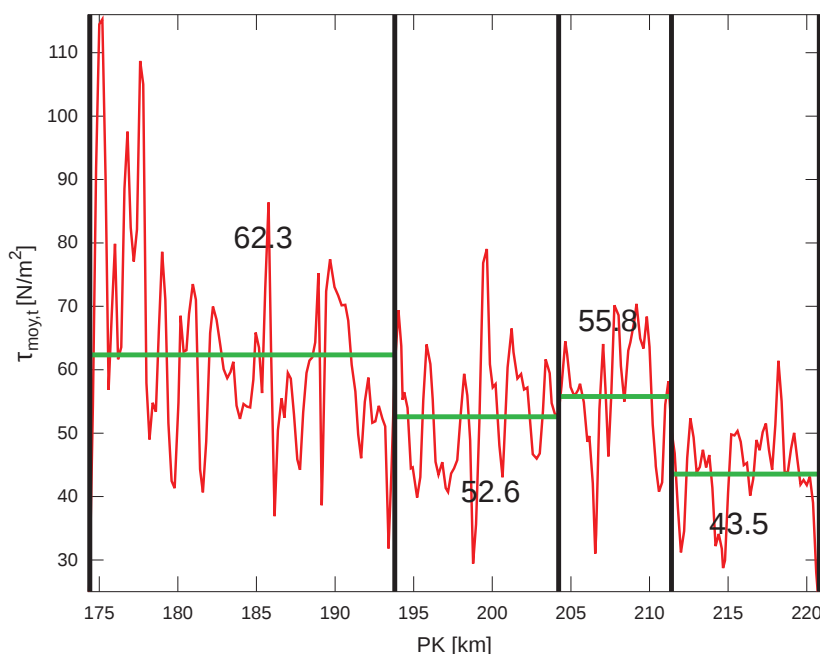


FIGURE 4.14 – Contraintes simulées totales et moyennées sur le lit mouillé $\tau_{moy,t}$ calculées sur la géométrie de 2009 avec $Q = 3020 \text{ m}^3/\text{s}$. Les quatre tronçons fluviaux délimités par Arnaud (2012) sont distingués et les traits vert horizontaux représentent la contrainte moyenne dans un tronçon dont la valeur est également indiquée dans chaque tronçon

4.3.4 Effet du développement de la végétation (1950-1990-2010)

Le Tableau 4.7 montre que la contrainte moyenne totale pour un débit de 3020 m³/s augmente entre 1950 et 1990/2010. La contrainte moyenne totale semble être majoritairement due à l'effet de la géométrie et de la rugosité du fond pour les trois dates. L'effet de la végétation est le plus fort pour 1990 et le moins fort pour 1950, ce qui est cohérent selon le développement de la végétation mis en évidence par Arnaud (2012).

	1950	1990	2009
$\tau_{moy,t}$ [N/m ²]	44,8	55,6	54,9
$\% \tau_{moy,g}$	≈ 100	79	82
$\% \tau_{moy,v}$	≈ 0	21	18

TABLEAU 4.7 – Contraintes moyennes totales $\tau_{moy,t}$ calculées pour un débit de 3020 m³/s avec les géométries de 1950, 1990 et 2009, et leur répartition entre $\tau_{moy,v}$ représentant l'effet de la végétation et $\tau_{moy,g}$ représentant principalement l'effet de la forme du lit et des grains du lit

Selon la Figure 4.15, les contraintes représentatives de l'effet de la végétation sont plus fortes pour 1990 que pour les autres dates. Cela peut s'expliquer par la plus forte présence d'arbres sur la rive française dans les années 90, alors qu'en 1950 les arbres sont pratiquement inexistantes sur le linéaire (Arnaud, 2012). En effet, les pics de $\tau_{moy,v}$ pour les simulations de 1990 tels que celui au PK 190,4, celui au PK 201,3 ou celui au PK 218,9 sont associés à la présence exclusive d'arbres sur la rive gauche. De plus, la végétation prise en compte entre les PKs 208 et 212,2 date de 1997-1998. Dans ce zonage la proportion d'arbres est majoritaire par rapport aux autres végétations (Arnaud, 2012). Il subsiste en outre une incertitude sur la localisation et la date des tailles de la végétation en rive droite qui induiraient une baisse de la rugosité. Selon Späth *et al.* (1997), les seules interventions répertoriées datent des années 60 et 80 et sont locales, mais il se peut que d'autres aient eu lieu depuis.

On remarque sur la Figure 4.15 que les bouchons hydrauliques de Kembs (PK 180,1) et d'Ottmarsheim (PK 194,6) induisent une diminution continue dans le temps de la contrainte moyenne $\tau_{moy,g}$. Le bouchon de Fessenheim (PK 211,9) n'est pas présent sur la géométrie de 1950, mais son effet sur $\tau_{moy,g}$ est remarquable pour les géométries de 1990 et 2009. La construction des rampes entre 1950 et 1990 est corrélée avec une forte dévégétalisation, $\tau_{moy,v}$ diminuant fortement à proximité des rampes. La barre rocheuse d'Istein induit une forte valeur de $\tau_{moy,g}$ quasiment constante au cours du temps et n'est pratiquement pas végétalisée.

La Figure 4.15 montre que les champs d'épis se végétalisent progressivement entre 1950 et 2009. $\tau_{moy,v}$ est calculée plus faible en 1990 pour les épis de Rheinweiler Kleinhems et Hartheim que pour les épis de Ottmarsheim et Fessenheim. Cela peut s'expliquer par les coupes à blanc effectuées

4. Analyse des évolutions morphologiques le long du Vieux-Rhin

entre 1967 et 1969 (Späth *et al.*, 1997). L'analyse des évolutions de $\tau_{moy,v}$ et $\tau_{moy,g}$ à proximité des champs d'épis ne permet pas de déterminer l'ordre des processus de végétalisation d'une part et d'exhaussement associé à l'avancement de la berge sur le lit en eau d'autre part. Cette incertitude peut être due aux coupes à blanc localisées des années 60 qui ont faussé la succession végétale naturelle. Une analyse temporellement plus détaillée est alors nécessaire pour relever l'ordre des deux processus.

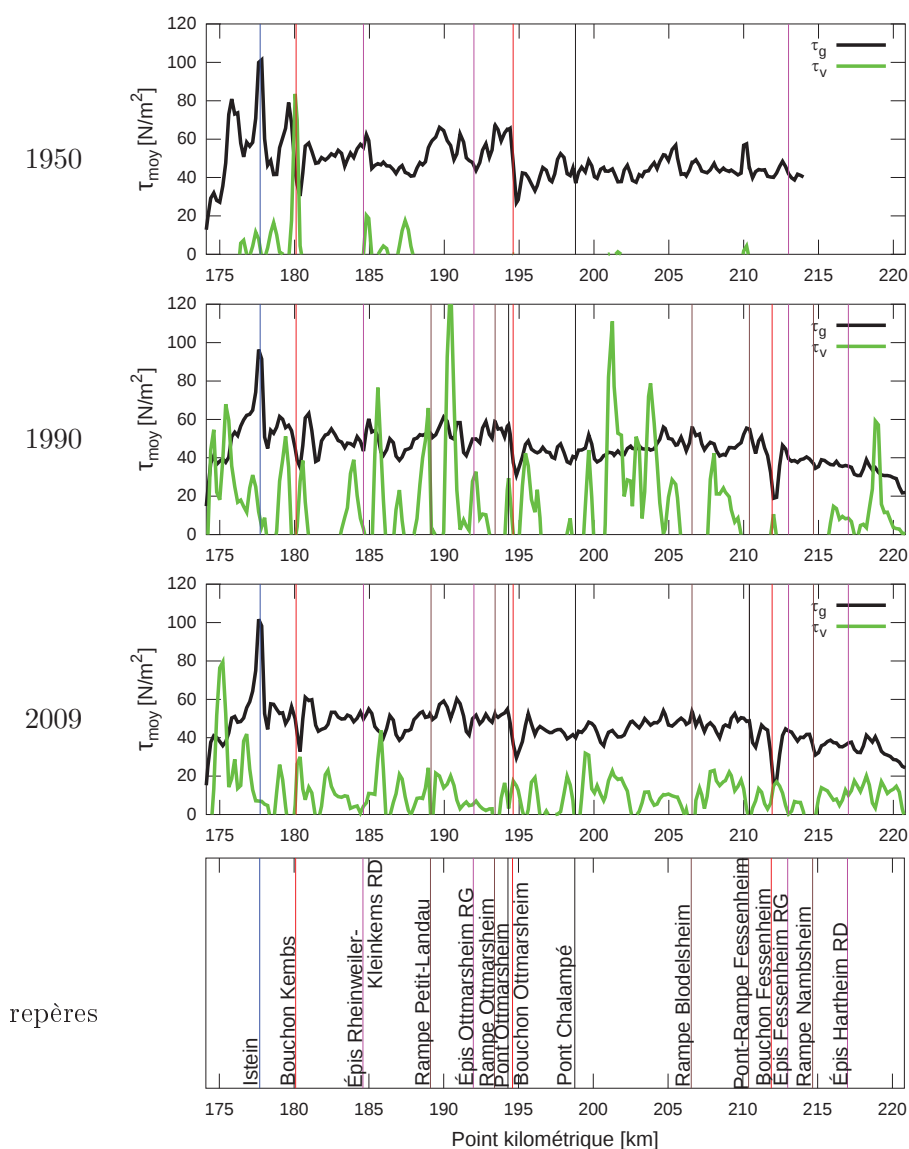


FIGURE 4.15 – Contraintes moyennes sur le section en travers simulées pour un débit de $3020 \text{ m}^3/\text{s}$ et représentant l'effet de la végétation (τ_v) et celui de la géométrie et des sédiments (τ_g) le long du Vieux-Rhin pour les trois géométries 1950, 1990 et 2008. Le début des bouchons hydrauliques est repéré par un trait rouge vertical et la barre d'Istein par le trait bleu. Les rampes et ponts sont localisés avec un trait noir et les sections caractéristiques pour étudier les évolutions des champs d'épis selon Späth *et al.* (1997, 2003, 2008) sont indiquées en magenta

Selon la Figure 4.15, les valeurs de $\tau_{moy,v}$ semblent plus homogènes pour les simulations de 2009 que pour celles de 1990 et 1950. En effet, pour ces deux dernières, l'évolution de $\tau_{moy,v}$ sur le linéaire ressemble plus à des dents de scie. On en déduit alors que la végétation en 2009 est présente de façon quasi homogène sur tout le linéaire, et seuls les aménagements tels que les rampes ne sont pas végétalisés. Cette hypothèse de végétation homogène sur le linéaire, déduite des résultats numériques, est en accord avec les résultats d'Arnaud (2012) sur la proportion de chaque type de végétation par PK le long du Vieux-Rhin.

4.3.5 Évolution de la dynamique des lits majeur et mineur hydrauliques

Lorsque la végétation est prise en compte dans le modèle numérique, alors la rugosité du lit majeur hydraulique est augmentée et cela induit une augmentation du rayon hydraulique et une diminution de la vitesse d'écoulement. Selon le Tableau 4.8 la répartition du débit est aussi modifiée : la prise en compte de la végétation augmente le débit dans le lit mineur hydraulique.

	LmH	LMH
Avec végétation	87%	13%
Sans végétation	80%	20%

TABLEAU 4.8 – Proportion des débits simulés distribués entre le lit mineur hydraulique (LmH) et le lit majeur hydraulique (LMH) lorsque la végétation est prise ou pas en compte. La simulation se base sur la géométrie de 2009 et un débit permanent de 3 020 m³/s

Pour estimer l'effet de la végétalisation sur la morphologie du lit, les contraintes efficaces (cf. section 2.3.2) sont calculées dans le lit mineur hydraulique $\tau_{eff,m}$ et le lit majeur hydraulique $\tau_{eff,M}$. Comme les données granulométriques de 1950 et de 1990 ne sont pas disponibles, on utilise celles de 2010 pour les trois dates. Dans le lit mineur hydraulique, le diamètre médian évolue avec le PK (cf. section 4.1.3). Pour estimer le diamètre médian dans lit majeur hydraulique, on se base sur les relevés granulométriques de la couche supérieure du lit (cf. annexe D.2). La moyenne arithmétique des diamètres médians mesurés nous donne $d_{50} \approx 15$ mm. Sur la Figure 4.16, la prise en compte de la végétation dans les simulations de 1950 a tendance à diminuer les contraintes efficaces dans les lits mineur et majeur hydrauliques. Dans les simulations de 1990 et 2009, lorsque le lit majeur hydraulique (LMH) est végétalisé, les contraintes efficaces y sont moins fortes. Au contraire, la prise en compte de la végétation augmente les contraintes efficaces localement dans le lit mineur. Les valeurs de la contrainte efficace simulée sur la Figure 4.16 diminuent dans le lit majeur hydraulique et augmentent légèrement dans le lit mineur hydraulique entre 1950 et 2009. Cette évolution peut également être expliquée par le développement de la végétation entre ces deux dates.

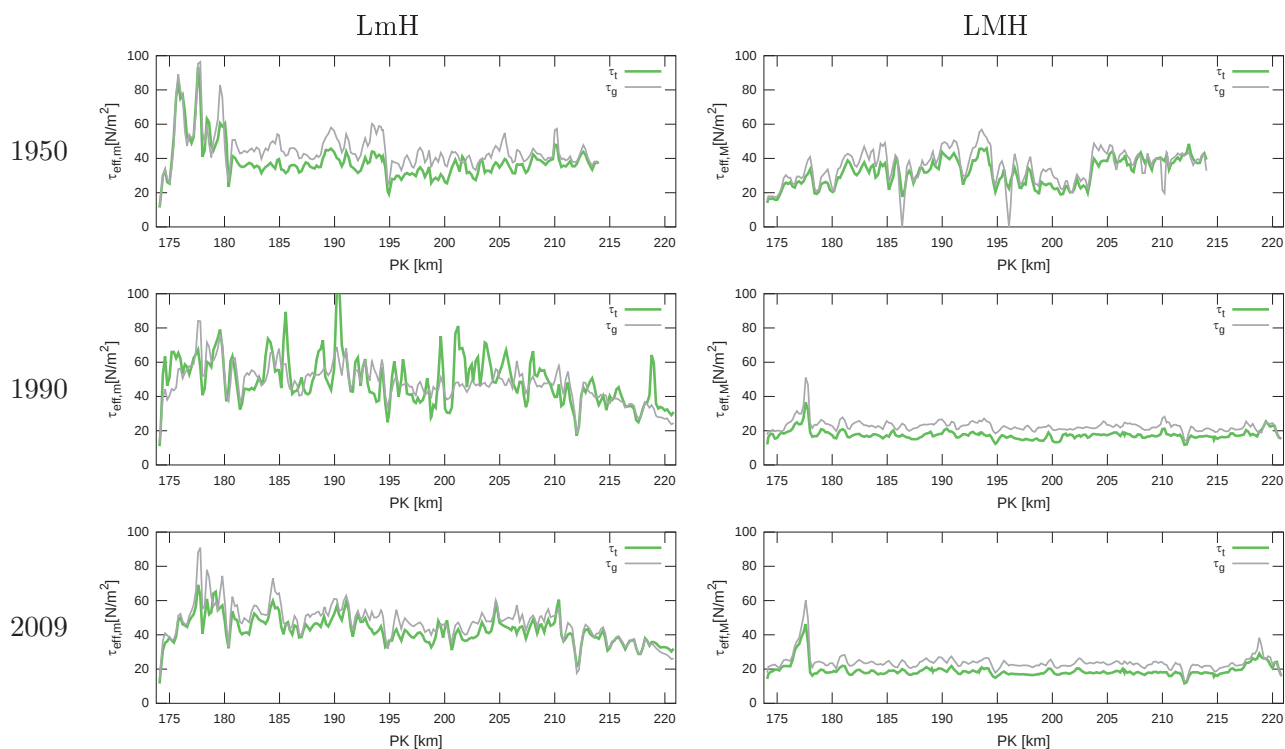


FIGURE 4.16 – Contraintes efficaces simulées le long du Vieux-Rhin lorsque la rugosité imposée dans le lit majeur est basée sur le zonage de la végétation (τ_t) ou lorsque la rugosité du lit majeur vaut celle du lit mineur (τ_g). Le débit de la simulation vaut $3020 \text{ m}^3/\text{s}$, les résultats simulés dans le lit mineur hydraulique (LmH, à gauche) et le lit majeur hydraulique (LMH, à droite) sont distingués

Lorsque la végétation est prise en compte dans les simulations, le débit est augmenté dans le lit mineur hydraulique (Tab. 4.8) et les contraintes efficaces y sont plus fortes localement. L'écoulement est alors plus concentré dans le lit mineur hydraulique lorsque le lit majeur hydraulique est végétalisé.

Selon la Figure 4.17, les contraintes dans le lit mineur hydraulique sont globalement plus fortes en 1990 et 2009 qu'en 1950. Comme le lit s'est fortement incisé entre les années 1830-1950, on suppose que le développement du pavage a pu commencer à ce moment. On peut également faire l'hypothèse que la granulométrie de la couche de fond est devenue plus grossière par tri sélectif entre les années 1950 et 1990, le lit s'étant légèrement modifié durant cette période (cf. section 4.1.1). Puis entre 1990 et 2009, le pavage s'est probablement structuré pour former la carapace protectrice actuelle car l'évolution du lit est plus faible entre ces deux dates (cf. section 4.1.1).

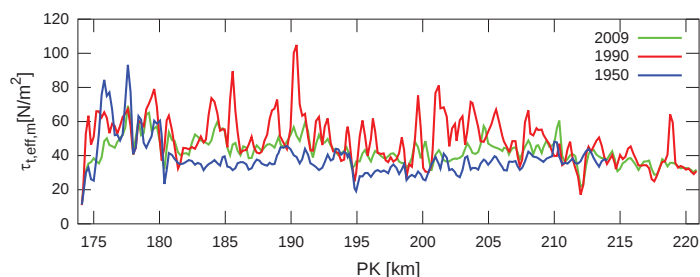


FIGURE 4.17 – Comparaison des contraintes efficaces totales dans lit mineur hydraulique $\tau_{t,eff,m}$ lorsque l'effet de la végétation est pris en compte pour les trois géométries disponibles. Le débit des simulations est $3\,020\text{ m}^3/\text{s}$

Les éventuelles évolutions futures du lit concerneront alors principalement le lit majeur hydraulique, le lit mineur hydraulique étant globalement stable. Si la charge amont des sédiments transportés en suspension ne diminue pas, on peut s'attendre à ce que les champs d'épis s'exhaussent encore. La végétation en 2009 étant présente de façon homogène sur tout le linéaire, on peut supposer que la végétalisation de l'amont vers l'aval mise en évidence par Arnaud (2012) est pratiquement terminée aujourd'hui. On peut également présumer une diminution des surfaces végétalisées due à l'augmentation du débit réservé, la hausse du niveau d'eau induisant une diminution de la surface des bancs de graviers et des milieux terrestres pionniers (ECOTEC et ILN, 2005).

4.4 Synthèse du chapitre

4.4.1 Spécificité du lit du Vieux-Rhin

Le lit du Vieux-Rhin a une pente faible de 1‰ et devient de moins en moins concave au fil du temps. La division du lit en quatre sous-tronçons fluviaux met en évidence des zones de même tendance sédimentaire. Une autre division proposée divise le Vieux-Rhin au niveau des aménagements modifiant fortement l'écoulement, c'est-à-dire les chutes, bouchons hydrauliques et barrages. Ces deux divisions sont liées entre elles : juste en aval des bouchons hydrauliques, les relevés topographiques et granulométriques indiquent un exhaussement local du lit et une granulométrie plus grossière. Le tri granulométrique longitudinal qui s'est développé au fil des années a donc été influencé par la construction de ces aménagements. La décroissance granulométrique qui est observée de nos jours dans ces tronçons à l'équilibre semble liée à la longueur du tronçon.

Une section en travers peut être divisée en deux parties distinctes :

- Le lit mineur hydraulique non végétalisé qui est fixe et stable.

Le développement de la végétation a tendance à concentrer l'écoulement dans ce lit. Le transport sédimentaire s'effectue majoritairement par charriage. L'apport sédimentaire amont est négligeable, et le transport sélectif des galets du lit induit une décroissance granulométrique

longitudinale. Aujourd'hui, ce transport sélectif est présent localement sur le Vieux-Rhin seulement au cours des crues morphogènes telles que celle de 1999 (cf. section 2.3.5).

- Le lit majeur hydraulique végétalisé qui s'exhausse au fil du temps.

Le transport sédimentaire en suspension et le développement de la végétation facilite la sédimentation (sables et fines).

Les éventuelles évolutions futures devraient concerner principalement le lit majeur hydraulique, le lit mineur étant pratiquement fixe.

4.4.2 Apport du calage basé sur la végétation

Cette nouvelle méthode de calage permet de distinguer les rugosités des deux berges et de définir une rugosité cohérente avec l'occupation du sol. Cela n'était pas possible avec les méthodes précédentes qui affectaient une rugosité fixe aux lits mineur et majeur hydrauliques (cf. Annexe I). À partir du calage de la rugosité de différentes occupations du sol, on peut réutiliser ces valeurs calées pour estimer la rugosité d'une occupation du sol passée, et l'intégrer dans un modèle numérique. Pour les années 1950, 1990 et 2009, l'utilisation de cette méthode dans les calculs numériques a montré que le niveau d'eau a augmenté au fil des années, en partie à cause de la végétalisation.

La distinction des contraintes dues à la géométrie et aux sédiments de celles dues à la végétation a mis en évidence l'impact des aménagements. Les contraintes au niveau des bouchons hydrauliques sont fortement diminuées, à cause de l'élargissement de la géométrie et de la dévégétalisation suite à leur construction. On remarque également que l'effet de la végétation est plus homogène sur le linéaire du Vieux-Rhin en 2009 qu'en 1990 et 1950. En amont et en aval des aménagements, la végétation se développe fortement.

Ce développement de la végétation induit une concentration de l'écoulement dans le lit mineur hydraulique, provoquant de fortes contraintes dans ce lit. L'armurage a dû se développer entre les années 1830 et 1950. À partir des contraintes efficaces simulées au cours du temps, on fait l'hypothèse que le pavage a fini de se développer et de se structurer entre 1950 et 1990, car bien que l'écoulement soit concentré dans le lit mineur hydraulique, celui-ci ne subit pas d'érosion sensible durant cette période. Puis le pavage entre 1990 et 2009 est pratiquement statique, et les fortes crues comme celle de 1999 d'une période de retour 10 ans a seulement déstabilisé le pavage localement, celui se restructurant par la suite Dittrich (2010).

Évaluation des simulations sur le test de recharge sédimentaire InterReg

Les relevés expérimentaux ont indiqué que la crue de 2010 d'une période de retour d'environ un an a emporté une bonne partie du banc créé par le test de recharge sédimentaire InterReg. Les simulations numériques 1D et 2D ont correctement reproduit les effets de la crue sur le banc, et ont mis en évidence le processus prédominant d'érosion latérale. La modélisation numérique a indiqué que le premier pic de crue a eu un effet important sur l'érosion, et qu'un banc avec de fortes pentes latérales favorise sa mobilisation. Dans les modélisations 1D et 2D, la propagation longitudinale des sédiments est légèrement sur-estimée, et la diffusion latérale sous-estimée. Les lignes de courant simulées avec le modèle 2D sont cohérentes avec les positions des relevés PIT-Tags, et confirment le processus d'érosion latérale du banc.

5.1 Suivi du test de recharge, de l'injection à la crue de 2010

5.1.1 Création du banc

Sur le site test InterReg, la création d'un banc de sédiments a été réalisée au début du mois de décembre 2010. Les sédiments de ce banc InterReg sont issus de décaissements IRP (cf. annexe D.1). La mise en place du banc a consisté à transporter des sédiments par camion, tandis qu'une pelleteuse les a déposés de l'amont vers l'aval en respectant la forme trapézoïdale du banc (cf. Fig. 1.12). Lorsque tout le linéaire a été créé, la pelleteuse est repassée sur le banc de l'aval vers l'amont en tassant les sédiments. Sur les bords du décaissement d'où proviennent les sédiments de l'injection, la granulométrie présente une stratification verticale (cf. Annexe D.1). Cependant, nous ne disposons d'aucune information sur la disposition de ces différentes granulométries dans le banc injecté. Selon les photographies de la Figure 5.1, il semblerait que les sédiments aient été mélangés de façon homogène dans le banc.

La distribution granulométrique des sédiments du banc InterReg représentée sur la Figure 5.2 est bi-modale. À partir des relevés volumiques effectués par le RPF sur la zone de décaissement, le diamètre médian de la population sédimentaire totale est estimé à environ 21 mm et l'étendue granulométrique atteint 6,6. Cette étendue granulométrique élevée est due à la forte présence de

sable, comme on peut aussi le remarquer sur les photographies de la Figure 5.1. Les deux paramètres d_{50} et σ ne sont alors pas représentatifs de la distribution granulométrique bi-modale. À partir des relevés granulométriques effectués par le CNRS avec la méthode de Wolman modifiée (Arnaud, 2012), le diamètre médian vaut 25 mm. Les granulométries du RPF et du CNRS sont assez cohérentes, car la méthode surfacique de Wolman (1954) a tendance à sous-estimer les sédiments les plus fins et donc sur-estimer la granulométrie.



FIGURE 5.1 – Granulométrie du banc InterReg : (a) photographie du dessus du banc ; (b) photographie du flanc du banc, la flèche bleue indiquant le sens de l'écoulement (Source : David Béal - CNRS)

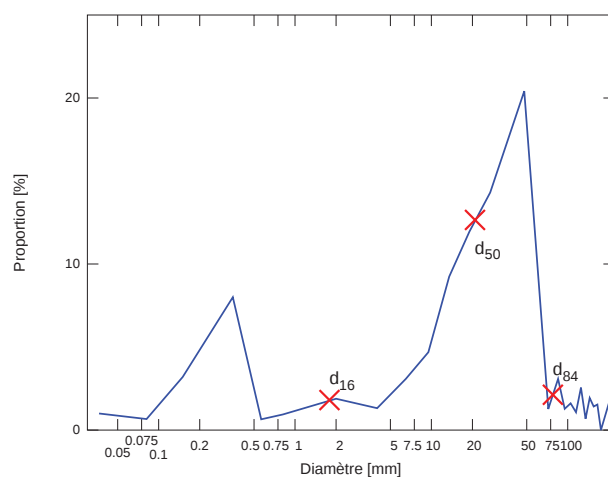


FIGURE 5.2 – Distribution granulométrique des sédiments du banc InterReg avec les diamètres caractéristiques d_{16} , d_{50} et d_{84} repérés par une croix rouge. Ces données proviennent des relevés volumique du RPF (cf. Annexe D)

5.1.2 Suivi géomorphologique du banc

Le suivi du site test InterReg a été effectué par le CNRS. Il consiste en des relevés topographiques avant l'injection sédimentaire (État 0), juste après (État 1) et après la crue environ annuelle morphogène de décembre 2010 (État 2). Pour estimer le déplacement des sédiments du banc, 1 500 PIT-Tags ou transpondeurs passifs ont été placés (Fig. 5.3a) dans des galets provenant du banc. Comme les informations sur les galets tracés se limitent à la taille de l'axe b^1 au centimètre près et à leur masse, les diamètres caractéristiques de la population ont été calculés à partir d'une loi reliant ces deux paramètres (Tab. 5.1). Ces galets ont ensuite été positionnés au-dessus et sur la partie haute des flancs du banc par paquets de 50 environ.

Paramètre granulométrique	d_{10}	d_{16}	d_{25}	d_{50}	d_{75}	d_{84}	d_{90}
Valeur [mm]	47	50	55	71	93	105	114

TABLEAU 5.1 – Diamètres caractéristiques des PIT-Tags (Données : Fanny Arnaud - CNRS). On calcule $\sigma = 1,5$

Pour localiser les PIT-Tags après la crue, deux types d'antenne ont été utilisés : l'antenne tractée par bateau pour localiser les PIT-Tags dans le chenal en eau (Fig. 5.3b) et l'antenne manuelle utilisée sur les bancs et dans les zones d'eau peu profondes (Fig 5.3c). On note que lorsque les galets tracés sont trop enfouis, ou lorsque plusieurs galets se trouvent dans le champ de l'antenne, celle-ci ne les détecte pas.

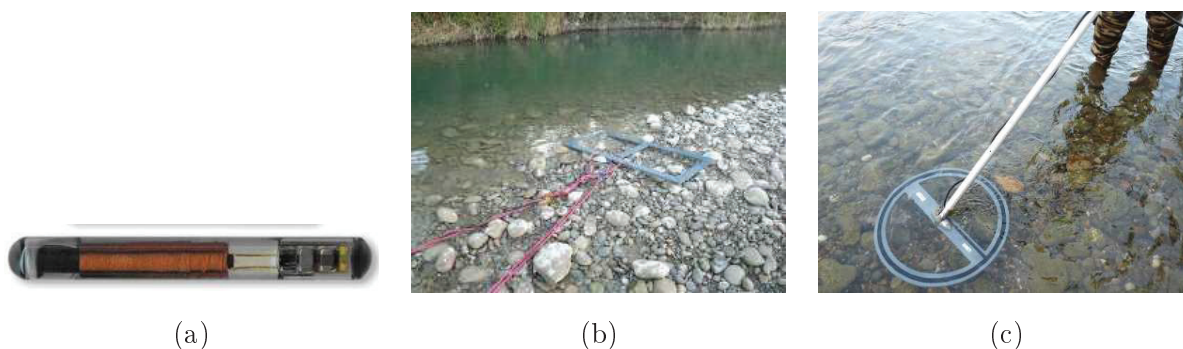


FIGURE 5.3 – Photographies : a) d'un PIT-Tag (transpondeur passif) mesurant environ 2 cm de long, b) de l'antenne tractée par bateau et c) de l'antenne manuelle (Source : David Béal - CNRS)

5.1.3 Hydrogramme de la crue de 2010 et impact sur le banc

La crue de 2010 est survenue 15 jours après la création du banc. La chronique de débit utilisée est celle mesurée par le WSA à la station Rheinweiler (Fig. 5.4). La crue de 2010 a duré du 7 au 11 décembre, soit plus de 4 jours. On observe trois principaux pics de crue sur la Figure 5.4 :

1. Les axes a , b et c représentent respectivement la longueur, la largeur et l'épaisseur d'un galet avec $a \geq b \geq c$.

5. Évaluation des simulations sur le test de recharge sédimentaire InterReg

1. le 7 décembre, $Q = 1\,060 \text{ m}^3/\text{s}$ avec une montée de crue rapide,
2. le 8 décembre, $Q = 705 \text{ m}^3/\text{s}$,
3. le 9 décembre, $Q = 1\,140 \text{ m}^3/\text{s}$ qui est le débit maximal de la crue.

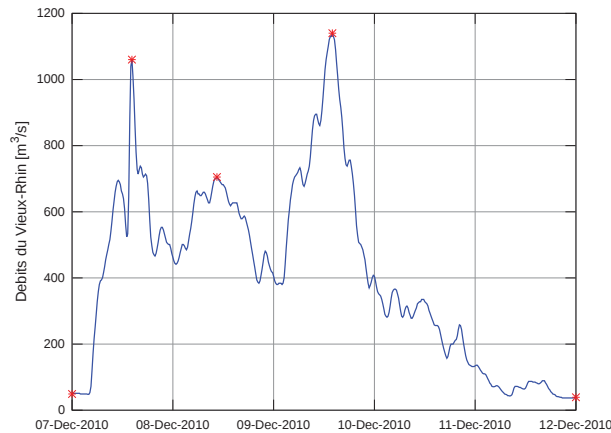


FIGURE 5.4 – Chronique de débit mesurée à la station Rheinweiler durant la crue de décembre 2010 (données du WSA). Les croix rouges indiquent les trois pics de crue et le début et la fin de la chronique

Le banc a été fortement détruit par cette crue comme en témoigne la Figure 5.6. Les photographies de la Figure 5.5 montrent les deux résidus du banc qui émergent de l'eau pour le débit réservé.

Selon les suivis des PIT-Tags, 41% des particules ont été retrouvées et la distance moyenne parcourue vaut 147 m. La plus grande distance parcourue par un PIT-Tag atteint 665 m, ce galet étant transporté de la partie amont du banc vers le centre du chenal en aval du banc initial. Il n'y a aucune corrélation entre la distance parcourue et la taille des galets tracés. Comme le montre la Figure 5.6b, les galets du banc se sont largement diffusés sur la largeur du lit, 74% des particules retrouvées ayant été transportées vers le centre du chenal. La propagation des PIT-Tags vers l'aval du banc est faible. 94% du volume du banc initial a été retrouvé lors des mesures topographiques de l'état 2, ces mesures recouvrant le linéaire de la tête de banc à 100 m environ en aval de la queue du banc. Ainsi pratiquement tout le volume du banc a été retrouvé, et cela indique que les PIT-Tags non retrouvés ne se sont vraisemblablement pas propagés plus en aval. Cette différence de volume de 6% pourrait être expliquée par les incertitudes topographiques et l'échantillonnage spatial du site.



FIGURE 5.5 – Photographies du banc prises le 13 décembre 2010, après la crue : a) partie amont à proximité du PK 182,5 et b) partie aval du reliquat à proximité du PK 183. Le sens de l'écoulement est indiqué par la flèche bleue (Source : Regina Ostermann - RPF)

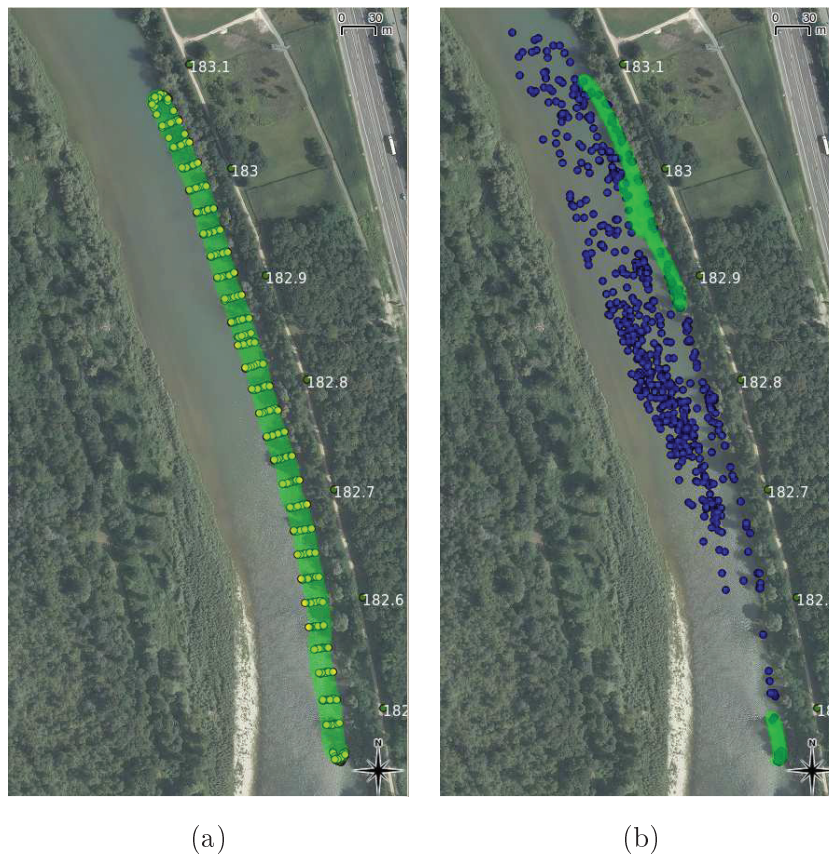


FIGURE 5.6 – Vue de dessus de l'impact de la crue de 2010 sur la morphologie du banc (les zones émergées pour le débit réservé sont indiquées en vert) et position des PIT-Tags : a) avant la crue en jaune et b) après la crue en bleu

5.2 Création et paramétrage des modèles numériques

5.2.1 Construction des maillages

Pour construire le maillage des modèles numériques 1D et 2D, on se base sur les mesures topographiques disponibles sur le site InterReg. Ces données sont interpolées sur des sections en travers, puis les maillages 1D et 2D sont construits de sorte à optimiser le temps de calcul et la représentation de la bathymétrie.

Dans le **lit mineur hydraulique** (LmH), le maillage fin est créé à partir des données topographiques du CNRS (Fig. 5.7). Les relevés DGPS² sont principalement situés sur les bancs et à proximité du lit en eau. La distance entre les relevés le long d'un transect est comprise entre 1 et 6 m, la différence altitudinale moyenne en comparaison avec les données du RPF atteignant 6,4 cm (Arnaud, 2012). Les relevés sondeur sont exclusivement situés dans le lit en eau et la distance planimétrique entre chaque relevé est inférieure à 1 m. Les données aberrantes ont été préalablement filtrées.

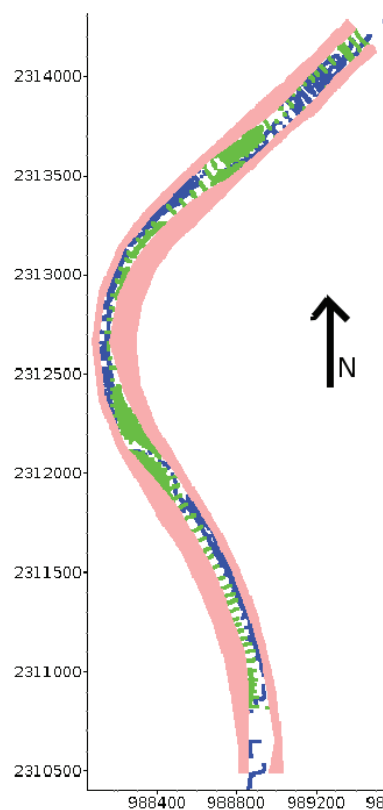


FIGURE 5.7 – Vue de dessus du site InterReg projeté en Lambert 2 étendu (logiciel Fudaa-modeleur) avec en blanc : le lit mineur hydraulique sans relevé topographique, en rose : les semis de points interpolés à partir des profils RPF (2009) dans le lit majeur hydraulique, en vert et en bleu : les semis de points relevés par le CNRS respectivement par DGPS et avec un sondeur. Les distances sont en mètres

2. Differential Global Positioning System (GPS différentiel)

Pour construire la géométrie dans le **lit majeur hydraulique**, un semis de points a été créé à partir des profils en travers du RPF (2009) interpolés longitudinalement tous les 2 m environ (Fig. 5.7). L'interpolation de ces profils en travers a nécessité le repositionnement des lignes directrices pour définir correctement la géométrie et les caractéristiques du lit (Fig. 5.8). L'incertitude sur la position d'une ligne directrice est liée à la résolution de la photographie (un pixel = 5 m) et à la facilité de distinction des zones en eau des berges. Seuls les profils situés aux mêmes PK que les données topographiques du CNRS sont conservés. Ce choix réduit le nombre de profils à 93 profils sur le site InterReg, du PK 182,071 au PK 186,350.

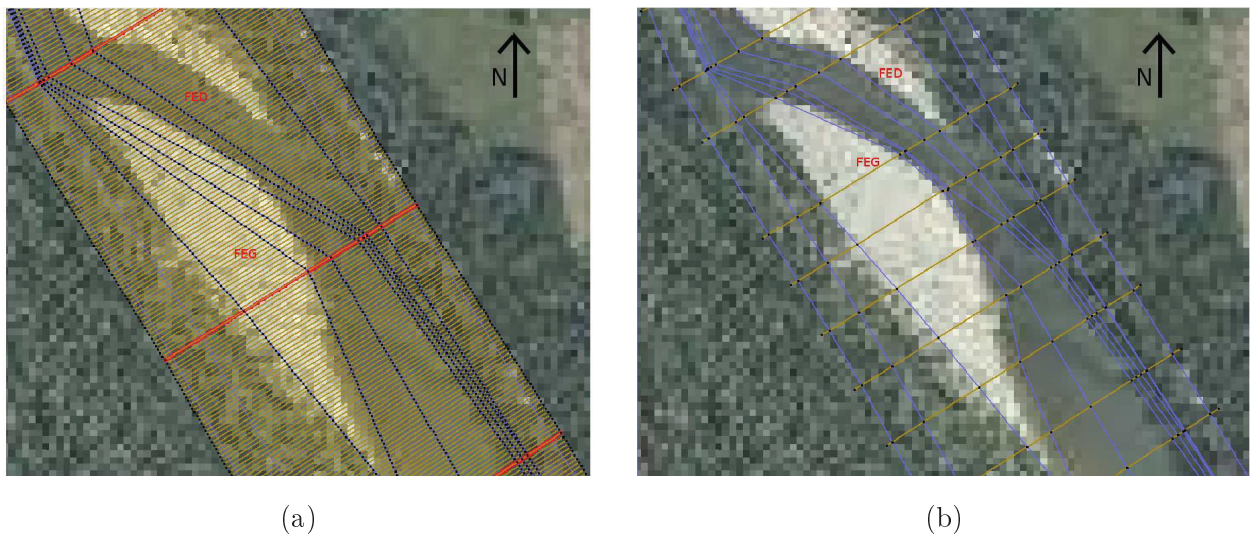


FIGURE 5.8 – Vues de dessus avec le logiciel Fudaa modéleur des profils RPF (2009) et des lignes directrices associées sur le tronçon de bancs alternés, du PK 183,5 au PK 183,9 : a) profils initiaux (rouge), profils interpolés avec un pas d'espace de 1 m (beige) et les lignes directrices non-modifiées (bleu), b) profils finaux situés aux mêmes PKs que les relevés du CNRS (beige) et lignes directrices modifiées (bleu)

5. Évaluation des simulations sur le test de recharge sédimentaire InterReg

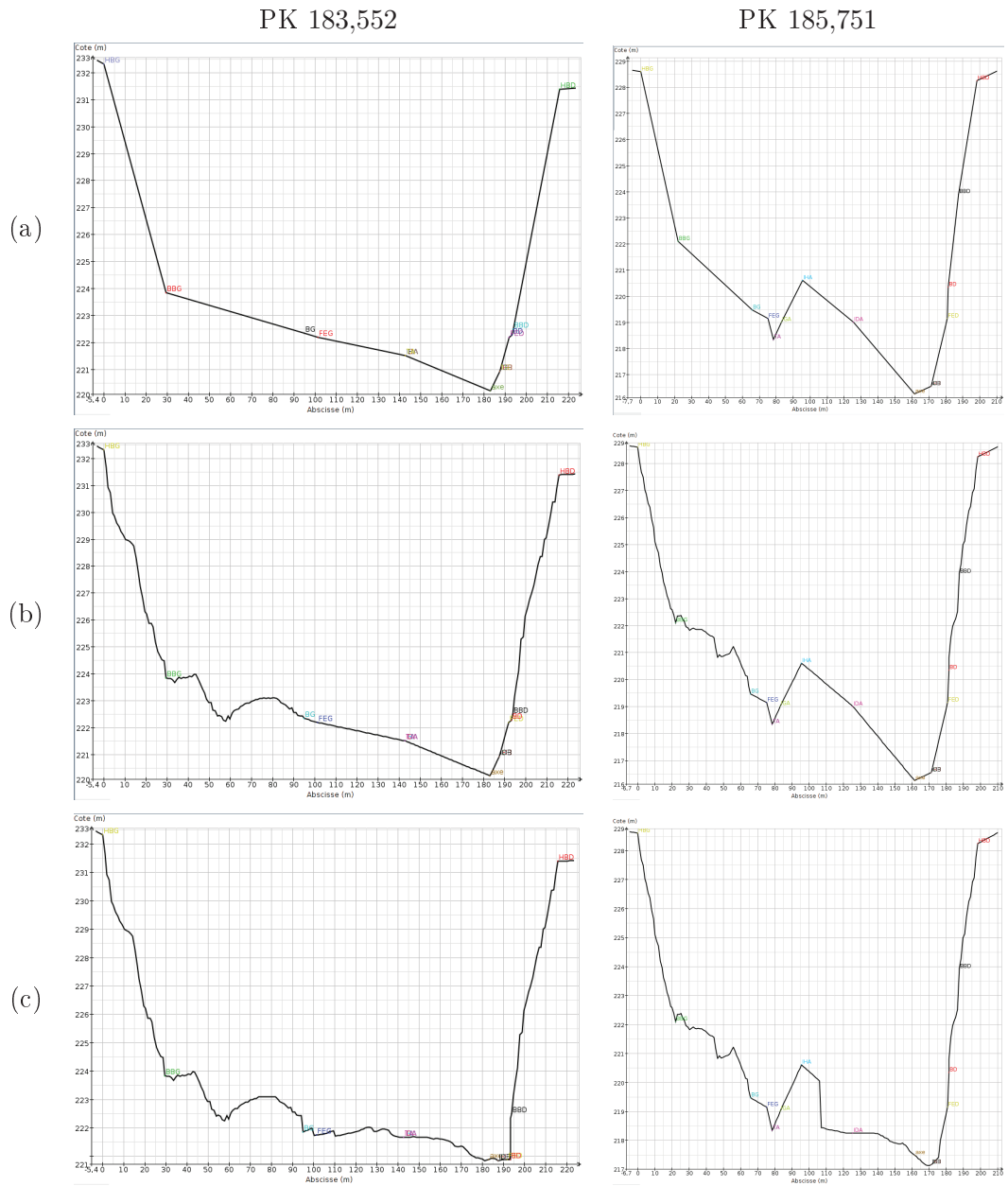


FIGURE 5.9 – Vues avec le logiciel Pamhyr des profils en travers aux PKs 182,552 et 185,751 au cours des étapes d'interpolation : a) profils initiaux RPF contenant seulement les points nommés, b) interpolation du lit majeur hydraulique à partir des altitudes des profils RPF, c) interpolation des altitudes du lit mineur hydraulique avec les données du CNRS

Ces profils interpolés associés aux profils RPF initiaux forment le maillage de l'état 0, soit la géométrie avant l'injection. Pour créer le maillage de l'état 1, on part du maillage de l'état 0 et les altitudes des points nommés délimitant le banc sont interpolées avec la topographie relevée par le CNRS. Comme le montre la Figure 5.10, le point bas gauche du banc est décrit sur la géométrie par la ligne directrice IGB, le haut gauche par IHB, le haut droit par IDB et le bas droit par TB, B indiquant que le banc se situe à droite du thalweg principal (cf. Annexe H). La géométrie du banc est ensuite ajustée manuellement pour faire en sorte d'avoir une surface plane sur le haut du banc entre les points nommés IHB et IGB et des pentes latérales de 40° .

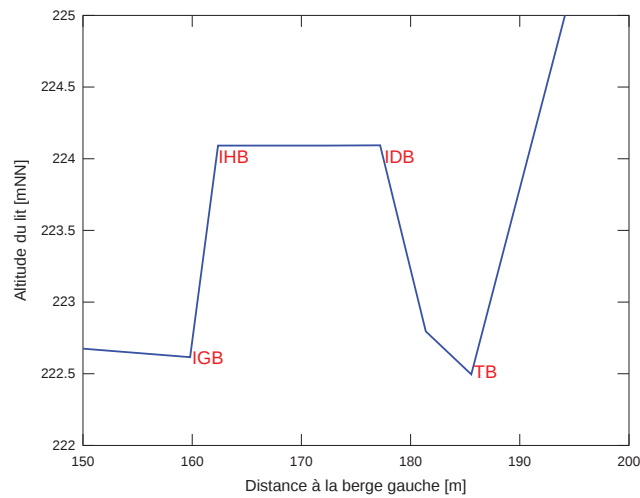


FIGURE 5.10 – Délimitation transversale du banc InterReg sur le profil en travers au PK 182,460 à l'aide de 4 points nommés Ile Gauche B, Ile Haut B, Ile Droite B et Thalweg B dans le maillage

Le maillage final utilisé dans le modèle 1D englobe le maillage créé sur le site InterReg (sections en travers distantes d'environ 30 m et pas d'espace transversal de 5 à 10 m) et le maillage du Vieux-Rhin en amont et en aval du site InterReg (sections en travers distantes d'environ 200 m et pas d'espace transversal de 5 à 10 m).

Pour optimiser les temps de calcul des simulations 2D et obtenir des calculs plus stables, le maillage final du site InterReg utilisé a un pas d'espace moyen de $\Delta x = 30$ m et $\Delta y = 10$ m. Un zoom de ce maillage sur le banc InterReg est montré sur la Figure 5.11. Le maillage est constitué de quadrilatères et triangles, le nombre total de mailles atteignant 2893.

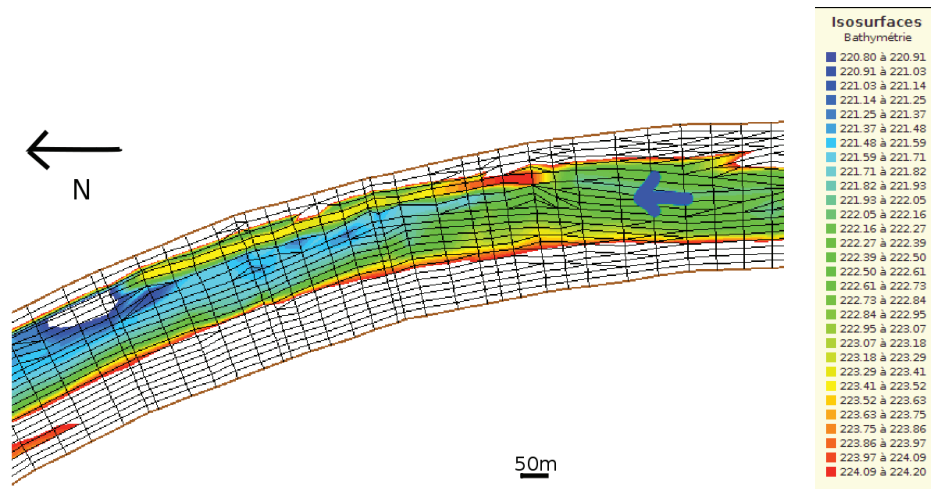


FIGURE 5.11 – Maillage et topographie de l'état 1 utilisés dans le modèle 2D : zoom sur le banc Interreg (après recharge et avant remobilisation). La flèche bleue indique le sens de l'écoulement

5.2.2 Paramétrage et calage des modèles

Les conditions initiales correspondent aux résultats d'une simulation de débit permanent de $49 \text{ m}^3/\text{s}$, égal au débit du début de la chronique de la crue de 2010 (Fig. 5.4). Les conditions limites des simulations 1D et 2D ainsi que les étendues des simulations sont récapitulées sur le schéma de la Figure 5.12.

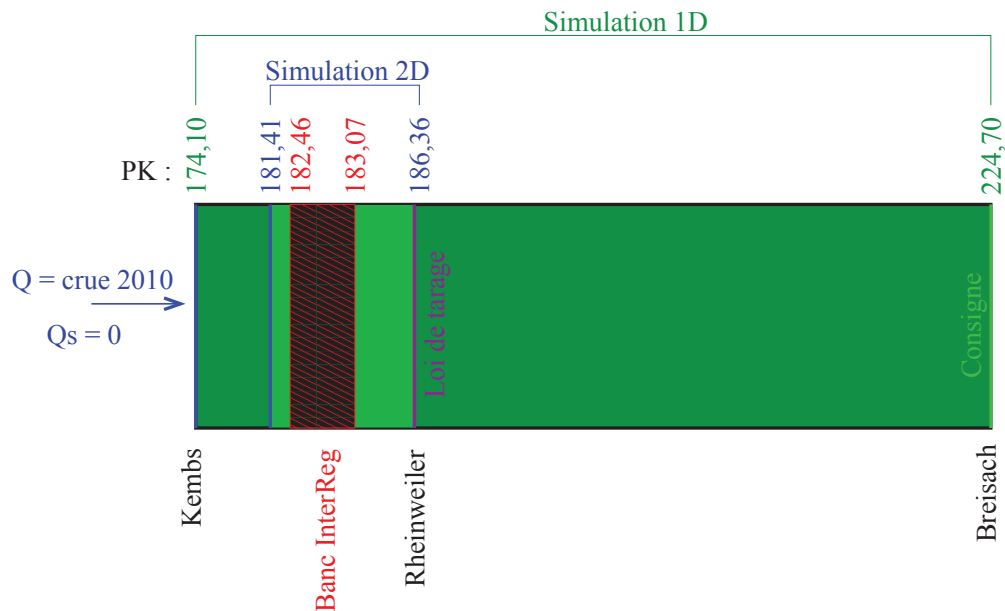


FIGURE 5.12 – Schéma récapitulatif des conditions limites imposées et des étendues des simulations 1D et 2D. L'arête noire indique une limite de type solide, l'arête bleue un flux entrant et l'arête verte un flux sortant avec la consigne de la retenue de Breisach. À la position de l'arête violette, la hauteur d'eau est conditionnée par la loi de tarage de la station de jaugeage de Rheinweiler. Le banc InterReg est localisé en rouge

L'occupation du sol sur le site InterReg est décrite à la Figure 5.13 d'après Arnaud (2012). La méthode proposée à la section 4.2.3 est utilisée pour caler les modèles 1D et 2D. On remarque dans le Tableau 5.2 que les rugosités calées dans le modèle 2D sont plus fortes que celles du 1D, avec $K_{s,2D} = 0,8 \times K_{s,1D}$. Cependant, tout comme les rugosités calées du modèle 1D, les rugosités calées du modèle 2D sont proches de celles selon l'estimation du CES (Tab. 4.4). Sur la Figure 5.14, seule la ligne d'eau simulée pour un débit de $680 \text{ m}^3/\text{s}$ est sur-estimée dans les calculs 2D.

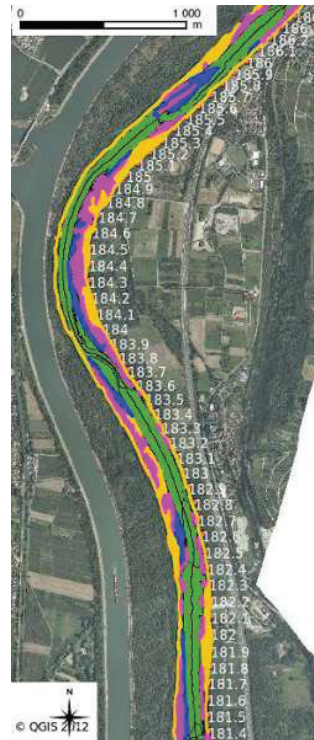


FIGURE 5.13 – Zonage de l'occupation du sol dans les modèles numériques avec : en orange les zones avec arbres; en bleu les buissons et arbustes; en magenta les herbacées et en vert le lit mineur hydraulique. Le banc InterReg est localisé entre les PKs 182,460 et 183,069

Classes de végétation	LmH	Herbacées	Buissons-arbustes	Arbres
K_s 1D	40	35	18	8
K_s 2D	32	28	14	6

TABLEAU 5.2 – Coefficients de Strickler calés dans les simulations 1D et 2D sur le site InterReg pour chaque type de végétation

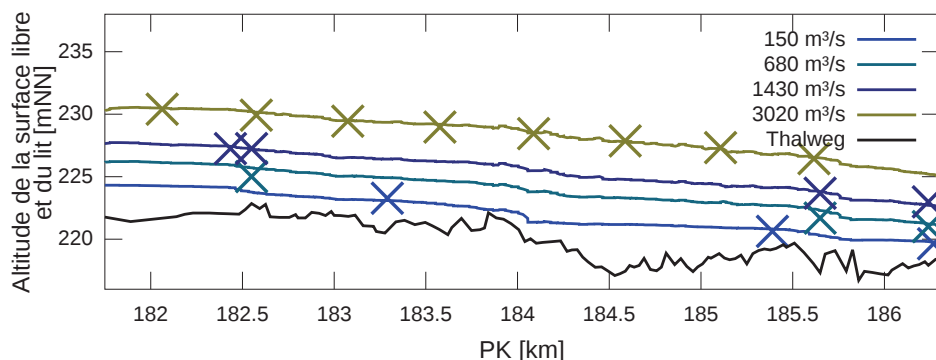


FIGURE 5.14 – Lignes d’eau calées sur le site InterReg pour le modèle numérique 2D et mesures expérimentales des cotes d’eau pour les débits associés (croix)

Les incertitudes du modèle 1D sur le site InterReg (Tab. 5.3) sont plus fortes que celles sur le Vieux-Rhin complet (Tab. 4.10). Ce résultat peut être expliqué par le fait qu’il y a peu de cotes d’eau disponibles sur le site InterReg et la moyenne des erreurs est plus représentative d’une éventuelle forte erreur. Comme la simulation 1D de la recharge InterReg porte sur tout le linéaire du Vieux-Rhin, on conserve ce calage. Les erreurs relatives et absolues (Éq. 4.4 et 4.5) sur la hauteur d’eau pour le calage du modèle 2D sont respectivement inférieures à 0,4 m et à 10% de la hauteur d’eau (Tab. 5.3). Ce calage est validé pour le modèle 2D.

	Débit [m ³ /s]	150	680	1 430	3 020
1D	<i>RE</i> [%]	11	9	1	4
	<i>AE</i> [m]	0,3	0,3	0,04	0,3
2D	<i>RE</i> [%]	6	10	2	2
	<i>AE</i> [m]	0,05	0,4	0,1	0,2

TABEAU 5.3 – Erreurs absolues *AE* et relatives *RE* pour le calage 1D et 2D de la ligne d’eau sur le site InterReg

Sur la Figure 5.15, on voit que le modèle numérique 2D reproduit correctement la forme du profil transversal de la norme de la vitesse moyennée sur la verticale et mesurée par ADCP³. Les données expérimentales ont été mesurées par le WSA à la station de jaugeage de Rheinweiler au PK 186,18. L’erreur relative systématique sur les vitesses vaut environ 10%. Le débit calculé à partir de ce profil de vitesse simulé vaut 1 245 m³/s. L’erreur relative sur le débit est alors inférieure à 2%. On souligne que la forme des deux profils de la norme de la vitesse de la Fig. 5.15 est due à la topographie du profil en travers de la station Rheinweiler (cf. Fig. J.1), la vitesse maximale étant située à l’endroit le plus profond de la section. De plus, le profil de vitesse simulé montre une sorte de palier de vitesse constante à proximité de la rive gauche (lorsque l’on se situe entre 150 et 180 m de la rive droite).

3. Acoustic Doppler Current Profiler (profileur de vitesses acoustique à effet Doppler)

Cette caractéristique peut s'expliquer par le plateau présent sur la rive gauche qui est en eau pour des débits supérieurs à $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ (cf. également Fig. J.1 en annexe).

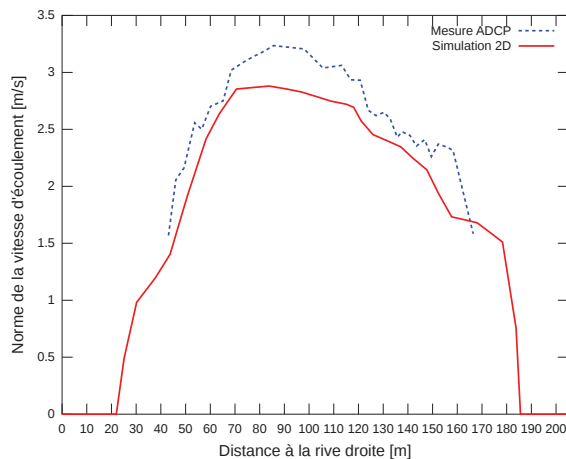


FIGURE 5.15 – Profil de la norme de la vitesse mesurée par ADCP (WSA) et simulée à la station Rheinweiler (PK 186,18)

Pour reproduire l'évolution morphologique et granulométrique du lit dans les simulations 1D, on applique le calage selon la méthode décrite dans la première partie du manuscrit (cf. section 3.5.1). Comme la majorité des mailles mesurent $\Delta x = 200 \text{ m}$, on choisit initialement $L_s = 200 \text{ m}$. Les simulations en 1D portent sur tout le Vieux-Rhin, qui est alors considéré comme le tronçon à l'équilibre (cf. section 4.1.3). Ainsi, $L_{eq} \approx 50 \text{ km}$ et on prend alors $L_d = 50 \text{ km}$ et $L_\sigma = 100 \text{ km}$ pour reproduire la décroissance du diamètre médian et l'évolution quasiment nulle de l'étendue granulométrique. Dans le modèle 2D, le maillage est plus raffiné. On choisit alors une distance de chargement de 10 m .

5.3 Simulations de la crue de 2010

L'objectif des simulations est de reproduire en 1D et 2D l'évolution du banc sur le site InterReg. Ces deux types de modélisation sont complémentaires : les simulations 1D sont plus axées sur les processus granulométriques et sur un suivi des mouvements sédimentaires sur un long linéaire, alors que les simulations en 2D portent sur les évolutions morphologiques locales du banc sur le site InterReg.

5.3.1 Simulations avec le modèle 1D

Dans les simulations 1D, la contrainte locale τ_j est égale à la contrainte moyenne sur une section en travers τ_{moy} . Pour tenir compte de l'effet de la pente latérale du fond sur la mobilisation des sédiments, on utilise la formule d'Ikeda (1982) qui modifie la contrainte critique locale $\tau_{cr,j}$ (cf.

section 2.3.3). Le dépôt est reproduit par couches horizontales dans la section en travers et l'érosion locale est proportionnelle à $(\tau_j - \tau_{cr,j})^{3/2}$. La variabilité latérale de la granulométrie et l'effet de la pente sont pris en compte dans le calcul numérique en calculant la capacité solide q_s^{cap} de chaque maille à partir de la granulométrie et de la contrainte critique locales. La loi de capacité utilisée est celle de Meyer-Peter et Müller (1948). On choisit $L_s = 200$ m, $L_d = 50$ km et $L_\sigma = 100$ km.

Sur la Figure 5.16, lorsque la formule d'Ikeda n'est pas utilisée dans les simulations, le banc n'est pratiquement pas érodé. L'érosion du banc est la mieux simulée lorsque l'angle de repos de la formule d'Ikeda vaut $\phi = 40^\circ$. Cette valeur d'angle est réaliste, car l'angle initial des flancs du banc InterReg mesure également 40° . Comme la formule d'Ikeda est nécessaire pour reproduire correctement l'érosion du banc, on en déduit que la mobilisation observée du banc est majoritairement pilotée par l'érosion latérale de ses flancs.

Les deux profils observés sur la Figure 5.16 mettent en évidence deux modes de déformation du banc. En amont du PK 182,650 (Fig. 5.16a), le flanc du banc orienté vers l'écoulement principal est fortement érodé et le flanc droit n'est pratiquement pas érodé. En aval du PK 182,650, on suppose que l'érosion latérale du flanc gauche du banc déstabilise le banc et provoque son effondrement, comme observé sur la Figure 5.16b.

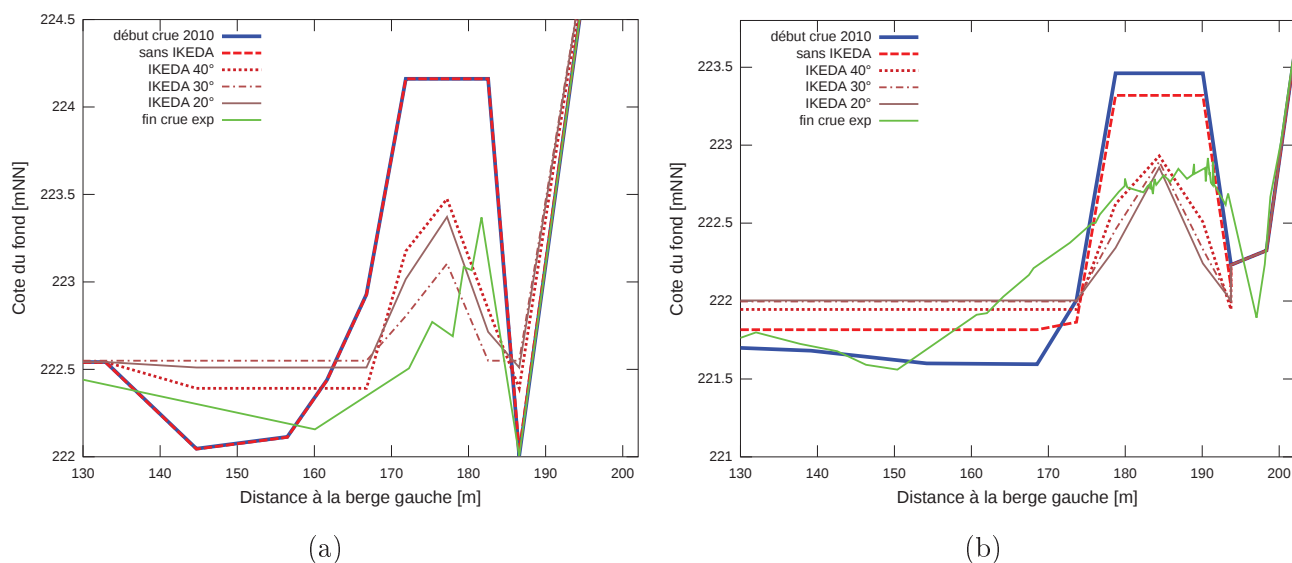


FIGURE 5.16 – Profils en travers aux PKs : a) 182,504 et b) 182,944 des mesures expérimentales et des calculs numériques au début et à la fin de la crue de 2010. La loi de capacité de transport de Meyer-Peter et Müller (1948), avec $\tau_j = \tau_{moy}$ est utilisée avec $d_{50} = 21$ mm, $\sigma = 3,7$. La contrainte critique est calculée localement par la courbe de Shields et l'effet de la pente latérale est pris en compte dans les simulations avec la formule d'Ikeda et pour différents angles de repos ϕ . $L_s = 200$ m, $L_d = 50$ km et $L_\sigma = 100$ km

Sur la Figure 5.17, trois méthodes de calcul de la contrainte locale τ_j sont comparées. Dans la première méthode, on calcule $\tau_j = \tau_{moy}$ sur la section en travers. La seconde méthode consiste à

distribuer la contrainte moyenne τ_{moy} dans la section en travers selon une méthode géométrique nommée la Méthode des Perpendiculaires Confondues (Khodashenas et Paquier, 2002). Dans la troisième méthode, on calcule τ_j telle que le rapport τ_j/τ_{moy} soit proportionnel à h_j/R_h , h_j étant la hauteur d'eau locale et R_h le rayon hydraulique sur la section en travers. Le même paramétrage que précédemment est utilisé, c'est-à-dire que l'érosion locale est fonction de la différence des contraintes locales avec les contraintes critiques locale $(\tau_j - \tau_{cr,j})^{3/2}$, que le dépôt se fait par couches horizontales et que la loi de capacité est celle de Meyer-Peter et Müller (1948). La granulométrie choisie pour le lit pavé est suffisamment grossière pour qu'il ne soit pas érodé dans les simulations numériques, conformément aux observations du terrain.

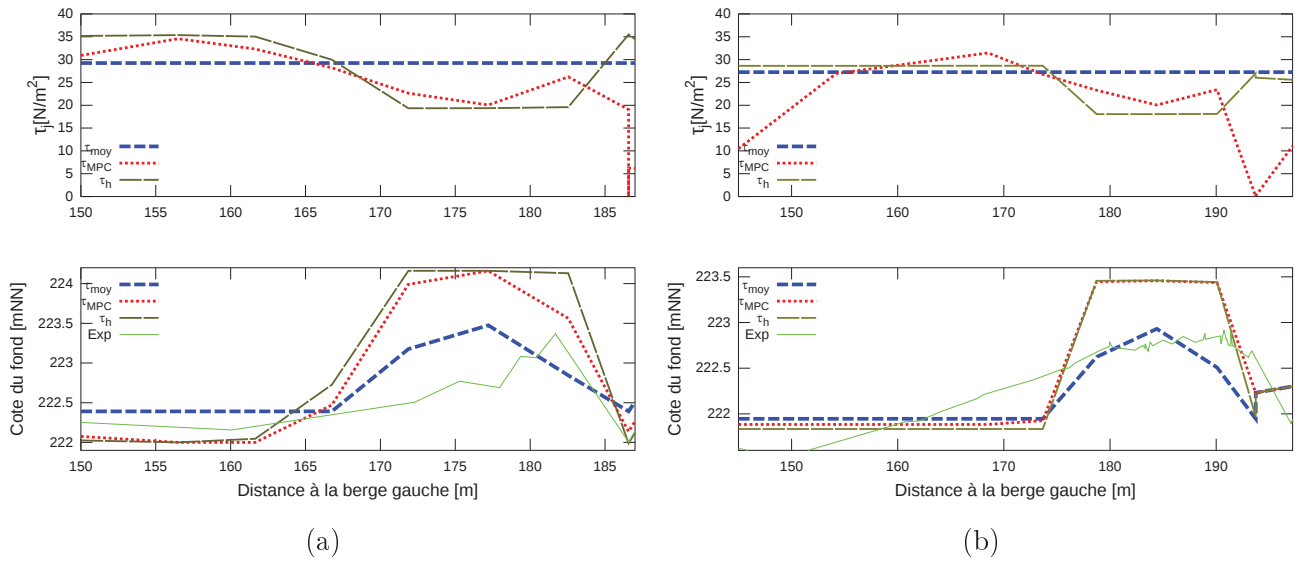


FIGURE 5.17 – Profils simulés et mesurés aux PKs : a) 182,504 et b) 182,944 de la forme du lit à la fin de la crue de 2010. Trois méthodes de calcul de la contrainte locale τ_j sont comparées au pic de crue avec $Q = 1\,140\text{ m}^3/\text{s}$. La légende « τ_{moy} » fait référence à une contrainte locale τ_j égale à la contrainte moyenne sur la section en travers τ_{moy} , « τ_{MPC} » est la contrainte locale calculée par la méthode de la MPC et « τ_h » est la contrainte locale calculée proportionnellement à la hauteur d'eau locale. La contrainte critique locale sur le banc $\tau_{cr,j}$ vaut environ 20 N/m^2 à ces deux PKs. Les mêmes paramètres numériques que ceux décrits sur la Figure 5.16 sont utilisés, et l'angle de repos ϕ pris en compte dans la formule d'Ikeda vaut 40°

La contrainte critique locale au-dessus du banc $\tau_{cr,j}$ calculée pour les deux PKs de la Figure 5.17 vaut environ 20 N/m^2 . Les contraintes locales simulées avec $\tau_j = \tau_{moy}$ sont supérieures à cette contrainte critique au-dessus du banc, et permettent son érosion. Avec ce mode de calcul, la contrainte est sous-estimée dans le chenal, et les sédiments ne sont pas totalement transportés dans le chenal (Fig. 5.16 et 5.17). On remarque que les contraintes locales au-dessus du banc calculées par la MPC ou en fonction de la hauteur d'eau sont très proches de la contrainte critique et le banc n'est pratiquement pas érodé. Ces valeurs de contrainte faibles peuvent s'expliquer par les hauteurs d'eau locales au-dessus du banc qui sont peu profondes. Au pied du banc, la granulométrie du lit pavé ne

permet pas d'érosion locale. La MPC calcule une contrainte faible au pied du banc à cause de l'angle concave que forment le banc et la berge. Les flancs du banc étant décrits uniquement par les quatre points nommés des extrémités du banc (Fig. 5.10), ils ne sont donc pas érodés avec la MPC et avec la méthode de calcul de contrainte locale proportionnelle à la hauteur d'eau. Pour pouvoir utiliser correctement ces deux méthodes de distribution de la contrainte, il serait nécessaire de prendre un pas d'espace transversal Δy plus petit qui provoquerait un temps de calcul numérique plus long. Comme l'utilisation de la MPC induit déjà des temps de calcul 20% plus longs et que les calculs en utilisant une contrainte moyenne reproduisent plus correctement les évolutions morphologiques (Fig. 5.17), on choisit de se limiter au calcul de la contrainte moyenne τ_{moy} en gardant le même maillage par la suite.

La Figure 5.18 compare les différents modes de dépôt dans le modèle numérique présentés à la section 3.1.7, c'est-à-dire un mode de dépôt uniforme sur tout le lit mouillé, un dépôt par couches horizontales et un dépôt local proportionnel à $\tau_{cr,j} - \tau_j$. Sur la Figure 5.18a, seul le cas d'un dépôt par couches horizontales donne une érosion du banc. Sur la Figure 5.18b, les profils simulés avec un mode de dépôt uniforme sous-estiment l'érosion du banc car ce mode dépose également des sédiments sur le banc. Avec le mode de dépôt proportionnel à $\tau_{cr,j} - \tau_j$, l'érosion du banc est un peu sur-estimée. La forme observée du banc est la mieux reproduite avec les modes de dépôt par couches horizontales et proportionnel à $\tau_{cr,j} - \tau_j$. En outre, l'utilisation du dépôt par couches horizontales permet de diffuser les sédiments sur la largeur du lit principal, ce qui est plus en accord avec les observations mais reste une approximation assez grossière (cf. section 5.1.3).

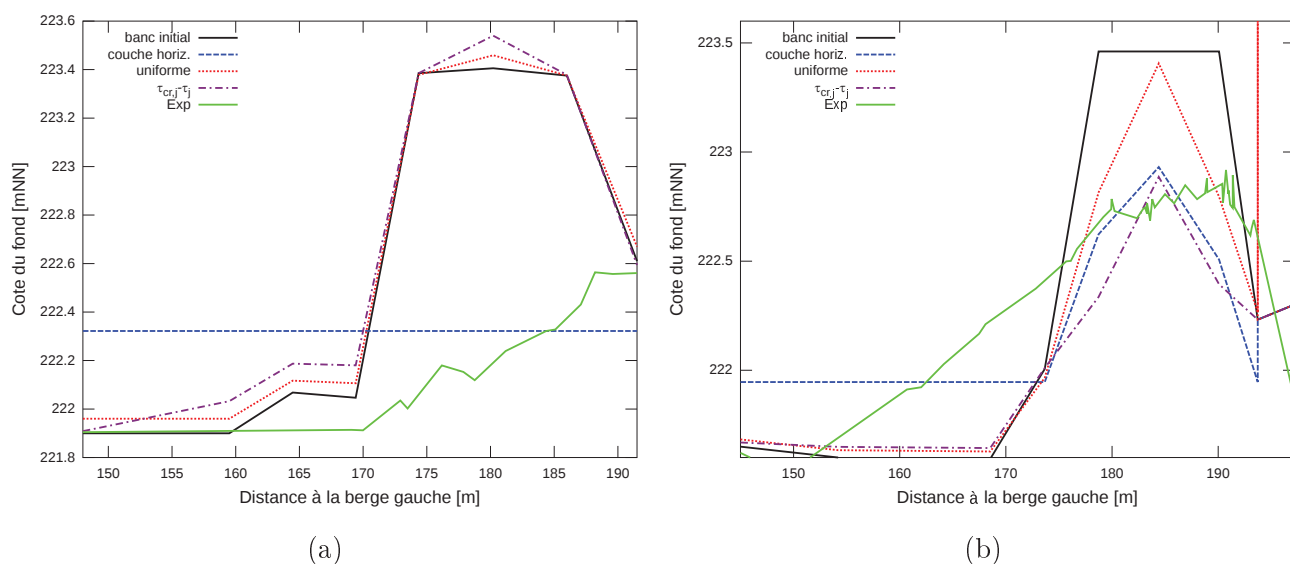


FIGURE 5.18 – Comparaison des sections en travers simulées et mesurées aux PKs : a) 182,788 et b) 182,944 avant et après la crue de 2010 pour différents modes de dépôt : dépôt par couches horizontales, dépôt uniforme sur le lit mouillé et dépôt en fonction de $\tau_{cr,j} - \tau_j$. Les mêmes paramètres numériques que ceux décrits sur la Figure 5.16 sont utilisés, et l'angle de repos ϕ vaut 40°

Comme l'objectif des simulations numériques est de reproduire l'érosion du banc ainsi que la propagation longitudinale des sédiments au cours de la crue, le choix des paramètres (d_{50}, σ) doit permettre de reproduire ces processus granulométriques. La distribution granulométrique des sédiments du banc InterReg est bi-modale (cf. Fig. 5.2) et on calcule $d_{50} = 21$ mm et $\sigma = 6,6$. La moyenne arithmétique des diamètres médians d_{50} et étendues granulométriques σ à différentes hauteurs sur le site de prélèvement (cf. annexe D.1) donne $d_{50} = 35$ mm et $\sigma = 6,3$. La valeur élevée de σ pour ces deux granulométries est due à la forte proportion de fines et le d_{84} calculé par la formule $d_{84} = \sigma d_{50}$ est ainsi fortement sur-estimé (Tab. 5.4). En enlevant les fines, on trouve une distribution granulométrique moins étendue avec $\sigma = 3,7$ et un diamètre médian de $d_{50} = 25$ mm (Tab. 5.4 et Fig. 5.19). Les d_{84} et d_{16} ($d_{16} = d_{50}/\sigma$) calculés lorsque les fines ne sont pas prises en compte sont supérieurs aux valeurs mesurées (Tab. 5.4).

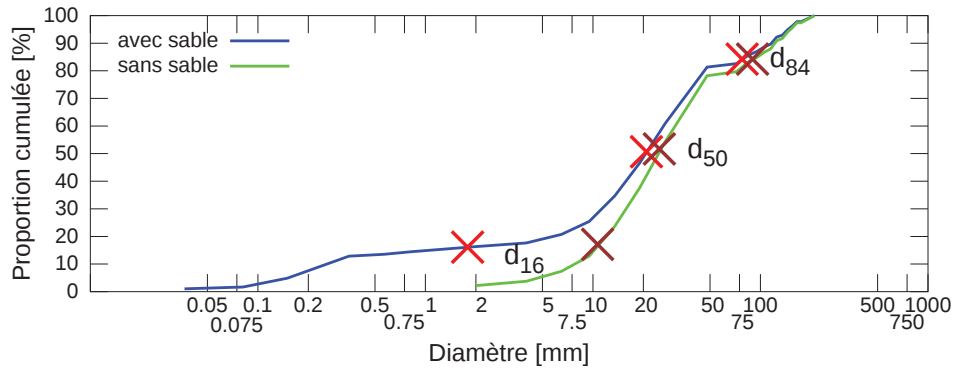


FIGURE 5.19 – Courbes granulométriques et calculs des diamètres caractéristiques (croix) de la population sédimentaire du banc InterReg avec et sans sable ($d < 2$ mm)

On utilise également dans les simulations la granulométrie des PIT-Tags mesurée. La distribution granulométrique de ces galets tracés a une très faible étendue ($\sigma = 1,5$). On propose les deux formules $\sigma_a = d_{84}/d_{50}$ et $\sigma_b = d_{50}/d_{16}$ pour calculer l'étendue granulométrique. Avec la première formule σ_a , le d_{84} calculé est proche de celui mesuré, alors qu'avec la seconde formule, c'est le d_{16} calculé qui est proche de celui mesuré (Tab. 5.4). Comme les calculs indiquent que $\sigma_a < \sigma < \sigma_b$, la formule de démixage appliquée aux sédiments du banc érodés devrait aboutir à une augmentation plus forte de la granulométrie du banc et une diminution plus importante de la granulométrie des sédiments transportés avec la formule σ_b . Ces évolutions granulométriques auraient alors pour conséquence de limiter l'érosion du banc. Au contraire, la formule σ_a devrait favoriser l'érosion du banc. Comme les sédiments transportés et déposés seraient fusionnés avec les sédiments du lit pavé, il est difficile de conclure sur leur évolution.

	Paramètres granulométriques				
Mesure	d_{50} [mm]	choix σ	valeur σ [-]	d_{16} [mm]	d_{84} [mm]
InterReg	21	σ	6,6	2	78
PIT-Tags	71	σ	1,5	50	105
Calcul	d_{50} [mm]	choix σ	valeur σ [-]	$d_{16} = d_{50}/\sigma$ [mm]	$d_{84} = d_{50} \times \sigma$ [mm]
Interreg	21	σ	6,6	3	139
Interreg	21	$= \sigma_a$	3,7	6	78
Interreg	21	$= \sigma_b$	11,7	2	246
Interreg sans $d < 2\text{mm}$	25	σ	2,9	9	93
Interreg sans $d < 2\text{mm}$	25	$= \sigma_a$	3,6	7	90
Interreg Σ	35	σ	6,3	6	221
Interreg Σ	35	$= \sigma_a$	2,3	15	81
PIT-Tags	71	σ	1,5	47	107

TABLEAU 5.4 – Diamètres caractéristiques mesurés et calculés à partir de la distribution granulométrique des sédiments du banc InterReg (« InterReg »), calculés en soustrayant les sables de la distribution granulométrique (« InterReg sans $d < 2 \text{ mm}$ »), calculés par la moyenne arithmétique des diamètres médians et étendues granulométriques à différentes profondeurs sur le site de prélèvement (« InterReg Σ ») et calculés à partir des granulométries des PIT-Tags (Données : RPF, cf. Tab. D.2 et CNRS, cf. Tab. 5.1)

Pour estimer si l'**érosion du banc** est correctement reproduite dans les simulations, on calcule sur chaque profil en travers l'aire de la section du banc comme schématisé sur la Figure 5.20. Ce calcul est effectué au début (temps initial) et à la fin de la simulation d'une crue (temps final). Cette méthode est appliquée par la suite dans les tests de sensibilité du d_{50} (Fig. 5.21) et de la formule de σ (Fig. 5.22), ainsi que dans le chapitre 6 sur les scénarios de recharge. Le calcul de l'aire des sédiments déposés sur une section en travers à la fin de la crue (Figure 5.20) permet d'estimer la diffusion latérale des sédiments du banc. Les aires légèrement négatives sur les Figures 5.21 et 5.22 sont dues à des approximations de la géométrie.

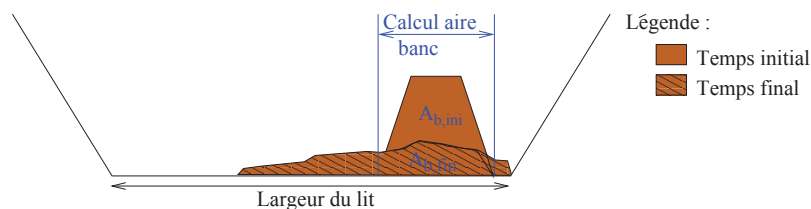


FIGURE 5.20 – Schéma du calcul de l'aire de la section du banc A_b sur une section en travers (largeur délimitée en bleu). $A_{b,ini}$ et $A_{b,fin}$ correspondent respectivement à l'aire du banc aux instants initial et final

La Figure 5.21 permet de comparer la surface de banc $A_{b,fin}$ des simulations avec $d_{50} = 21$, 25 et 35 mm avec celle expérimentale. Les fortes variabilités des surfaces de banc calculées et observées sont dues à la topographie du lit. La formule utilisée pour calculer l'étendue granulométrique est $\sigma_a = d_{84}/d_{50}$. Le dépôt est simulé par couches horizontales, l'érosion locale est proportionnelle à $\tau_j - \tau_{cr,j}$ avec $\tau_j = \tau_{moy}$ et $\tau_{cr,j}$ tenant compte de l'effet de la pente latérale par la formule d'Ikeda (1982) avec $\phi = 40^\circ$. D'après la Figure 5.21, les résultats numériques avec $d_{50} = 21$ mm se rapprochent le plus des résultats expérimentaux. En prenant $d_{50} = 25$ mm ou $d_{50} = 35$ mm, le banc n'est pas assez érodé du fait de la mobilité plus faible des sédiments.

Comme les contraintes simulées avec $d_{50} = 21$ mm (relevés InterReg avec sables) et $d_{50} = 25$ mm (relevés InterReg sans sables) sont proches de la contrainte critique, les aires de la section du banc sur la Figure 5.21 pour ces deux diamètres sont également proches. Le modèle numérique semble alors très sensible à la valeur du d_{50} , le calcul de la capacité solide avec la loi de Meyer-Peter et Müller (1948) étant basé sur ce diamètre.

Les processus à l'origine de l'érosion observée de la partie amont du banc (PK 182,460 et 182,504) et qui ne sont pas reproduits par le modèle numérique 1D sont analysés plus loin.

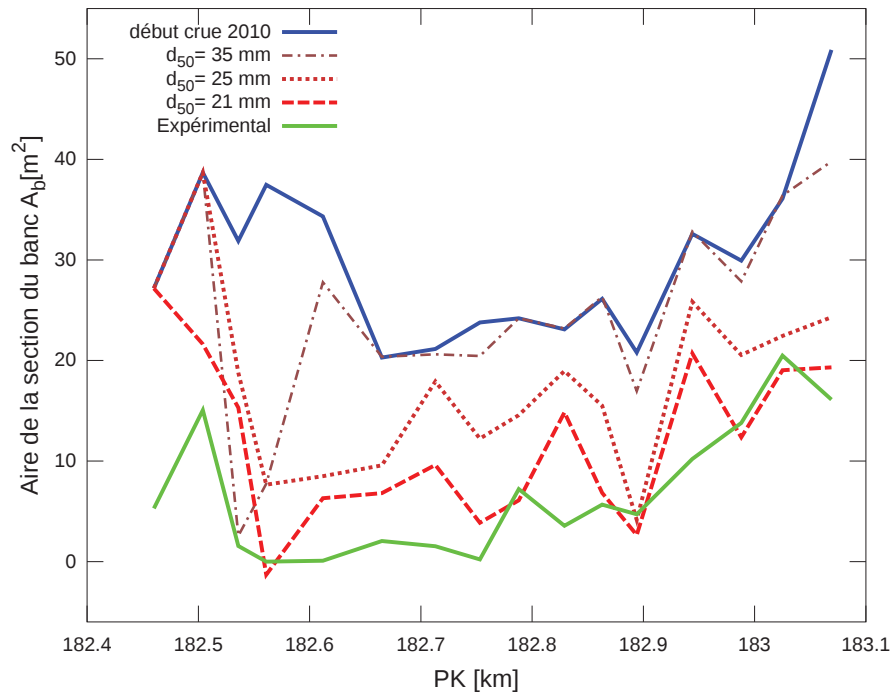


FIGURE 5.21 – Aires des sections en travers du banc InterReg $A_{b,fin}$ (cf. def. Fig 5.20) mesurées et calculées pour $d_{50} = 21$, 25 et 35 mm avec $\sigma_a = d_{84}/d_{50}$. L'aire initiale $A_{b,ini}$ correspond à l'aire d'une section en travers du banc au début de la crue. Les mêmes paramètres numériques que ceux décrits sur la Figure 5.16 sont utilisés avec un angle de repos $\phi = 40^\circ$

La Figure 5.22 compare la surface de banc $A_{b,fin}$ expérimentale avec celle simulée lorsque $d_{50} = 21$ mm et pour les trois formules σ , σ_a et σ_b . Quel que soit le choix de la formule pour calculer l'étendue granulométrique, les simulations numériques reproduisent la tendance longitudinale, c'est-à-dire une tête de banc globalement plus érodée que la queue de banc. Les aires des sections en travers du banc calculées à la fin des simulations en utilisant les trois formules σ , σ_a et σ_b sont très proches, soulignant que le modèle numérique est peu sensible au choix de la formule utilisée : l'érosion est fonction de τ_{cr} , elle-même fonction de d_{50} . Les valeurs des érosions simulées sont les plus proches des érosions observées lorsque l'étendue granulométrique est calculée avec la formule σ_a . Ce résultat est expliqué par la formule de démixage : cette loi partage une population sédimentaire érodée en deux populations ayant des granulométries plus éloignées lorsque l'étendue granulométrique σ est grande (cf. Éqs. 3.11 et 3.12). Dans le cas d'une érosion simulée du banc InterReg, si l'étendue granulométrique est trop forte, alors la granulométrie du banc peut devenir beaucoup plus grossière, limitant alors la mobilisation sédimentaire. La population sédimentaire des sédiments les plus fins issue du démixage est transportée avec l'écoulement.

On choisit alors d'utiliser le diamètre médian $d_{50} = 21$ mm et la formule de σ_a , car les simulations avec ces paramètres granulométriques reproduisent le plus fidèlement le volume érodé.

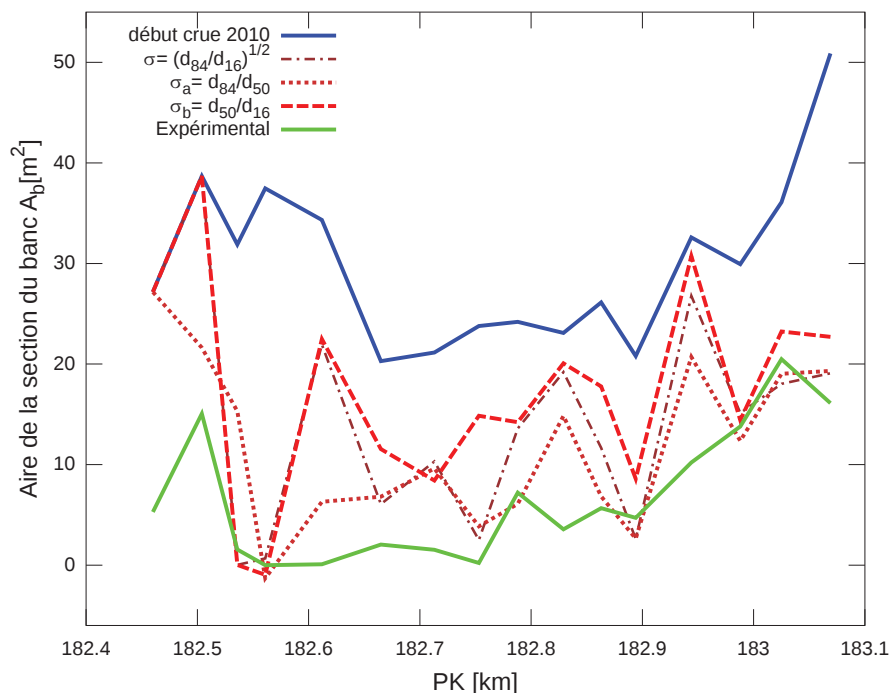


FIGURE 5.22 – Aires des sections en travers du banc InterReg $A_{b,fin}$ expérimentales comparées à celles simulées (cf. def. Fig 5.20) lorsque $\sigma = \sqrt{d_{84}/d_{16}}$, $\sigma_a = d_{84}/d_{50}$ ou $\sigma_b = d_{50}/d_{16}$ avec $d_{50} = 21$ mm. L'aire initiale $A_{b,ini}$ correspond à l'aire d'une section en travers du banc au début de la crue. Les mêmes paramètres numériques que ceux décrits sur la Figure 5.16 sont utilisés avec un angle de repos $\phi = 40^\circ$

Sur le site InterReg (cf. Figure 5.6), l'érosion dans la partie amont du banc peut être due aux effets cumulés :

- du méandre qui accélère l'écoulement sur la rive extérieure du méandre (extrados) où se situe le banc,
- du banc latéral en rive gauche qui induit une hausse du niveau d'eau.

Dans les résultats numériques des Figures 5.21 et 5.22, la première section en travers du banc n'est pas du tout érodée, contrairement aux résultats expérimentaux. Cependant, lorsque l'on choisit un angle de repos $\phi = 30^\circ$ dans les simulations numériques, cette section est complètement érodée. Ce résultat peut s'expliquer par le fait que la simulation 1D ne tient pas compte de l'effet du méandre en amont du banc qui accélère l'écoulement et donc les contraintes près du banc. Comme l'érosion simulée est proportionnelle à $\tau_j - \tau_{cr,j}$, on arrive à reproduire l'érosion de la première section en travers du banc en diminuant artificiellement la contrainte critique $\tau_{cr,j}$ par la formule d'Ikeda (1982). Ainsi, la localisation de l'injection semble importante pour faciliter sa mobilisation.

On définit l'**avancée des sédiments** du banc InterReg comme la différence de position du front F_{90} entre le début et la fin de crue, F_{90} étant le PK du profil en travers pour lequel 90% des sédiments de la recharge sont situés en amont (Koll *et al.*, 2010 et Promny, 2008). Au cours de la crue de 2010, on suppose que tous les sédiments sont en mouvement, et l'on peut parler de mobilité équivalente quelle que soit la taille granulométrique des sédiments. L'avancée observée du dépôt est donc représentative de la granulométrie moyenne des sédiments du banc.

Le Tableau 5.5 récapitule tous les résultats numériques et les paramètres des simulations sont détaillés.

Paramètre	d_{50}	σ	L_s	calcul τ_j	ϕ	dépôt	avancée F_{90}	V érodé
Unité	[mm]	[-]	[m]	-	[°]	-	[m]	[%]
Exp.	21	6,6	-	-	-	-	55	80
Num.	21	3,7	200	τ_{moy}	40°	Cou. Horiz.	170	62
	21	6,6	200	τ_{moy}	40°	Cou. Horiz.	90	51
	21	11,7	200	τ_{moy}	40°	Cou. Horiz.	60	43
	25	3,6	200	τ_{moy}	40°	Cou. Horiz.	20	35
	25	2,9	200	τ_{moy}	40°	Cou. Horiz.	70	41
	35	2,3	200	τ_{moy}	40°	Cou. Horiz.	0	18
	71	1,5	200	τ_{moy}	40°	Cou. Horiz.	0	3
	21	3,7	200	τ_{moy}	sans Ikeda	Cou. Horiz.	80	48
	21	3,7	200	τ_{moy}	30°	Cou. Horiz.	160	68
	21	3,7	200	τ_{moy}	20°	Cou. Horiz.	140	69
	21	3,7	10	τ_{moy}	40°	Cou. Horiz.	70	66
	21	6,6	200	τ_{MPC}	40°	Cou. Horiz.	160	13
	21	3,7	200	τ_h	40°	Cou. Horiz.	150	41
	21	3,7	200	τ_{moy}	40°	Uniforme	130	46
21	3,7	200	τ_{moy}	40°	$\tau_{cr,j} - \tau_j$	80	56	

TABLEAU 5.5 – Avancées du front F_{90} de la recharge InterReg et pourcentage du volume du banc érodé après la crue de 2010 selon les mesures de terrain et les simulations numériques 1D. Les paramètres des simulations numériques sont : d_{50} le diamètre médian, σ l'étendue granulométrique, L_s la distance de chargement, le mode de calcul de la contrainte locale τ_j avec τ_h : contrainte proportionnelle à la hauteur d'eau et τ_{MPC} : contrainte calculée par la MPC, l'angle de repos ϕ utilisé dans la formule d'Ikeda (1982) et le mode de dépôt (par couches horizontales, proportionnel à $\tau_{cr,j} - \tau_j$ ou uniforme dans le lit mouillé)

Avec une étendue granulométrique croissante et/ou un diamètre médian supérieur, le modèle simule une avancée et un volume de banc érodé plus faible, car la capacité de transport q_s est fonction du d_{50} (Éq. 2.23) et de σ par la formule de démixage (Éqs 3.11 et 3.12). Comme une distance de chargement plus faible limite l'avancée et augmente l'érosion du banc, on choisit $L_s = 10$ m. Cependant, dans tous les résultats numériques, l'avancée est sur-estimée et le volume érodé sous-estimé. La formule proposée à la section pour reproduire les effets du masquage (cf. section 3.4) ne peut pas être utilisée dans les simulations numériques pour limiter la propagation des sédiments, car la granulométrie du banc InterReg et celle de la couche pavée ne respectent pas les conditions de fusion de deux couches (cf. Eq. 3.19), l'étendue granulométrique des sédiments du banc étant trop

importante. Lorsque le banc est totalement érodé dans les simulations, le mode de dépôt par couches horizontales induit un dépôt à l'emplacement initial du banc. Dans ce cas, le volume érodé calculé à partir des aires des sections en travers érodées selon la méthode schématisée sur la Figure 5.20 sous-estime le volume réellement érodé.

La Figure 5.23 indique la proportion simulée du volume du banc restant au cours de la chronique de crue de 2010. Ce volume est calculé à partir des aires du banc A_b des sections en travers (cf. def. Fig 5.20). À la fin du premier pic de crue, le banc a été érodé d'environ 40%, puis de 55% après le second pic de crue. Ainsi, le troisième pic de crue, bien que plus élevé, n'érode que très peu le banc ($\approx 10\%$) et à la fin de la crue, il reste pratiquement 34% du volume du banc initial. Ce résultat peut être expliqué par les pentes du banc raides au début de la simulation, facilitant alors l'érosion (formule d'Ikeda). Au cours de la simulation la forme du banc est de plus en plus lissée induisant une mobilisation de plus en plus difficile. Ainsi, la forme du banc est un paramètre dans la simulation qui semble fortement influencer sa mobilisation.

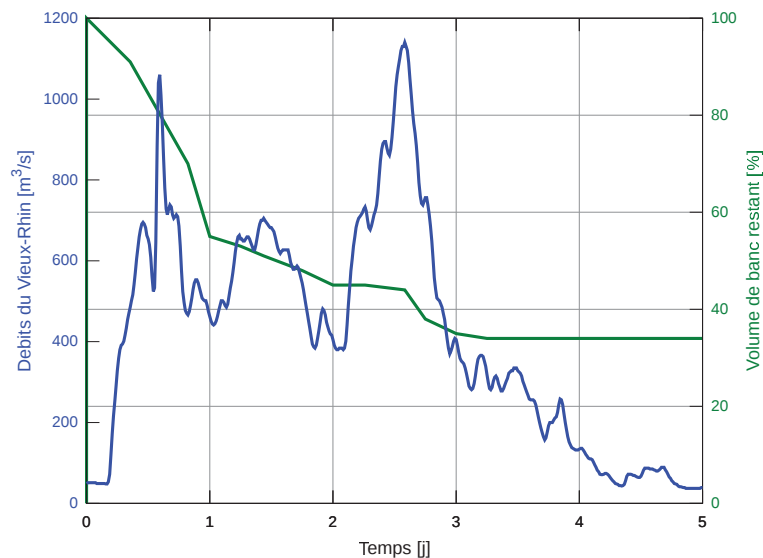


FIGURE 5.23 – Pourcentage du volume de banc restant au cours de la simulation de la crue de 2010. Le volume est calculé à partir des aires des sections en travers du banc A_b (cf. def. Fig 5.20). Les paramètres de la simulation 1D sont : une contrainte locale égale à la contrainte moyenne sur la section en travers, une contrainte critique calculée localement par la courbe de Shields et la formule d'Ikeda avec $\phi = 40^\circ$, $L_s = 10$ m, $L_d = 50$ km et $L_\sigma = 100$ km. Les paramètres granulométriques initiaux sont $d_{50} = 21$ mm et $\sigma = 3,2$

Dans les simulations numériques de la crue de 2010, le banc est érodé sur toute sa longueur dès la première montée de crue, l'érosion étant toutefois plus intense à proximité de la tête du banc que de la queue du banc. Puis, l'érosion continue au cours de la crue, en gardant ce schéma longitudinal d'intensité d'érosion.

5.3.2 Simulations avec le modèle 2D

Le modèle numérique 2D utilisé est nommé Rubar20TS. Une description complète des spécificités du modèle peut être trouvée dans la notice (Paquier, 2011).

Pour reproduire l'évolution du banc InterReg avec le modèle 2D, l'effet de la pente latérale est aussi pris en compte avec la formule d'Ikeda. L'angle utilisé pour calculer l'évolution de l'altitude d'un nœud du maillage avec la formule d'Ikeda est l'angle le plus grand des quatre mailles entourant ce nœud. L'angle de repos imposé dans le modèle vaut $\phi = 30^\circ$, cette valeur étant fixe dans le modèle numérique Rubar20TS. La formule de capacité de transport utilisée est celle de Meyer-Peter et Müller (1948) avec une distance de chargement $L_s = 10$ m. Cette valeur facilite l'érosion du banc dans le modèle numérique 2D. Sur la Figure 5.24, les contraintes adimensionnelles simulées localement pour chaque maille au cours du premier pic de crue ($Q = 1050$ m³/s) sont majoritairement comprises entre 0,04 et 0,05 sur le banc. Cela montre que si on choisit une contrainte adimensionnelle critique locale standard $\tau_{cr,j}^* = 0,047$ (Meyer-Peter et Müller, 1948), alors on sera proche du seuil de mise en mouvement au pic de crue.

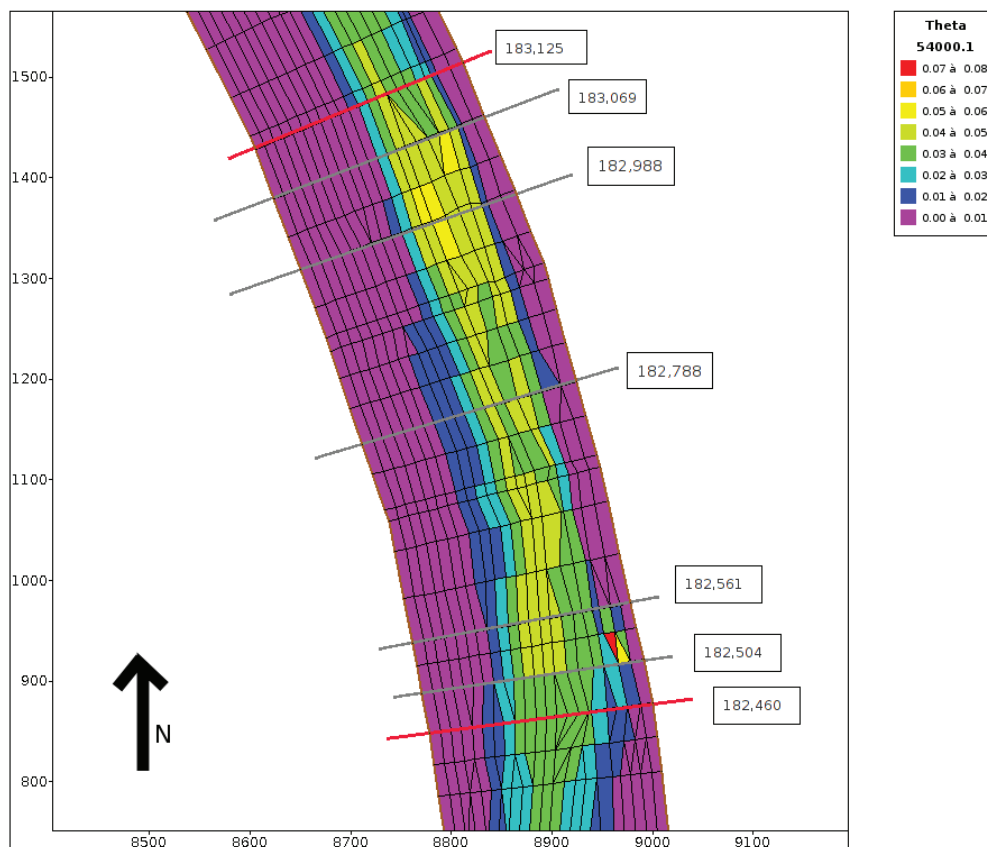


FIGURE 5.24 – Contraintes adimensionnelles τ^* obtenues avec Rubar20TS au premier pic de crue $Q = 1050$ m³/s. On utilise une granulométrie du banc de $d_{50} = 21$ mm. Le début et la fin du banc situé à proximité de la rive droite sont indiqués par les traits rouges, les autres traits repérant les PKs des profils en travers de la Figure 5.25. Les échelles sont en mètres

Entre les PKs 182,460 et 182,504, l'érosion latérale est bien simulée par le modèle 2D (Fig. 5.25a). De la même façon, l'érosion latérale est reproduite entre les PKs 182,536 et 182,753, mais la forme simulée du banc après la crue n'est pas superposable aux profils mesurés (Fig. 5.25b). En aval du PK 182,788, la forme du banc simulée par le modèle numérique est très proche de celle observée (Fig. 5.25c, d et e). On remarque sur la Figure 5.25 que les sédiments provenant de l'érosion du banc sont peu diffusés vers le centre du lit dans les simulations. Le dépôt est donc sous-estimé dans le chenal, et les sédiments seraient alors plus fortement transportés vers l'aval qu'en réalité.

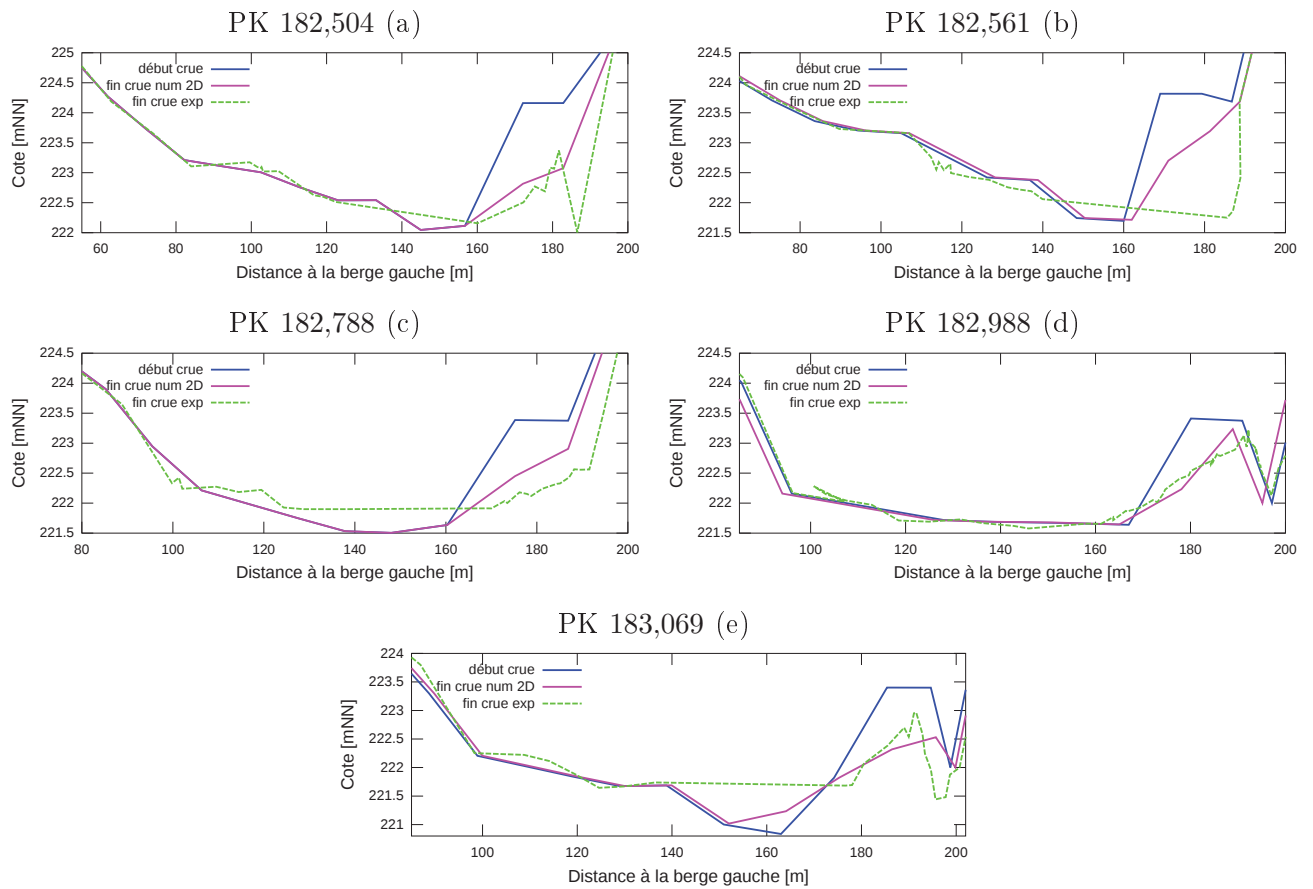


FIGURE 5.25 – Profils en travers comparant les résultats du modèle 2D au début de la crue (état 1) et à la fin de la crue (état 2) ainsi que les données expérimentales à la fin de la crue (état 2). Les paramètres de la simulation 2D sont : une contrainte critique $\tau_{cr}^* = 0,047$, qui est diminuée sur les pentes latérales par la formule d'Ikeda (1982) avec $\phi = 30^\circ$, $L_s = 10$ m et $d_{50} = 21$ mm. La loi de capacité utilisée est celle de Meyer-Peter et Müller (1948). Les profils en travers sont localisés sur la Figure 5.24

Pour quantifier l'érosion du banc au cours de la crue, on calcule les aires des sections en travers du banc A_b selon la méthode schématisée sur la Figure 5.20. Selon la Figure 5.26, le banc est érodé sur tout le linéaire et la proportion érodée est globalement sous-estimée dans la simulation 2D.

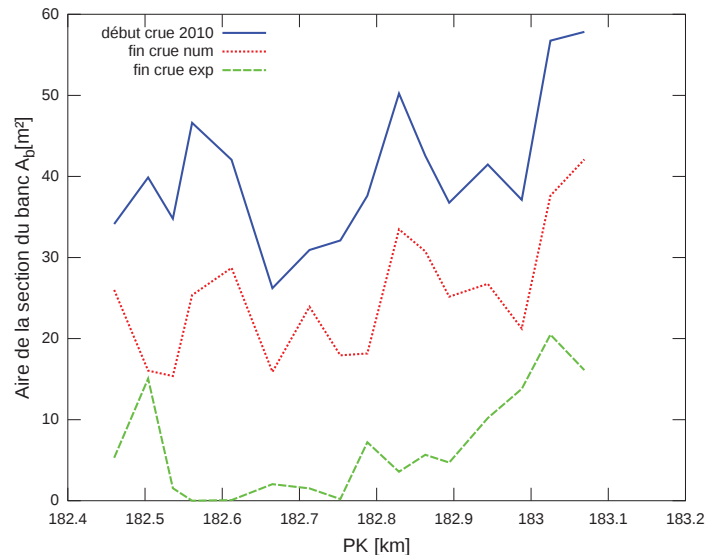


FIGURE 5.26 – Aires des sections en travers du banc InterReg A_b (cf. def. Fig 5.20) mesurées et calculées avec Rubar20TS au début et à la fin de la crue de 2010. Les paramètres de la simulation 2D sont indiqués à la Figure 5.25

La différence de topographies simulées entre l'état 1 avec banc et l'état final 2 après la crue de la Figure 5.27 indique que les sédiments se sont majoritairement propagés en aval du banc, et se sont très peu diffusés sur la largeur du lit. Les sédiments déposés juste en aval du banc comblent principalement le thalweg du lit situé à proximité de la rive droite et atteignent plus d'un mètre d'épaisseur localement. Ce volume déposé serait suffisant pour créer des formes locales dans le lit. L'érosion de la tête de banc peut être expliquée par la direction de l'écoulement qui bute pratiquement à la perpendiculaire sur le banc. En aval, les vecteurs vitesse sont tous parallèles au banc, ce qui explique que les sédiments soient peu diffusés sur la largeur du lit et plus propagés en aval du banc.

On suppose à partir de la répartition des contraintes de la Figure 5.24 et de la déformation simulée du banc que les contraintes locales calculées sont sous-estimées sur le banc (le banc n'est pas assez érodé) mais sur-estimées dans le chenal (les sédiments du banc érodés sont majoritairement transportés en aval).

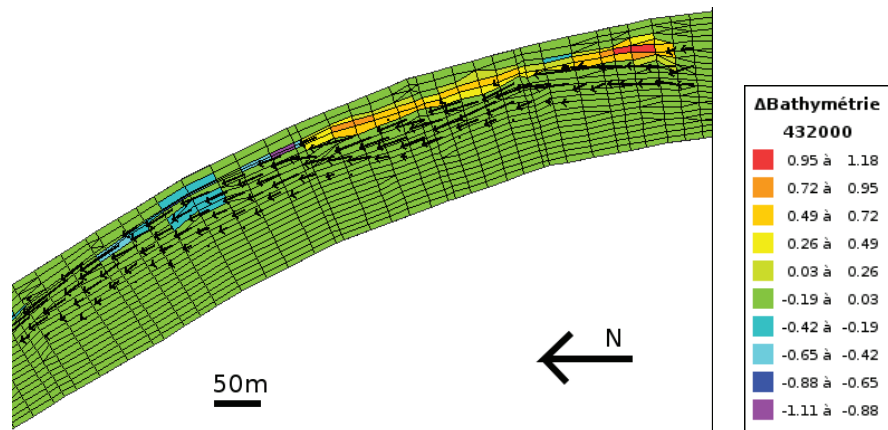


FIGURE 5.27 – Différence des topographies simulées entre l'état 1 et l'état 2 (resp. avant et après la crue) sur le site InterReg et champ de vitesse au premier pic de crue ($Q = 1050 \text{ m}^3/\text{s}$). Les couleurs chaudes symbolisent les érosions du banc InterReg, la couleur verte correspond aux zones sans forte modification de la géométrie et les couleurs froides indiquent les zones de dépôt. Les paramètres de la simulation 2D sont indiqués à la Figure 5.25

Les positions d'un galet tracé au début et à la fin de la crue sont superposables avec les lignes de courant simulées entre un pic de crue (mobilisation sédimentaire) et la fin de la crue (dépôt des sédiments transportés) avec le modèle 2D sur la Figure 5.28. On simule des lignes de courant similaires à partir de la position d'un autre PIT-Tag. Les résultats numériques mettent en évidence le mode de transport des sédiments en deux étapes : l'érosion latérale au cours de la montée de crue entraîne les sédiments vers le centre du chenal, puis l'écoulement les transporte vers l'aval.



FIGURE 5.28 – Comparaison des positions d’un PIT-Tag avant (rond rouge) et après la crue de 2010 (rond bleu) avec les lignes de courant simulées (courbe jaune). La flèche bleue indique le sens de l’écoulement et les points verts les positions des 1 500 PIT-Tags avant la crue. Les paramètres de la simulation 2D sont indiqués à la Figure 5.25

On estime une incertitude de 3% environ sur le calcul du volume érodé qui est due aux approximations de la géométrie, le pas d’espace transversal du maillage 2D étant relativement lâche ($\Delta y = 10$ m). Les fortes différences de volume érodé du banc entre les simulations 1.2, 1.8 et 1.9 du Tableau 5.6 soulignent que le modèle numérique 2D est sensible à la taille granulométrique. Un diamètre médian croissant induit une réduction du volume mobilisé ainsi qu’une diminution de l’avancée. La prise en compte de l’effet de la pente latérale avec la formule d’Ikeda (1982) permet d’augmenter la mobilisation sédimentaire principalement en tête de banc et au cours des pics de crue. Les dépôts dans les simulations avec et sans la formule d’Ikeda ont tendance à atténuer les différences d’érosions du banc entre ces deux simulations. La diminution de la distance de chargement L_s dans les simulations favorise la mobilisation sédimentaire et augmente l’avancée du front F_{90} avec $d_{50} = 35$ mm (simulations 1.2, 1.3 et 1.4). Pour les calculs avec $d_{50} = 21$ mm, une diminution de L_s n’a pas d’influence sur la mobilisation du banc mais limite l’avancée du front F_{90} . Lorsque $\tau_{cr}^* = 0,047$, on simule une érosion de banc et une avancée plus faible avec la loi de capacité de Camenen et Larson (2005) qu’avec la loi de Meyer-Peter et Müller (1948). La diminution de τ_{cr}^* à 0,03 avec cette dernière loi permet également d’augmenter l’érosion du banc et la propagation sédimentaire.

À partir des résultats numériques des simulations 2D (Tab. 5.6), on remarque que les paramètres permettant de simuler une érosion de banc la plus proche de celle observée sont la loi de capacité de Meyer-Peter et Müller (1948) associée à une loi de chargement avec $L_s = 10$ m. Une contrainte critique adimensionnelle de mise en mouvement $\tau_{cr}^* = 0,047$ est utilisée, car une valeur plus faible augmente fortement l'avancée du front F_{90} . La formule d'Ikeda (1982) avec $\phi = 30^\circ$ permet d'éroder plus fortement la partie amont du banc, mais n'a pratiquement pas d'effet sur la mobilisation globale du banc au cours de la crue.

Paramètre	d_{50}	L_s	ϕ	τ_{cr}^*	Loi de capacité	avancée F_{90}	V érodé	
Unité	[mm]	[m]	[°]	[-]	-	[m]	[%]	
Exp.	21	-	-	-	-	55	80	
Num.	1.1	35	100	sans Ikeda	0,047	MPM	826	41
	1.2	35	100	30°	0,047	MPM	759	38
	1.3	35	10	sans Ikeda	0,047	MPM	1062	45
	1.4	35	1000	sans Ikeda	0,047	MPM	9	28
	1.5	35	100	sans Ikeda	0,047	CL	731	35
	1.6	35	100	30°	0,047	CL	467	32
	1.7	35	100	30°	0,03	MPM	1689	52
	1.8	25	100	30°	0,047	MPM	1341	42
	1.9	21	100	30°	0,047	MPM	1906	48
	1.10	21	10	30°	0,047	MPM	836	48
	1.11	21	100	30°	0,03	MPM	1629	55

TABLEAU 5.6 – Avancées du front F_{90} et % du volume érodé du banc InterReg mesurés et simulés en 2D en fonction des paramètres numériques. Le front est défini comme la position à laquelle 90% des sédiments du banc en volume sont situés en amont. Pour calculer le front expérimental, on se base sur la géométrie du banc relevée par le CNRS à la fin de la crue de 2010. Les paramètres des simulations sont : d_{50} le diamètre médian, L_s la distance de chargement, la contrainte critique adimensionnelle τ_{cr}^* et la loi de capacité. « CL » fait référence à la loi de Camenen et Larson (2005) et « MPM » à la loi de Meyer-Peter et Müller (1948)

5.3.3 Comparaison des résultats des simulations 1D et 2D

Les formes du banc après la crue de 2010 sont mieux reproduites avec le modèle 2D qu'avec le modèle 1D. Le modèle Rubar20TS permet également d'avoir une meilleure appréciation des trajectoires de particules.

La diffusion latérale est mieux reproduite avec le modèle 1D qu'avec le modèle 2D à l'aide du mode de dépôt par couches horizontales. Comme les contraintes locales dans le modèle 1D sont calculées par la formule $\tau_j = \tau_{moy}$, elles sont sur-estimées au-dessus du banc et sous-estimées dans

le chenal principal. Les sédiments déposés sur la largeur du lit ne sont alors pas re-mobilisés dans les simulations 1D, alors que dans les calculs 2D, les sédiments se propagent largement en aval.

L'avancée du front F_{90} est fortement sur-estimée dans le modèle 2D, et on trouve des résultats plus proches des observations avec le modèle 1D. En effet, comme le diamètre médian des sédiments du banc dans le modèle 2D est invariant et que ces sédiments ne se mélangent pas avec d'autres populations sédimentaires au cours des simulations, ils sont plus facilement transportés. Au contraire, dans la simulation 1D, la formule de démixage permet de reproduire l'évolution granulométrique longitudinale. La population des sédiments les plus fins issue du démixage suite à l'érosion du banc est transportée. Lorsqu'elle se dépose, elle est fusionnée avec les sédiments représentatifs de la couche pavée. Leur propagation est ainsi limitée.

Dans le modèle 2D, la direction de l'écoulement et l'accélération de sa vitesse à cause du méandre sont reproduites, induisant l'érosion de la tête de banc, conformément aux observations. Dans le modèle 1D, les effets du méandre ne sont pas simulés et la tête de banc n'est pas érodée. Ainsi, l'érosion de la tête du banc semble être due à la position du banc en sortie du méandre, et un calcul 2D est nécessaire pour reproduire cette évolution.

5.3.4 Conclusions sur la modélisation de la crue de 2010

L'évolution morphologique du banc InterReg suite à la crue de décembre 2010 est correctement reproduite dans la simulation 1D en tenant compte de l'effet des pentes transversales par la formule d'Ikeda (1982). Dans les simulations 2D, la prise en compte de cette formule n'est pas fondamentale pour reproduire l'érosion du banc. On déduit de ces résultats numériques que l'érosion est en partie provoquée par le sapement du flanc du banc.

Dans les simulations 1D et 2D, l'avancée du front F_{90} est sur-estimée et la mobilisation du banc sous-estimée. On remarque que la contrainte calculée localement dans le modèle 2D ou via la répartition sur une section en travers avec la MPC ou en fonction de la hauteur d'eau locale dans le modèle 1D est sous-estimée. Cette sous-estimation est expliquée par la faible hauteur d'eau au-dessus du banc InterReg en début d'érosion. Dans le modèle 1D, on contourne cette limite en imposant une contrainte locale égale à la contrainte moyenne sur la section en travers, cette dernière étant légèrement supérieure.

Comme constaté sur le site InterReg, le lit pavé à proximité du banc n'est pas déstabilisé dans le modèle numérique 1D. On relève également que les modèles numériques sont sensibles à la valeur du diamètre médian d_{50} qui reste difficile à déterminer avec précision.

La distribution des sédiments du banc InterReg étant bi-modale, on propose d'utiliser les formules $\sigma_a = d_{84}/d_{50}$ ou $\sigma_b = d_{50}/d_{16}$ pour calculer l'étendue granulométrique. Selon ces calculs, on trouve $\sigma_a < \sigma < \sigma_b$, avec $\sigma = \sqrt{d_{84}/d_{16}}$. Avec l'utilisation de la première formule σ_a dans les simu-

lations, la mobilisation du banc simulée est plus forte et l'avancée du front F_{90} plus importante que lorsque la formule σ_b est utilisée. Ainsi, le modèle 1D est également sensible à la valeur de l'étendue granulométrique, mais dans une moindre mesure par rapport au d_{50} .

5.4 Synthèse sur les simulations du site InterReg et propositions pour les scénarios

5.4.1 Dynamique de l'érosion du banc InterReg

L'érosion du banc InterReg semble être en partie due à l'érosion latérale des flancs du banc. On remarque également que l'érosion de la tête du banc est facilitée par la localisation du banc, celui-ci se trouvant en extrados et en sortie d'un méandre.

D'après les résultats numériques, la trajectoire des sédiments de la recharge peut être séparée en deux phases :

1. Les sédiments sont érodés du fait de la forte pente latérale et déposés en pied de banc,
2. L'écoulement plus fort au centre du chenal transporte les sédiments plus en aval et les diffuse sur la largeur du lit.

Le premier pic de crue aurait eu un effet très important sur l'érosion du banc. Il semble que le banc entier soit érodé latéralement, avec une tête de banc toujours plus érodée que la queue de banc. L'érosion globale diminuerait toutefois au cours de la crue, car les pentes latérales des flancs du banc deviennent plus faibles.

5.4.2 Capacités et limites des logiciels de simulation

Le volume de banc érodé dans la simulation 1D est assez proche de celui observé mais l'érosion simulée avec le modèle 2D est plus sous-estimée. Ce résultat s'explique par une contrainte locale dans le modèle 1D $\tau_{j,1D} = \tau_{moy}$ plus forte que la contrainte locale dans le modèle 2D $\tau_{j,2D}$ au-dessus du banc.

Dans les simulations 2D, l'avancée du front F_{90} est fortement sur-estimée. Elle est trouvée plus proche de celle observée par le calcul 1D. Ainsi, les contraintes locales simulées dans le chenal sont plus fortes dans le modèle 2D que dans le modèle 1D. Les zones favorables au dépôt sédimentaire sont repérées avec le modèle 2D, et la potentialité de création de forme peut alors être estimée.

Dans le cas d'une distribution granulométrique bi-modale, le choix des paramètres (d_{50}, σ) avec $\sigma = \sqrt{d_{84}/d_{16}}$ induit une sur-estimation du d_{84} . En utilisant la formule $\sigma_a = d_{84}/d_{50}$ pour calculer l'étendue granulométrique, la mobilisation du banc est mieux reproduite. Avec la formule $\sigma_b = d_{50}/d_{16}$, la mobilisation est sous-estimée mais l'avancée du front F_{90} est mieux reproduite.

5.4.3 Propositions de scénarios

Dans les simulations 1D et 2D, la diminution de l'érosion du banc InterReg dans le temps et au gré des crues est expliquée par la forme du banc qui devient de plus en plus lissée avec des pentes latérales plus faibles. L'**impact de la forme** sur la mobilisation sera donc étudié dans le chapitre 6 pour confirmer cette hypothèse. La partie amont du banc InterReg étant plus érodée que la partie aval, on peut se demander quel impact aurait une **configuration transversale du banc** sur la mobilisation sédimentaire. Selon les résultats simulés, la localisation du banc InterReg en sortie de méandre favorise l'érosion locale de la tête de banc. Il serait alors intéressant de simuler l'érosion d'un banc similaire sur un autre site pour estimer l'effet de la **dynamique fluviale**. Une **érosion latérale maîtrisée** sera également simulée. Enfin, les effets du **volume du banc** et de sa **granulométrie** seront estimés.

6 Simulation de scénarios de recharge sédimentaire

Les caractéristiques des différents scénarios de recharge sont explicitées, ainsi que la configuration des modèles numériques pour simuler l'évolution des recharges au cours de crues d'une période de retour d'un an ou de 100 ans. Les résultats numériques permettent d'estimer l'influence de la forme, de la configuration, du mode d'injection et de sa localisation ainsi que l'influence de la granulométrie de la recharge sur la mobilisation sédimentaire. À partir de ces éléments, des modalités de redynamisation du Vieux-Rhin sont proposées.

6.1 Objectifs des simulations de scénarios

Pour relever les paramètres qui favoriseraient la mobilisation sédimentaire des recharges, plusieurs scénarios fictifs sont proposés et sont modélisés avec le modèle numérique 1D RubarBE calé précédemment. La simulation de la crue de 2010 sur le résidu de banc nous permet d'estimer si la forme du banc influe sur sa capacité à être mobilisé. L'impact de la configuration d'un banc injecté est aussi étudié en considérant un banc fictif ayant son côté le plus long perpendiculaire à la direction de l'écoulement. Pour savoir si le volume du banc influe sur les processus d'érosion, on se propose de simuler l'injection d'un banc à proximité de Kembs d'un volume d'environ 60 000 m³ (cf. section 1.3.3). L'effet du mode d'injection peut être relevé en comparant la propagation des sédiments provenant de l'érosion maîtrisée du site O3 (cf. section 1.3.3) et ceux issus d'un banc injecté directement dans le lit en eau. La crue de 2010 ayant une période de retour d'un an, la simulation d'une crue plus forte comme celle de 1999 d'une période de retour de 100 ans nous permet d'estimer l'effet de l'hydrologie sur la mobilisation sédimentaire. En comparant les résultats sur différents sites test, les effets de la morphologie du lit et de la dynamique de l'écoulement sur l'érosion des recharges peuvent également être mis en évidence.

6.2 Description des différents scénarios de recharge étudiés

Les caractéristiques des différents scénarios de recharge étudiés sont décrites dans cette section.

6.2.1 Banc InterReg transversal

Les principales caractéristiques du banc InterReg longitudinal sont décrites aux sections 1.3.2 et 5.1. On propose le scénario d'une configuration de banc équivalente mais transversale à l'écoulement qui aurait été réalisée sur le même site que le banc InterReg (Fig. 6.1). Il est important d'indiquer que la mise en place d'un tel banc engendrerait des difficultés techniques liées par exemple au passage des engins de chantier sur la largeur du lit. De plus, cette injection latérale induirait une hausse locale du niveau d'eau qui peut perturber le développement de la flore riveraine et les habitats à proximité. Ce banc transversal serait situé au début du site InterReg avec le même volume que le banc longitudinal, c'est-à-dire environ $20\,000\text{ m}^3$. Il mesurerait environ 85 m de largeur et serait distant de quelques mètres des berges. Comme le banc longitudinal, il aurait une hauteur de 2 m à 3 m et s'étendrait du PK 182,460 au PK 182,561. On choisit également la même granulométrie pour ce scénario, c'est-à-dire $d_{50} = 21\text{ mm}$ et $\sigma = 3,7$.

Le front F_{90} du banc transversal fictif avant sa mobilisation se situe au PK 182,55.



FIGURE 6.1 – Photographie aérienne du site InterReg et localisation schématique du banc longitudinal (orange) et du banc fictif transversal (violet). Le banc longitudinal a une largeur au sommet d'environ 11 m et s'étend à proximité de la rive droite du PK 182,460 au PK 183,080. Le banc transversal serait présent sur toute la largeur du lit et distant d'environ 1 à 2 m des berges gauche et droite respectivement. Ce banc fictif irait du PK 182,460 au PK 182,561

Les pas d'espace longitudinaux et transversaux du maillage utilisé pour les simulations du banc transversal fictif sont les mêmes que ceux du maillage utilisé dans les simulations 1D du chapitre 5, c'est-à-dire $\Delta x = 30$ m et $\Delta y = 5$ à 10 m.

6.2.2 « Banc Kembs » longitudinal

La recharge sur ce site d'étude consisterait en une injection de $60\,000$ m³ de sédiments provenant des travaux sur le barrage de Kembs (Clutier *et al.*, 2011). Comme la localisation et la forme de l'injection ne sont pas définies par EDF au moment de la rédaction de ce manuscrit, on choisit de simuler un banc similaire à celui du site InterReg car sa forme semble faciliter la mobilisation sédimentaire (cf. section 5.4). Dans la simulation numérique, le « banc Kembs » s'étend du PK 174,2 au PK 175,4 et est localisé à proximité de la berge droite, comme l'ont proposé Clutier *et al.* (2011) (Fig. 6.2). Sa hauteur de 2 à 3 m est la même que celle du banc InterReg. On choisit une largeur au sommet de 15 m. Avec ces dimensions, le volume du banc dans le modèle numérique atteint environ $61\,300$ m³, et le front F_{90} avant mobilisation est situé au PK 175,31.

On propose également un autre scénario de banc fictif sur le site de Kembs, mais qui aurait exactement les mêmes dimensions que le banc InterReg, c'est-à-dire une hauteur de 2 à 3 m, une largeur de haut de banc d'environ 11 m et une longueur de 600 m. Ce banc s'étendrait du PK 174,2 jusqu'au PK 174,8. Le volume de ce banc est calculé égal à environ $22\,000$ m³. Le front F_{90} initial de ce banc est situé au PK 174,72.



FIGURE 6.2 – Photographie aérienne du site Kembs et localisation des bancs longitudinaux fictifs, avec en orange le banc d'environ $60\,000$ m³ qui aurait une largeur au sommet de 15 m et en rouge le banc d'environ $20\,000$ m³, d'une largeur de 11 m. La hauteur de ces deux bancs mesurerait de 2 à 3 m. Les traits verts localisent les sections en travers du maillage utilisé dans les simulations 1D

La granulométrie de ces deux bancs fictifs est basée sur les relevés EDF du site K1 (cf. Annexe D). La moyenne arithmétique des granulométries de ces relevés donne $d_{50} = 28$ mm et $\sigma = 5,5$. Cette granulométrie est du même ordre de grandeur que celles des berges des sites InterReg (cf. Tab D.2) et O3 (cf. Tab D.3 et D.4). L'étendue granulométrique des sédiments du site K1 indique une forte présence de fines. Contrairement à la modélisation du site InterReg, le maillage sur ce site n'est pas interpolé longitudinalement, car cette étape aurait nécessité un travail important de définition des lignes directrices sur la géométrie (cf. Fig. 5.8 sur le site InterReg). De plus, comme l'objectif de ces simulations est de relever des tendances, une géométrie raffinée n'est pas forcément nécessaire. Le maillage utilisé est alors uniquement constitué des profils en travers du RPF distants de 100 à 200 m les uns des autres (Fig. 6.2 et annexe A).

6.2.3 Érosion latérale maîtrisée O3

Pour simuler le devenir des sédiments érodés du site O3, le modèle 1D nécessite une relation entre le débit liquide Q et le débit solide Q_s provenant de la berge érodée. Les résultats de l'expérience en laboratoire de Die Moran (2012) succinctement présentée à la section 1.3.3 permettent d'estimer le débit solide sur le site O3 en fonction du débit liquide.

La berge commence à être érodée dès que le débit liquide seuil $Q_{seuil} = 500$ m³/s est dépassé. Pour $Q > Q_{seuil}$, on suppose le débit solide proportionnel au débit excédentaire $Q - Q_{seuil}$ tant que l'érosion de la berge n'impacte pas ce débit solide. À partir des tests sur le modèle réduit physique d'un régime permanent à débit fixé, on cale le coefficient a de la loi suivante :

$$Q_s = a(Q - Q_{seuil}) \quad (6.1)$$

avec Q_s : débit solide érodé sur un mètre [kg/(s m)] et Q : débit liquide [m³/s]. Le meilleur calage est obtenu avec $a = 3,5 \times 10^{-5}$ kg/m⁴ (Fig. 6.3a).

Les berges ne pouvant pas être érodées indéfiniment, le volume maximal érodable est estimé à une valeur $V_{max} = 20\,000$ m³ à partir d'un test du modèle réduit d'une succession de crues représentatives d'une période de 10 ans (Fig. 6.3b). Ce test met également en évidence l'amortissement du volume érodé Q_s avec le volume déjà érodé V . Cet amortissement est calé à l'aide du coefficient b de l'exponentielle décroissante suivante :

$$Q_s = a(Q - Q_{seuil}) \exp\left(\frac{-bV}{V_{max} - V}\right) \quad (6.2)$$

avec V : volume érodé et V_{max} : volume maximal érodable et b : coefficient de calage ($b = 0,75$ sur la Figure 6.3b).

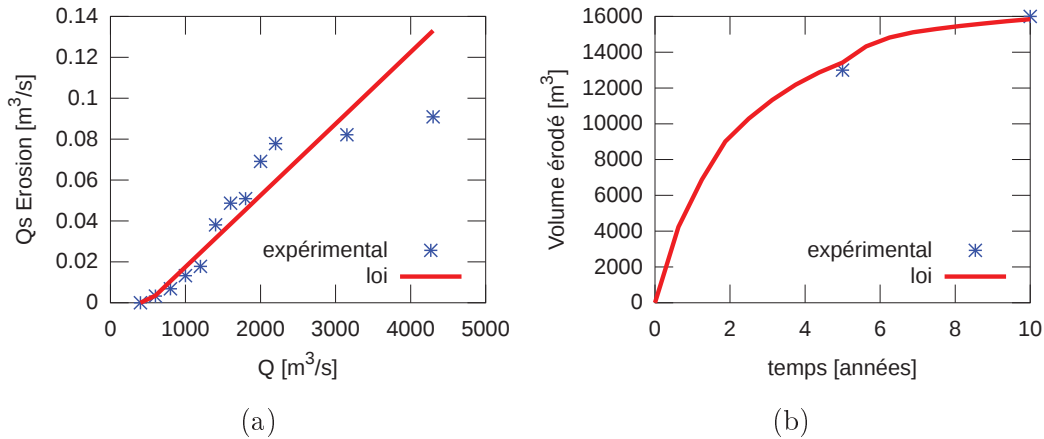


FIGURE 6.3 – (a) : Calage du coefficient a de l'équation 6.1 à partir de tests de régime uniforme du modèle réduit donnant le débit érodé en fonction du débit liquide constant et (b) : calage de l'amortissement du débit solide érodé en fonction du volume déjà érodé (coefficient b de l'équation 6.2) à partir du test physique d'une succession de crues sur 10 ans (données des tests physiques : Die Moran, 2012)

Les résultats de l'expérience de Die Moran (2012) montrent que pratiquement tout le linéaire des berges déroctées est érodé (cf. Fig. 1.13 de la section 1.3.3). Selon les résultats des tests du modèle réduit, l'érosion provoquée par le premier épi est pratiquement 2 à 4 fois supérieure à l'érosion provoquée par le second lorsque $Q < 1000$ m³/s. Pour des débits supérieurs, les deux érosions sont du même ordre de grandeur.

Dans la simulation numérique 1D du site O3, Q_s est considéré comme un apport latéral solide uniforme entre les PKs 191,100 et 191,500. Selon El Kadi Abderrezzak (2010), la longueur de berge déroctée et donc érodable sur le site O3 mesure 400 m.

Les paramètres granulométriques des déversements solides latéraux dans le modèle numérique sont les mêmes que ceux des berges érodées dans le modèle physique, c'est-à-dire $d_{50} = 10$ mm et $\sigma = 8$ (Die Moran, 2012).

Il est important de noter que dans les scénarios simulés d'érosion latérale de berge, on ne reproduit pas le recul de la berge dû à l'érosion. Cet élargissement du lit peut en effet avoir un impact sur la dynamique sédimentaire, et stabiliser le lit sur le site d'érosion.

6.3 Simulations des scénarios

6.3.1 Impact de l'hydrologie sur l'érosion

Pour estimer l'impact de l'hydrologie sur la mobilisation sédimentaire, on compare les érosions simulées du banc InterReg au cours de la crue de 2010 d'une période de retour d'un an et au cours de la crue de 1999 d'une période de retour de cent ans.

Comme décrit à la section 4.1.1, la crue de 1999 est la plus forte crue entre 1990 et 2009. Cette

crue a localement déstabilisé le lit, mais celui-ci se serait restructuré par la suite. Dittrich (2010) a mis en évidence des érosions régressives très locales sur le linéaire du Vieux-Rhin (Fig. 4.1). Sur la Figure 6.4 quelques zones de succession d'érosion et de dépôt sont localisées par les flèches noires. Le modèle numérique reproduit correctement ces tendances mais les volumes érodés et déposés sont fortement sur-estimés. Conformément à la description de Dittrich (2010) sur l'impact de la crue de 1999, le lit n'est modifié que localement dans la simulation de cette crue.

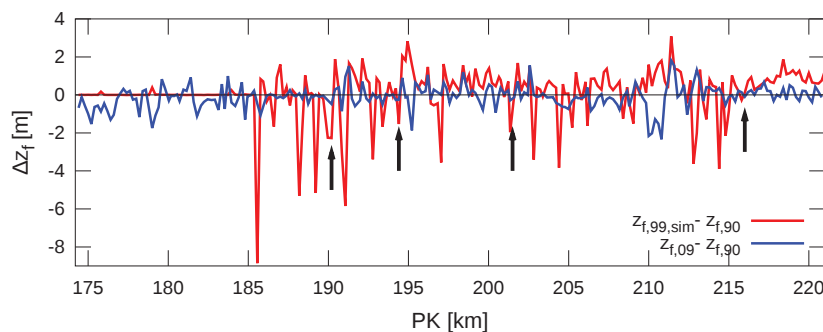


FIGURE 6.4 – Différence des thalwegs observés sur le Vieux-Rhin entre 1990 ($z_{f,90}$) et 2009 ($z_{f,09}$) et différence du thalweg simulé après la crue de 1999 ($z_{f,99,sim}$) et celui observé en 1990. Les flèches noires localisent quelques zones de succession d'érosion et de dépôt. La loi de chargement utilisée dans la simulation est celle de Meyer-Peter et Müller (1948), avec une distance de chargement de $L_s = 200$ m. On prend $L_d = 50$ km et $L_\sigma = 100$ km. L'effet des pentes latérales est pris en compte dans la contrainte critique locale par la formule d'Ikeda (1982) et la contrainte calculée localement est égale à la contrainte moyenne sur une section en travers

Pour comparer les effets des crues de 2010 et de 1999 sur la mobilisation du banc, on propose de simuler le scénario fictif de la crue de 1999 sur le banc InterReg longitudinal. Les aires des sections du banc A_b au début et à la fin de ces deux crues sont tracées sur la Figure 6.5 en utilisant la méthode décrite à la section 5.3.1 et schématisée sur la Figure 5.20. Contrairement à la crue de 2010, la crue de 1999 aurait complètement érodé le banc. Sur la Figure 6.5, les aires positives pour les résultats numériques de la crue de 1999 sont dues aux dépôts locaux des sédiments du banc érodés qui ne sont pas remobilisés, la contrainte calculée étant sous-estimée dans le chenal (cf. section 5.3.3). Les aires légèrement négatives calculées sur la Figure 6.5 sont expliquées par des approximations de la géométrie.

L'avancée, définie comme la différence de localisation du front F_{90} au début et à la fin de la simulation, vaudrait 270 m à la fin de la crue de 1999. Cette avancée a été calculée égale à 170 m à la fin de la crue de 2010 dans le chapitre 5 et a été observée à 55 m sur le terrain. Les résultats de la simulation de la crue de 1999 d'une période de retour de 100 ans indiquent que le banc est plus érodé et le front F_{90} est transporté 300 m plus loin qu'au cours de la crue de 2010 d'une période de retour d'un an. Ces différences restent toutefois modérées compte tenu des débits de ces deux crues. On remarque que les calculs numériques sur-estiment le transport sédimentaire dans le chenal.

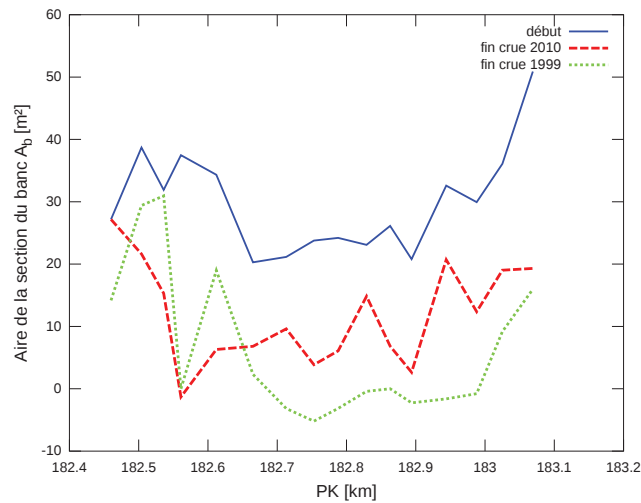


FIGURE 6.5 – Aires des sections en travers du banc InterReg longitudinal A_b simulées (cf. def. Fig 5.20) au début et à la fin des crues de 2010 et 1999, d’une période de retour d’un an et de cent ans respectivement. Les paramètres numériques des simulations sont décrits à la Figure 6.4

Lors de la crue de 2010, le volume érodé final est atteint en 3 jours. Au cours de la crue de 1999, le banc est complètement mobilisé en 5 jours et le volume de banc restant à la fin de la crue sur la Figure 6.6 est dû au dépôt simulé par couches horizontales sur la largeur du lit. L’évolution de la forme du banc InterReg rend sa mobilisation sédimentaire de plus en plus difficile (cf. section 5.4). Comme tout le banc a été mobilisé au cours de la crue de 1999 et qu’il subsiste des résidus de banc à la fin de la crue de 2010, on en déduit que le premier pic de crue lors de la chronique de 1999 est suffisamment important pour mobiliser tous les sédiments du banc, contrairement aux débits du début de la chronique de 2010.

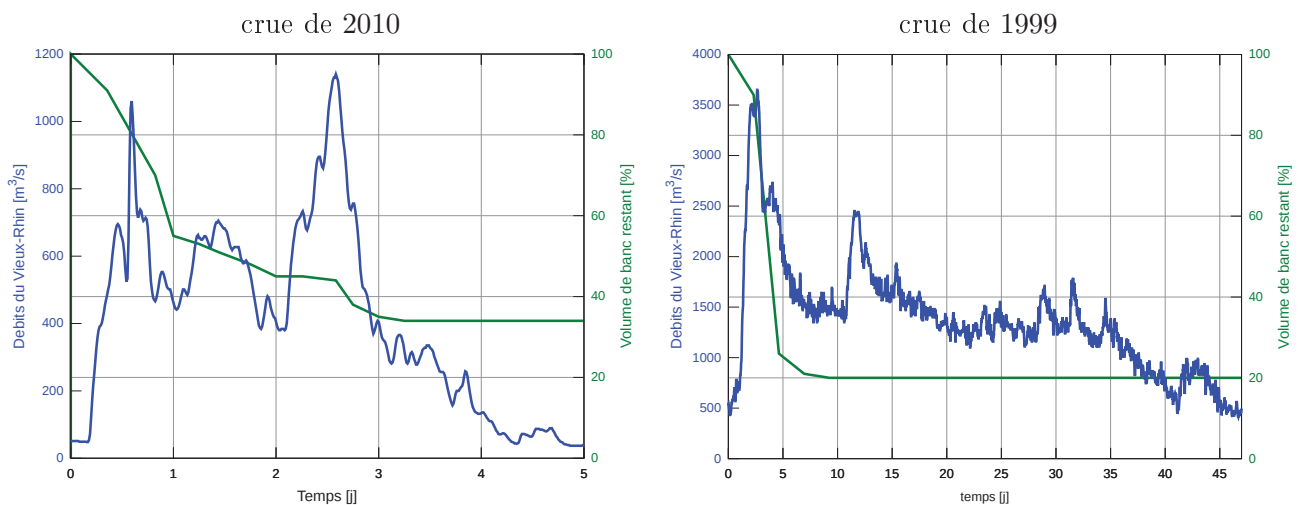


FIGURE 6.6 – Pourcentage du banc InterReg érodé au cours des simulations des crues de 2010 et de 1999. Les paramètres des simulations sont les mêmes que ceux décrits à la Figure 6.4

Les résultats numériques indiquent que la dynamique de la crue est un facteur qui peut jouer sur la mobilisation du banc. L'érosion du banc est la plus intense au cours du premier pic de crue, les pentes latérales des flancs du banc étant maximales à ce moment-là. Dans le cas d'un lit à fond plat, comme par exemple à la fin de la simulation de la crue de 1999, et lorsque les contraintes locales calculées sont égales aux contraintes moyennes sur la section en travers, on remarque que le modèle 1D sous-estime l'érosion, les sédiments du banc redéposés sur le site n'étant pas re-mobilisés dans la simulation.

6.3.2 Impact de la forme de la recharge sur sa mobilisation

Sur le site InterReg du Vieux-Rhin, la crue de 2010 a fortement érodé le banc InterReg (cf. section 5.1.3). Comme l'érosion du banc a été en partie provoquée par le sapement du flanc du banc, les pentes latérales du banc sont plus faibles à la fin de la crue de 2010. Pour estimer l'effet de la forme du dépôt sur sa mobilisation, on simule la crue de 2010 à partir de la géométrie de l'état 2 (géométrie à la fin de la crue de 2010).

Dans les simulations de la crue de 2010 à partir de la géométrie du banc à l'état 2, on remarque sur la Figure 6.7 que le résidu de banc n'est pratiquement pas modifié. De plus, les faibles érosions locales sont probablement dues à la forme « en dents de scie » observée sur le haut du résidu, car les contraintes critiques sont plus faibles sur les pentes (Ikeda, 1982).

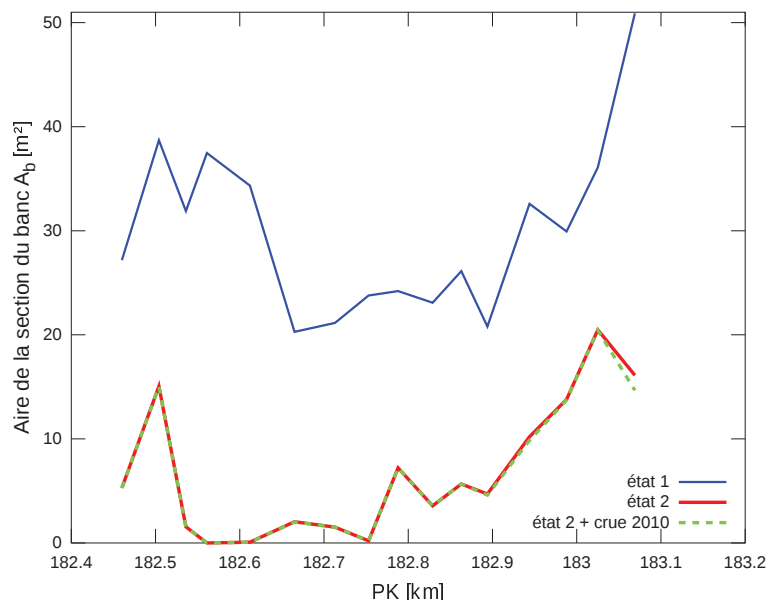


FIGURE 6.7 – Aires des sections du banc InterReg A_b (cf. def. Fig 5.20) à l'état 1 (après injection, avant mobilisation), à l'état 2 (après mobilisation) et suite à la simulation de la crue de 2010 sur l'état 2. Les paramètres des simulations sont les mêmes que ceux décrits à la Figure 6.5

Ce résultat numérique indique qu'un banc devrait être plus facilement mobilisable si ses flancs ont une pente latérale suffisamment forte, comme par exemple dans la morphologie initiale du banc InterReg.

Arnaud (2012) a observé que la crue de juin 2012 d'un débit de $1\,400\text{ m}^3/\text{s}$ (légèrement supérieur à la crue de 2010) a remobilisé une partie du résidu du banc. Les mesures topographiques à la fin de cette crue nous ont été fournies trop tardivement pour les intégrer à ce manuscrit. Cela indique cependant que le modèle ne permet pas actuellement une remobilisation des sédiments dans le chenal aussi aisée qu'en réalité.

6.3.3 Impact de la configuration du banc

L'impact de la configuration du banc sur sa mobilisation est estimé en comparant la mobilisation des bancs transversal et longitudinal sur le site InterReg.

La Figure 6.8 montre que suite à la mobilisation des bancs au cours de la crue, la cote moyenne du fond du lit diminue à la localisation initiale des bancs. Dans la simulation numérique, on trouve que le banc transversal est érodé à 73% et le banc longitudinal à 44% au cours de la crue de 2010. Juste en aval de l'emplacement initial des bancs, on remarque un fort dépôt puis la hauteur de ces dépôts diminue avec le PK.

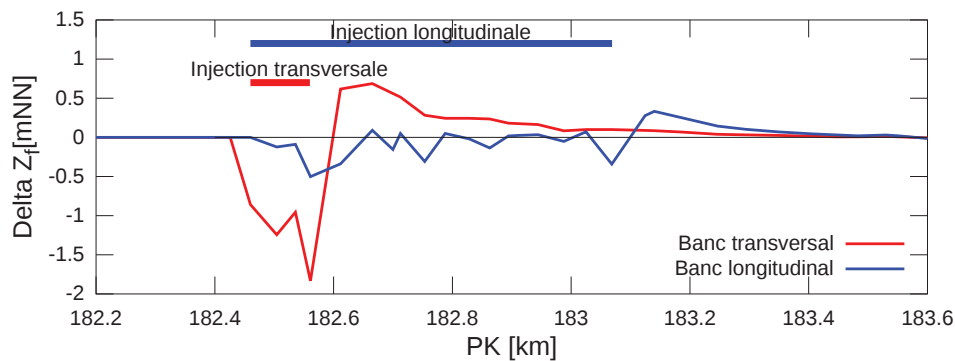


FIGURE 6.8 – Différence de la cote moyenne du fond ΔZ_f entre le début et la fin de la simulation de la crue de 2010 pour les bancs longitudinal et transversal InterReg. Les traits épais localisent l'étendue de ces deux bancs avant mobilisation. La droite noire horizontale indique une évolution de cote moyenne du fond nulle. Les paramètres des simulations numériques sont les mêmes que ceux décrits à la Figure 6.4

La Figure 6.9 met en évidence l'effet de barrage que crée le banc transversal, la cote d'eau en amont étant réhaussée d'environ 20 cm par rapport à la cote d'eau en amont du banc longitudinal.

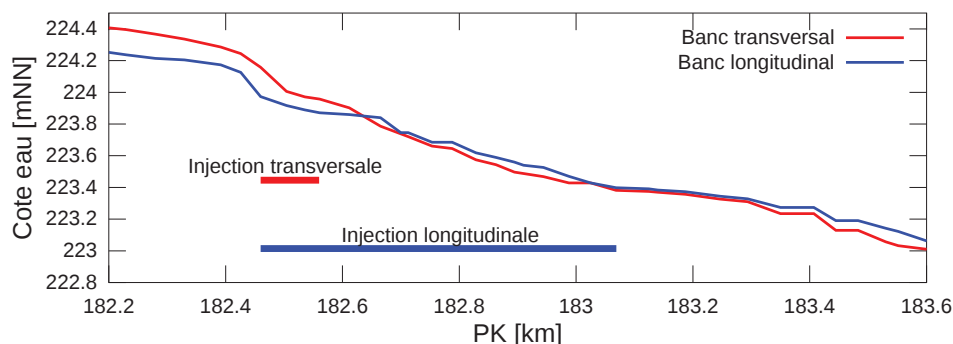


FIGURE 6.9 – Impact sur la cote d'eau des bancs longitudinal et transversal InterReg pour un débit de $485 \text{ m}^3/\text{s}$, avant que les bancs soient mobilisés. Les traits épais localisent l'étendue de ces deux bancs avant mobilisation. Les paramètres des simulations numériques sont les mêmes que ceux décrits à la Figure 6.4

Dans les simulations, l'avancée du front F_{90} du banc longitudinal atteint 170 m et celle du banc transversal 260 m. Une configuration de banc transversal semble favoriser sa mobilisation et la propagation en aval des sédiments du banc, selon les résultats numériques.

6.3.4 Impact du site d'injection

Un banc fictif ayant les mêmes dimensions que le banc InterReg a été reproduit sur le site Kembs. La comparaison de la mobilisation au cours de la crue de 2010 de ces deux bancs, respectivement situés sur les sites InterReg (PK 182,460 à 183,069) et Kembs (PK 174,200 à 174,800) permet de mettre en évidence l'effet du site d'injection.

Le banc situé sur le site InterReg est érodé à 44% (Fig. 6.6) alors que celui du site Kembs ne serait pas du tout érodé (Fig. 6.10) au cours de la crue de 2010. Cette comparaison souligne que les conditions hydrauliques des deux sites d'injection ont un effet important sur la mobilisation sédimentaire.

On remarque également que sur le site Kembs, le banc d'un volume de $60\,000 \text{ m}^3$ n'est pas érodé entre les PKs 174,200 et 175,000 mais est complètement érodé entre les PKs 175,200 et 175,400. La localisation de la portion de banc érodé coïncide avec la présence d'un banc de graviers latéral gauche sur le site Kembs et la portion non érodée avec la présence d'un banc de graviers au centre du lit (Fig. 6.2). Sur le site InterReg, on repère également un banc de graviers latéral gauche à proximité de la tête du banc InterReg et en sortie du méandre (Fig. 6.1). Ainsi, selon les résultats numériques, la présence d'un banc de graviers latéral en rive opposée a tendance à faciliter la mobilisation sédimentaire d'une recharge, contrairement à un banc de graviers central. On suppose que le banc latéral a tendance à concentrer l'écoulement dans le chenal à proximité du banc sédimentaire injecté, facilitant alors sa mobilisation.

On note cependant que le pas d'espace longitudinal Δx n'est pas le même sur les deux sites, avec $\Delta x \approx 50$ m sur le site InterReg et $\Delta x \approx 200$ m sur le site Kembs. Cette différence de résolution du maillage pourrait éventuellement expliquer la différence de mobilisation, car il est possible qu'une partie du banc situé entre deux profils en travers sur le site Kembs aurait été mobilisée.

6.3.5 Impact de la taille du banc

La Figure 6.10 compare l'érosion des deux bancs fictifs sur le site de Kembs, le premier banc ayant un volume d'environ $20\,000\text{ m}^3$ et les mêmes dimensions que le banc InterReg ; le second banc est plus large, plus long et son volume est environ trois fois plus grand que le premier. On remarque sur la Figure 6.10 qu'au cours de la simulation de la crue de 2010, pratiquement 10% du banc ayant un volume de $60\,000\text{ m}^3$ a été érodé, mais le banc d'un volume de $20\,000\text{ m}^3$ n'a pas du tout été érodé. L'érosion de ce premier banc se produit lors des deux plus forts pics de crue, et seule la partie du banc située entre les PK 175,200 et 175,400 est érodée.

L'avancée du front F_{90} du banc ayant le plus grand volume vaut 790 m. Cette distance parcourue est importante en comparaison avec les autres résultats numériques (Tab. 6.1). L'avancée de l'autre banc est nulle, celui-ci n'étant pas érodé. On remarque que l'avancée calculée pour le banc de $60\,000\text{ m}^3$ est uniquement due à la propagation des sédiments érodés de la partie aval du banc, et la position du front F_{90} est déplacée du PK 175,3 au PK 176,1 au cours de la crue. La localisation du transport des sédiments du banc sur le site Kembs coïncide avec la présence d'un banc latéral sur la rive gauche (Fig. 6.2). Ainsi, il semble que cette configuration de lit concentre l'écoulement dans le chenal principal, ce qui a pour effet d'accélérer le transport simulé des sédiments.

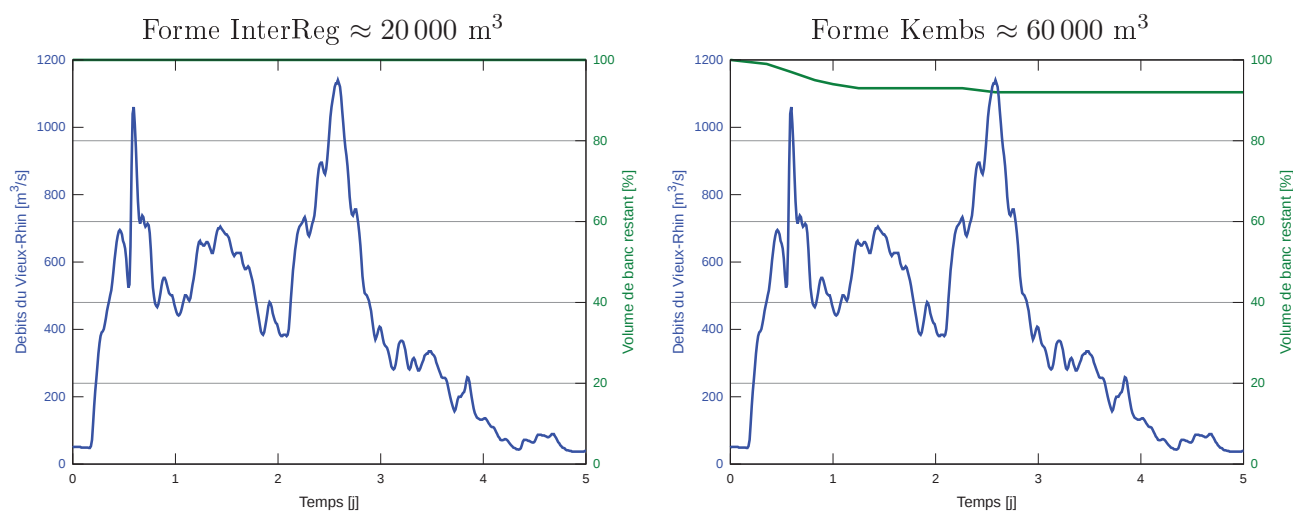


FIGURE 6.10 – Pourcentage des deux bancs fictifs ayant respectivement des volumes de $\approx 20\,000\text{ m}^3$ et $\approx 60\,000\text{ m}^3$ érodé au cours des simulations de la crue de 2010. Ces deux bancs sont localisés sur le site de Kembs (cf. Fig. 6.2). Les paramètres des simulations numériques sont les mêmes que ceux décrits à la Figure 6.4

Il est difficile de conclure quant à l’effet du volume du banc sur la mobilisation sédimentaire et la propagation des sédiments à partir des résultats numériques de l’évolution des bancs sur le site d’injection de Kembs, car il semble que ce site influe fortement sur la mobilisation des recharges (cf. section 6.3.4) et sur la propagation des sédiments érodés.

Le rapport de la largeur du banc Kembs sur la largeur du lit actif dans la partie aval du site Kembs donne 24%. Ce même calcul sur le site InterReg aboutit à 13%. Pour une même hauteur de banc, il semble alors qu’un ratio important de la largeur de banc à la largeur du lit actif facilite la mobilisation sédimentaire. En effet, un banc large aura tendance à concentrer l’écoulement dans le chenal, induisant un calcul de contraintes plus fortes. Ainsi, la mobilisation et le transport sédimentaire seraient facilités.

6.3.6 Impact du mode d'injection

Pour estimer l'impact du mode d'injection sur la propagation des sédiments, on compare les variations de la cote moyenne du fond sur une section en travers et les avancées des fronts à la suite de l'érosion de berge sur le site O3 avec les résultats de la mobilisation du banc InterReg au cours de la crue de 2010.

Pour quantifier le volume de berge érodée au cours de la crue de 2010, on utilise la méthode décrite à la section 6.2.3 (Eqs. 6.1 et 6.2). La Figure 6.11 récapitule la proportion du volume de berge érodée en fonction de la chronologie de la crue. Le volume disponible au début de la chronique est égal au volume maximal érodable $V_{max} = 20\,000 \text{ m}^3$. Conformément à l'Équation 6.2, l'érosion calculée est proportionnelle au débit liquide et décroît au cours de la chronique de débit (Fig. 6.11). Ainsi, le volume érodé se retrouvant dans le chenal principal atteint environ $1\,166 \text{ m}^3$ à la fin de la crue de 2010. Il est toutefois important de noter que la formule de la section 6.2.3 est une loi empirique, et les résultats de la Figure 6.11 ne donnent qu'une estimation de l'érosion de berge. Ainsi, les volumes sédimentaires injectés par le biais d'une érosion latérale au cours de la crue de 2010 sont beaucoup plus faibles que les volumes mobilisés du banc InterReg (Fig. 6.6).

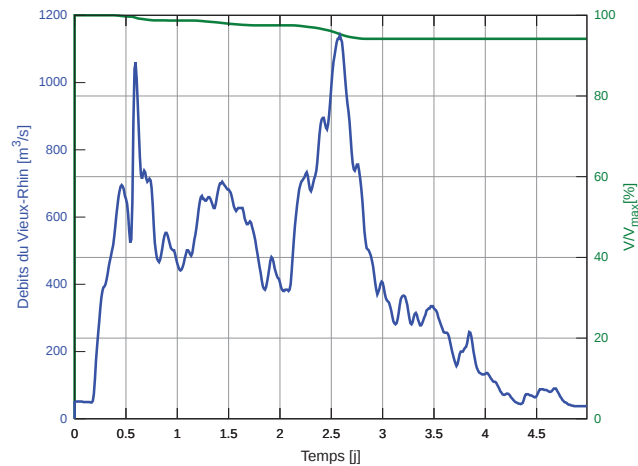


FIGURE 6.11 – Calcul du volume érodé de la berge du site O3 au cours de la crue de 2010 (cf. section 6.2.3, Équations 6.1 et 6.2)

La simulation de l'injection sédimentaire sur le site O3 est homogène entre les PK 191,1 et 191,5 et le mode de dépôt par couches horizontales répartit les sédiments sur la largeur du lit.

On définit la position du front à l'instant initial à partir de la longueur du site d'injection L_{O3} et de la position de la limite amont du site PK_{O3}^{amt} par la formule : $F_{90} = PK_{O3}^{amt} + 0,9 \times L_{O3}$. Le front F_{90} est alors localisé au PK 191,45. Au cours de la simulation numérique, le volume injecté dans le lit augmente au cours du temps. La position du front F_{90} est définie à chaque instant comme la position pour laquelle 90% en volume des sédiments injectés dans le lit sont situés en amont. On note que ce calcul de la position du front est le même que celui effectué lors des simulations des

expériences de Seal *et al.* (1997) (cf. section 3.2). À la fin de la simulation de la crue, on trouve une avancée du front des sédiments érodés F_{90} de 1 160 m.

Pour comparer les déplacements simulés des sédiments issus de l'érosion de berge sur le site O3 avec ceux des sédiments érodés du banc InterReg, on relève les différences de cote moyenne du fond du lit (c'est-à-dire la cote moyenne de la bathymétrie des profils en travers) entre le début et la fin de la simulation de la crue de 2010 (Fig. 6.12). On remarque que l'injection sédimentaire simulée sur le site O3 induit une modification de la cote moyenne des sections en travers du lit sur une plus longue distance (Fig. 6.12).

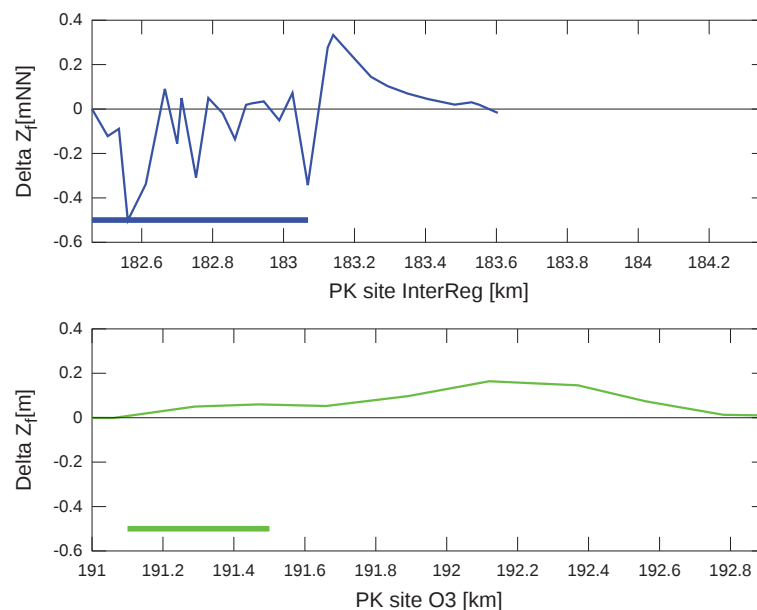


FIGURE 6.12 – Différence de la cote moyenne du fond ΔZ_f entre le début et la fin de la simulation de la crue 2010 sur les sites InterReg (bleu) et O3 (vert). Le trait épais vertical bleu indique l'étendue du banc InterReg initial et le trait épais vert localise l'injection sédimentaire par érosion maîtrisée de berge. Les droites noires horizontales indiquent une évolution de cote moyenne du fond nulle. Les paramètres des simulations numériques sont les mêmes que ceux décrits à la Figure 6.4

On suppose que la forte avancée simulée du front F_{90} des sédiments du site O3 est due au diamètre médian plus faible que celui des sédiments du banc InterReg, car les modèles numériques sont sensibles à la valeur du d_{50} (cf. section 5.3.4 par exemple). Il est également probable que le site O3 soit plus dynamique que le site InterReg.

6.4 Synthèse sur les scénarios de recharge sédimentaire

6.4.1 Récapitulatif des résultats

Le Tableau 6.1 récapitule toutes les simulations numériques des recharges. Le pourcentage de la recharge érodée ainsi que l'avancée des sédiments de la recharge sont indiqués et permettent de comparer les paramètres qui influent sur la mobilisation sédimentaire (Tab. 6.1).

Paramètre	Site	Recharge	Volume	Crue	d_{50}	σ	Avancée	V érodé
Unité	-	-	[m ³]	-	[mm]	[-]	[m]	[%]
Exp.	InterReg	banc longitudinal	20 000	2010	21	6,6	55	80
Num.	InterReg	banc longitudinal	20 000	2010	71	1,5	0	3
	InterReg	banc longitudinal	20 000	2010	21	3,7	170	44
	InterReg	banc longitudinal	20 000	2010	25	2,9	70	41
	InterReg	banc longitudinal	20 000	2010	35	2,3	0	18
	InterReg	banc longitudinal	20 000	1999	21	3,7	270	80
	InterReg	banc transversal	20 000	2010	21	3,7	260	73
	O3	érosion latérale	20 000	2010	10	8	1160	8
	Kembs	banc longitudinal	60 000	2010	28	5,5	790	8
	Kembs	banc longitudinal	20 000	2010	28	5,5	0	0

TABLEAU 6.1 – Récapitulatif des paramètres de toutes les simulations numériques 1D des scénarios de recharge et détail des résultats numériques. L'avancée est définie comme la différence de localisation du front F_{90} au temps initial et au temps final de la simulation

6.4.2 Sensibilité des scénarios de recharge simulés

Des simulations complémentaires non présentées dans ce manuscrit indiquent que la **chronique de la crue** de 1999 d'une période de retour de 100 ans érode plus les recharges que celle de 2010 qui a une période de retour de 1 an, et ce pour tous les sites et toutes les configurations de recharge. L'avancée simulée du front F_{90} dépend également de l'**hydrologie** : les sédiments érodés puis déposés au cours d'un pic de crue ne sont pas re-mobilisés lors d'un autre pic de crue car la forme de ce dépôt est plus dure à éroder. Ce résultat numérique est cependant à nuancer et pourrait être expliqué par une sous-estimation de la contrainte locale calculée dans le chenal.

Pour une même chronique de débit, le volume injecté dans le chenal principal est plus important lors d'une érosion de banc sur un site tel que celui d'InterReg qu'au cours d'une érosion latérale de berge telle que celle du site O3. Le **mode de recharge** influe donc sur la quantité de sédiments mobilisés.

La **localisation du site** joue également un rôle important sur la mobilisation, les zones de rétrécissement de la largeur du lit et/ou à la sortie de méandre facilitant l'érosion.

La **forme du banc** injecté influe beaucoup sur la mobilisation sédimentaire. En effet, un banc avec des flancs latéraux pentus sera plus facilement mobilisé. Au cours d'une crue, la forme du banc devient de plus en plus lissée et la mobilisation sédimentaire calculée devient de moins en moins en forte, car la formule d'Ikeda (1982) a moins d'effets sur la contrainte critique locale à cet endroit. La **largeur du banc** semble aussi avoir un impact sur la mobilisation sédimentaire en fonction du site, car une largeur importante aura comme conséquence de concentrer l'écoulement simulé dans le chenal. La propagation des sédiments dans les modèles numériques est plus importante dans le cas d'une **configuration de banc** transversale que longitudinale.

La **granulométrie des sédiments de la recharge** est également un paramètre influençant la mobilisation simulée de la recharge, car la capacité de transport q_s est principalement fonction du diamètre médian d_{50} .

6.4.3 Conclusions sur les recharges sédimentaires

Les simulations numériques des bancs de Kembs et InterReg indiquent qu'un volume trop important de recharge, une forme lissée de banc et/ou un site avec des conditions hydrauliques peu dynamiques induisent une mobilisation plus difficile. Il est donc important d'injecter des volumes de recharge qui soient potentiellement mobilisables par la rivière pour éviter que l'injection ne se fixe et ne se végétalise, modifiant alors durablement la morphologie de la rivière. Les injections pourraient être répétées dans le temps pour recharger un site d'injection à la suite d'une forte crue et/ou dans l'espace pour diversifier la granulométrie du lit le long du Vieux-Rhin.

Si l'on veut créer des formes dans le lit, il semble important de repérer les zones de dépôt telles que celles mises en évidence avec les modèles numériques 1D et 2D. L'analyse historique de l'évolution de la morphologie de la rivière révèle également les parties du lit qui ont des tendances à l'érosion ou au dépôt. En plus d'introduire des sédiments sous la forme d'impulsions de débit sédimentaire, le mode de recharge par érosion maîtrisée de berge augmente légèrement la largeur du lit, ce qui devrait permettre aux formes fluviales de se développer.

Conclusion générale et perspectives

7 Conclusions et perspectives

Dans le cadre du projet InterReg IV A « Redynamisation du Vieux-Rhin », l'introduction de sédiments dans le lit du Vieux-Rhin avait pour but de ré-initier un transport sédimentaire et de diversifier les formes fluviales du lit. Cependant, plusieurs questions liées à ces recharges sédimentaires ont été soulevées. En particulier, il semblait primordial que le transport sédimentaire des sédiments des recharges ne déstabilise pas la couche pavée et que ces recharges ne se fixent pas. En effet, dans ce cas, les potentielles évolutions de différents types d'injection sédimentaire étaient inconnues. Pour apporter des réponses à ces incertitudes, ce travail de thèse s'est appuyé sur les simulations numériques 1D et 2D de recharge sédimentaire.

7.1 Modèle numérique du Vieux-Rhin

7.1.1 Évolution granulométrique longitudinale

À partir de la simulation numérique de l'expérience de Seal *et al.* (1997), l'évolution de la morphologie est calée par la distance de chargement L_s qui permet de lisser le débit solide. On relève que ce paramètre est du même ordre de grandeur que le pas d'espace Δx et que la largeur du lit actif. L'évolution granulométrique du lit est reproduite dans RubarBE en calant le processus de démixage avec les paramètres suivants :

- distance d'ajustement L_d qui reproduit la décroissance longitudinale du diamètre médian,
- distance d'ajustement L_σ qui reproduit la décroissance longitudinale de l'étendue granulométrique.

Ces deux coefficients sont proportionnels à la longueur du tronçon à l'équilibre (pas d'apports liquide ou solide importants, pas de barrage...) et $L_d < L_\sigma$. L'analyse du diamètre médian et de l'étendue granulométrique le long du Vieux-Rhin met en évidence un tri granulométrique longitudinal. La décroissance longitudinale du diamètre médian et de l'étendue granulométrique sont alors respectivement quantifiées par les coefficients L_d et L_σ . En divisant le Vieux-Rhin en sous-tronçons délimités par des chutes, bouchons hydrauliques et barrages, les coefficients L_d et L_σ ajustés sur le site étudié sont bien du même ordre de grandeur que la longueur de ces tronçons. Ainsi, on relève

une zone de dépôt quelques centaines de mètres en aval des bouchons hydrauliques avec un diamètre médian plus grossier et une étendue granulométrique plus forte. On fixe ces distances d'ajustement L_d et L_σ de sorte à reproduire la décroissance granulométrique sur tout le Vieux-Rhin.

7.1.2 Développement de la végétation

En utilisant le calage de la rugosité pour chaque type de végétation, on peut distinguer les effets de la géométrie et des sédiments, de celui de la végétation sur la contrainte. La comparaison de la végétation entre 1950 et 2009 souligne que la propagation de la végétation de l'amont vers l'aval semble terminée de nos jours, seuls les ouvrages tels que les rampes n'étant pas végétalisés. Le développement de la végétation dans le lit majeur hydraulique a pour effet de concentrer l'écoulement dans le lit mineur hydraulique, augmentant alors les contraintes efficaces dans ce lit. Ce processus a ainsi peut-être accru le phénomène de pavage dans le chenal. On remarque aussi que les aménagements ont un très fort impact sur la dynamique de l'écoulement.

7.1.3 Formation du pavage

Le pavage du Vieux-Rhin s'est formé progressivement par transport sélectif puis par structuration des galets du lit dès le 19^e siècle. Dans le modèle numérique 1D RubarBE, la formule de démixage permet de reproduire les conséquences d'un transport sélectif, les sédiments les plus fins étant transportés par l'écoulement et les plus grossiers ne bougeant pas. Pour reproduire numériquement la formation d'une couche armurée (Koll *et al.*, 2010), les longueurs de chargement et d'ajustement dans la formule de démixage ont été calées. Cette simulation a mis en évidence la difficulté de reproduire avec le code RubarBE la mobilisation des sédiments les plus fins d'une population étendue. En effet, dans ce cas le diamètre médian n'est plus représentatif des sédiments mobilisables et la contrainte critique de mise en mouvement doit être plus faible pour initier une érosion. La formule de capacité de transport de Camenen et Larson (2005) semble alors être plus appropriée que celle de Meyer-Peter et Müller (1948), car elle permet un transport sub-seuil qui décroît exponentiellement avec la contrainte.

7.2 Simulations des recharges

7.2.1 Interaction entre les sédiments injectés et la couche de surface

Pour simuler correctement une expérience de déformation d'un dépôt de traceurs sur une couche armurée (Koll *et al.*, 2010), la reproduction des effets dus au masquage sédimentaire a été introduite dans le modèle numérique RubarBE en mélangeant les sédiments fins masqués avec la couche gros-

sière sous-jacente. Sur le Vieux-Rhin, le masquage sédimentaire des graviers injectés semble plus modéré.

Le transport sédimentaire des sédiments de la recharge InterReg ne semble pas déstabiliser la couche pavée et on reproduit cette stabilité du pavage en définissant un diamètre médian suffisamment grossier (1D) ou en rendant le lit inérodable (2D) dans les modèles numériques. On remarque cependant que dans le cas d'un transport sédimentaire plus important comme pour le scénario de recharge d'un banc transversal sur le site InterReg, le pavage peut être localement érodé avec le modèle numérique.

7.2.2 Déformation de la recharge

Les modèles numériques sont très sensibles à la granulométrie utilisée. En effet, l'érosion du banc dépend du diamètre médian et la propagation sédimentaire est fonction du diamètre médian et de l'étendue granulométrique. Comme la distribution granulométrique des sédiments du banc InterReg était bi-modale, on a choisi de tenir compte seulement des sédiments les plus grossiers car ils sont majoritairement à l'origine de la création de formes : on utilise la formule $\sigma_a = d_{84}/d_{50}$ au lieu de $\sigma = \sqrt{d_{84}/d_{16}}$ pour calculer l'étendue granulométrique, la valeur du diamètre médian restant inchangée. Les déformations du banc simulées sont alors en accord avec les résultats expérimentaux.

Les résultats numériques 1D indiquent que la mobilisation de la recharge InterReg semble due à l'érosion des flancs du banc. Dans la simulation 2D, les flancs semblent surtout érodés à proximité de la tête de banc. Au cours d'une crue, les pentes latérales du banc deviennent de moins en moins fortes, diminuant ainsi la mobilisation sédimentaire simulée.

Les lignes de courant simulées avec le modèle 2D indiquent que les sédiments érodés du banc sont transportés vers le chenal principal dans lequel l'écoulement plus rapide les propage en aval.

7.2.3 Sensibilité aux paramètres des recharges

La mobilisation sédimentaire des recharges est facilitée par des flancs de banc ayant une pente latérale forte. Un banc latéral de gravier situé à proximité du site d'injection a pour conséquence de concentrer l'écoulement dans le chenal principal, et ainsi augmenter les contraintes, facilitant alors la mobilisation d'une recharge. On trouve des conclusions inverses dans le cas d'un banc central de gravier. Lors d'une chronique de débit avec un seuil de mise en mouvement dépassé à plusieurs reprises, les sédiments déjà déposés ne seront pratiquement pas re-mobilisés. Ce résultat numérique est cependant à nuancer, car les contraintes calculées dans le chenal avec le modèle 1D peuvent être sous-estimées. Le mode de recharge par érosion de berge maîtrisée permet d'injecter une charge sédimentaire en plus petits volumes mais sur une période plus longue.

7.3 Perspectives scientifiques

7.3.1 Méthodologie de paramétrage des modèles

La méthode de paramétrage utilisée pour tenir compte des données spatiales telles que celles relatives à l'occupation du sol ou à la délimitation de la fleur d'eau pourrait être améliorée, voire automatisée. Ainsi, une méthode automatique serait alors facilement reproduite pour des données des années antérieures et pourrait également être appliquée à d'autres rivières.

Certaines technologies actuelles de LiDAR peuvent mesurer sous conditions la topographie du lit mineur sous l'eau et celle du lit majeur. Elles peuvent aussi estimer la granulométrie du lit, la hauteur et la densité de la végétation (Steinbacher *et al.*, 2010). Bien que ces relevés soient coûteux et l'incertitude encore élevée, ces données pourraient rendre les analyses et calculs numériques plus précis. Pour le modèle 1D, la définition des lignes directrices indiquant le thalweg, la fleur d'eau ou la limite des zones végétalisées pourrait alors être automatique. Pour le modèle 2D, une description précise de la granulométrie du lit permettrait de mieux comprendre les processus à l'origine de la déstabilisation locale du pavage. Les informations sur la densité et la hauteur de la végétation permettraient également de définir des classes de végétation homogènes.

7.3.2 Modélisation du transport sédimentaire

La contrainte critique de mise en mouvement sédimentaire ne tient compte que du d_{50} et sous-estime le transport des particules les plus fines. Pour reproduire la mise en mouvement des particules les plus fines d'une population sédimentaire étendue dans un modèle utilisant d_{50} et σ uniquement, il serait intéressant d'ajuster soit la contrainte critique, soit le diamètre représentatif en fonction de la valeur de l'étendue granulométrique. Une étude détaillée semble nécessaire pour trancher sur la meilleure de ces deux solutions et le paramétrage correspondant.

Dans la version actuelle de RubarBE, le processus de démixage permet de simuler la formation d'une couche ayant la même granulométrie que la couche armurée et la même épaisseur d'érosion que celles du test de Koll *et al.* (2010). Pour permettre la mobilisation des sédiments les plus fins, la contrainte critique adimensionnelle a été fixée à 0,03 et l'épaisseur de la couche armurée finale est de l'ordre du millimètre dans le modèle. Avec la formule proposée à la section 3.3, l'épaisseur est cohérente avec la granulométrie, mais l'érosion est plus importante et le tri granulométrique est moins fort. Il semble alors important de comprendre les effets de l'épaisseur de la couche active sur le calcul sédimentaire pour simuler à terme une couche armurée ayant une épaisseur cohérente avec sa granulométrie.

À l'aide de l'implémentation des conséquences de l'effet du masquage proposée à la section 3.4, la morphologie du dépôt de traceurs est reproduite avec le modèle numérique 1D. Cette implémentation

pourrait être testée sur les autres expériences de Koll *et al.* (2010), ainsi que dans le cas d'une population de traceurs étendue pour définir un choix optimal de paramètres.

Dans les simulations hydro-sédimentaires sur le Vieux-Rhin, seul le transport par charriage est simulé. Il serait approprié de tenir compte du transport en suspension, celui-ci étant la source du processus d'exhaussement des champs d'épis. Dans le modèle numérique RubarBE, la couche de transport pourrait alors être divisée en deux sous-couches, celle supérieure pour le transport en suspension et celle inférieure pour le transport par charriage. Cette division permettrait notamment de définir deux distances de chargement différentes. Celle du transport en suspension serait fonction de la vitesse de chute du sédiment alors que celle du transport par charriage serait liée à la taille de la maille numérique ou de la largeur du lit. Dans ce cas, les éventuelles interactions entre galets et sables seraient négligées.

Une représentation sédimentaire similaire à RubarBE, soit en utilisant les deux paramètres d_{50} et σ , pourrait aussi être introduite dans le logiciel Rubar20TS.

7.3.3 Proposition de redynamisation du Vieux-Rhin par recharge sédimentaire

La méthode proposée ci-dessous aurait pour objectif de développer des formes fluviales dans le lit du Vieux-Rhin.

Dans un premier temps, les zones favorables au dépôt sédimentaire seraient localisées à l'aide de modélisation numérique et d'analyse historique de la dynamique du lit. Les injections sédimentaires devraient alors être situées en amont de ces zones, à proximité d'écoulement dynamique. On propose deux principaux modes d'injection. Le premier est l'injection de bancs proches de la berge d'un volume d'environ 20 000 m³, car la recharge InterReg sur site a montré que ce volume semble optimum. Parce que la tête de banc est généralement plus érodée que la queue de banc, on propose que les longueurs de ces bancs ne dépassent pas 500 m de long. Pour que la tête d'un hypothétique banc situé en aval soit plus facilement érodable, il est nécessaire que l'écoulement bute sur cette extrémité du banc. On propose alors que les bancs soient distants entre eux d'au moins 200 m. Le second mode de recharge est l'érosion maîtrisée de berge. Le volume maximal érodé est du même ordre de grandeur que celui des bancs injectés. En fonction de l'hydrologie, les injections sont répétées et/ou déplacées sur le linéaire pendant plusieurs années.

Il serait intéressant de comparer les résultats des injections sur le Vieux-Rhin avec les conclusions Sklar *et al.* (2009) qui ont étudié les effets de l'injection en aval d'un barrage ou de Venditti *et al.* (2010b,a) qui ont étudié l'effet du transport de sédiments fins sur la mobilisation de sédiments plus grossiers d'une couche sous-jacente.

Bibliographie

Bibliographie

- ABRIL, J. B., ALTINAKAR, M. S. et WU, W. (2012). One-dimensional numerical modelling of river morphology process with non-uniform sediment. *In Proceedings of 7th the International Conference on Fluvial Hydraulics (RiverFlow)*.
- AMOROS, C. et BORNETTE, G. (2002). Connectivity and biocomplexity in waterbodies of riverine floodplains. *Freshwater Biology*, 47(4):761–776.
- ANDREWS, E. D. et PARKER, G. (1987). Chapter 10 : Formation of a coarse surface layer as the response to gravel mobility. *In Sediment Transport in Gravel-Bed Rivers*, pages 269–300. Wiley-Interscience Publications.
- ARMANINI, A. et DI SILVIO, G. (1988). A one-dimensional model for the transport of a sediment mixture in non-equilibrium conditions. *Journal of Hydraulic Research*, 26(3):275–292.
- ARNAUD, F. (2012). *Analyse géomorphologique du Rhin court-circuité entre Huningue et Neuf-Brisach : éléments prospectifs pour la restauration d'un style fluvial en tresses*. Thèse de doctorat, Géographie et aménagement, Université de Lyon 3, InterReg/EDF.
- ARNAUD, F., BERAUD, C., PIÉGAY, H., SCHMITT, L., LE COZ, J., ROLLET, A., JOHNSTONE, K., HOENEN, D. et BÉAL, D. (2011). The Old Rhine evolution since 1950 : Historical aspects. *In Habersack H., Schober B., Walling D. [eds], International Conference on the Status and Future of the World's Large Rivers, 11-14 avril 2011, Vienne, Autriche, Abstract Book*, page 170.
- ASHIDA, K. et MISHIUE, M. (1973). Studies on bed load transport rate in alluvial streams. *Transactions of the Japan Society of Civil Engineering*, 4.
- ASHWORTH, P. J. et FERGUSON, R. I. (1989). Size-selective entrainment of bed load in gravel bed streams. *Water Resources Research*, 25(4):627–634.
- BALAYN, P. (2001). *Contribution à la modélisation numérique de l'évolution morphologique des cours d'eau aménagés lors de crues*. Thèse de doctorat, Université Claude Bernard, Lyon. 140 pp.
- BELLEUDY, P. (2000). Numerical simulation of sediment mixture deposition (part 1) : analysis of a flume experiment. *Journal of Hydraulic Research*, 38(6):417–425.
- BELLEUDY, P. (2001). Numerical simulation of sediment mixture deposition (part 2) : a sensitivity analysis. *Journal of Hydraulic Research*, 39(1):25–31.
- BELLEUDY, P. et SCHUTTRUMPF, H. (1994). Modeling danube and isar rivers morphological evolution. *HOUILLE BLANCHE-REVUE INTERNATIONALE DE L'EAU*, 49(4):72–77.
- BENNETT, J. P. et NORDIN, C. F. (1977). Simulation of sediment transport and armouring. *In*

- Hydrological Sciences Bulletin des Sciences Hydrologiques, XXII*, volume 4, pages 555–569.
- BERAUD, C., CAMENEN, B., LE COZ, J. et PAQUIER, A. (2012). 1D numerical simulation of sediment downstream fining during bed aggradation using a simplified grain size description. *Journal of Hydraulic Research*. (en préparation).
- BETTES, R. et WHITE, W. R. (1981). Mathematical simulation of sediment movement in streams. *Institution of Civil Engineering Proceedings*, 71(3):879–892.
- BLOM, A., RIBBERINK, J. S. et PARKER, G. (2008). Vertical sorting and the morphodynamics of bed form-dominated rivers : A sorting evolution model. *Journal of Geophysical Research F : Earth Surface*, 113(1):1–19.
- BORAH, D. K., ALONSO, C. V. et PRASAD, S. H. (1982). Routing graded sediments in streams : formulations. *Journal of the Hydraulics Division - ASCE*, 108(HY12):1486–1505.
- BRAVARD, J. P. et PETIT, F. (1997). *Les cours d'eau. Dynamique du système fluvial*. Collection U, Armand Colin. ISBN : 2-200-25177-7, EAN : 9782200251772, 222 pp.
- BRAY, D. I. et CHURCH, M. (1980). Armoured versus paved gravel beds. *Journal of the Hydraulics Division - ASCE*, 106(11):1937–1940.
- BRIDGE, J. (2005). *Rivers and Floodplains*. Blackwell. 504 pp.
- BUFFINGTON, J. M. et MONTGOMERY, D. R. (1997). A systematic analysis of eight decades of incipient motion studies, with special reference to gravel-bedded rivers. *Water Resources Research*, 33(8):1993–2029.
- CAMENEN, B. et LARSON, M. (2005). A general formula for non-cohesive bed load sediment transport. *Estuarine, Coastal and Shelf Science*, 63(1-2):249–260.
- CAMENEN, B., HOLUBOVA, K., LUKAC, M., LE COZ, J. et PAQUIER, A. (2011). Assessment of methods used in 1D models for computing bed-load transport in a large river : The Danube River in Slovakia. *Journal of Hydraulic Engineering*, 137(10):1190–1199.
- CHIN, C. O. (1985). Stream bed armouring. Rapport technique 403, School of Engineering, Université d'Auckland, Nouvelle Zélande.
- CHIN, C. O., MELVILLE, B. W. et RAUDKIVI, A. J. (1994). Streambed armorings. *Journal of Hydraulic Engineering - ASCE*, 120(8):899–918.
- CHOW, V. T. (1959). *Open-channel hydraulics*. McGraw-Hill, Toronto, Ontario. 680 pp.
- CHURCH, M. (2002). Geomorphic thresholds in riverine landscapes. *Freshwater Biology*, 47:541–557.
- CHURCH, M. et KELLERHALS, R. (1978). On the statistics of grain size variation along a gravel river. *Revue Canadienne des Sciences de la Terre*, 15(7):1151–1160.
- CLUTIER, A., AELBRECHT, D., BARILLIER, A., PINTE, K., CAUMONT, F., BOUCHARD, J. P., EL-KADI, K. et DIE MORAN, A. (2011). Contribution to morphodynamics restoration of Old Rhine river through a sediments injection, 11th October 2011 meeting. Communication personnelle au cours du 9e Comité de Coordination du projet InterReg.

-
- COBBY, D. M., MASON, D. C. et DAVENPORT, I. J. (2001). Image processing of airborne scanning laser altimetry data for improved river flood modelling. *ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing*, 56(2):121–138.
- COX, R. G. (1973). Effective hydraulic roughness for channels having bed roughness different from bank roughness : A state of the art report. *U.S. Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi, Miscenalleous Paper H-73-2:64*.
- CUI, Y. et PARKER, G. (1998). The arrested gravel front : Stable gravel-sand transitions in rivers part 2 : General numerical solution. *Journal of Hydraulic Research*, 36(2):159–182.
- CUI, Y. T., PARKER, G. et PAOLA, C. (1996). Numerical simulation of aggradation and downstream fining. *Journal of Hydraulic Research*, 34(2):185–204.
- DAUBERT, A. et LEBRETON, J. C. (1967). Étude expérimentale et sur modèle mathématique de quelques aspects des processus d'érosion des lits alluvionnaires, en régime permanent et non-permanent. In *12e congrès AIRH*, volume 3, pages 26–37, Fort Collins, Colorado, États-Unis.
- DAVENPORT, I. J., BRADBURY, R. B. and Anderson, G. Q. A., HAYMAN, G. R. F., KREBS, J. R., MASON, D. C., WILSON, J. D. et VECK, N. J. (2000). Improving bird population models using airborne remote sensing. *International Journal of Remote Sensing*, 21(13-14):2705–2717.
- DEGOUTTE, G. (2001). *Cours d'hydraulique, dynamique et morphologie fluviale*. AgroParisTech. 96 pp.
- DEIGAARD, R. (1980). Longitudinal and transverse sorting of grain sizes in alluvial rivers. *Lungby : Institute for Hydrodynamic and Hydraulic Engineering, Technical University of Denmark, Series paper 26*.
- DI SILVIO, G. (1991). Sediment exchange between stream and bottom : A four layer model. In *International Grain Sorting Seminar, Rep. 117, Laboratory for Hydraulic, Hydrology and Glaciology, Eidgenössische Technische Hochschule, Zürich*, page 460 pp. 460 pp.
- DI SILVIO, G. (1992). Modelling sediment transport under different hydrological and morphological circumstances. In *Dynamics of Gravel-bed Rivers*, pages 363–371. John Wiley and Sons Ltd.
- DIE MORAN, A. (2012). Physical model experiments for sediment transport restoration in the Old Rhine through induced bank erosion. soumis à « International Journal of Sediment Research ».
- DITTRICH, A. (2010). Hydraulische/morphologische Charakterisierung des Rheins zwischen Märkt und Breisach für den Ist- und Planungszustand [Caractérisation hydraulique/morphologique du Rhin entre Märkt et Brisach pour le lit actuel et le lit futur avec les décaissements]. Rapport technique, Technische Universität Braunschweig, LWI - Leichtweiss Institut für Wasserbau. 120 pp. (en allemand).
- DITTRICH, A., KOLL, K., KUNZ, C. et HUPPAMN, O. (2010a). Historische Entwicklung des südlichen Oberrheins unter morphologischen Gesichtspunkten [évolution historique de la partie sud du rhin supérieur d'un point de vue morphologique]. Rapport technique, Technische Universität
-

- Braunschweig, LWI - Leichtweiss Institut für Wasserbau. 38 pp. (en allemand).
- DITTRICH, A., MAREK, M., SPECHT, F.-J. et DIPPE, D. (2005). Hydraulische Berechnungen und morphodynamische Entwicklung für den Rhein zwischen Märkt und Breisach [Calcul hydraulique et évolution morphodynamique du lit du Rhin entre Märkt et Breisach]. Rapport technique, Technische Universität Braunschweig, LWI - Leichtweiss Institut für Wasserbau. 126 pp. (en allemand).
- DITTRICH, A., SHONEBOOM, T. et GEISENHAINER, P. (2010b). Analyse der Rheinprofile zwischen Märkt und Breisach - Rhein km 174.400 bis Rhein km 224.400 der Jahre 1993, 1999 und 2009 [Analyse de section en travers du Vieux-Rhin entre Märkt et Breisach, du PK 174,400 au PK 224,400 et pour les années 1993, 1999 and 2009]. Rapport technique 998, Technische Universität Braunschweig, LWI - Leichtweiss Institut für Wasserbau, Abteilung Wasserbau, Beethovenstr. 51 a, 38106 Braunschweig. 26 pp. (en allemand).
- ECOTEC et ILN (2005). Wechselwirkungen zwischen der Tieferlegung und der Mindestwasserregelung - Interactions entre le projet IRP et le nouveau débit réservé au Vieux-Rhin. Rapport technique, ECOTEC Environnement Sarl et ILN Bühl.
- EDF (2010). Unité de Production Est - GEH Rhin. Les aménagements hydroélectriques du Rhin franco-allemand. Brochure. 12 pp.
- EGIAZAROFF, I. (1965). Calculation of non-uniform sediment concentrations. *Journal of the Hydraulics Division - ASCE*, 91(4):225–247.
- EINSTEIN, H. A. (1934). Der hydraulische oder profil-radius [The hydraulic or cross-section radius]. *Schweizerische Bauzeitung, Zurich*, 103(8):89–91. (en allemand).
- EINSTEIN, H. A. (1950). The bed-load function for sediment transportation in open channel flows. *USDA Technical Bulletin*, 1026.
- EL KADI ABDERREZZAK, K. (2006). *Evolution d'un lit de rivière en fonction des apports*. Thèse de doctorat, Université Claude-Bernard, Lyon. 189 pp.
- EL KADI ABDERREZZAK, K. (2010). Estimation de la capacité de transport solide par charriage dans le Vieux-Rhin. Rapport technique H-P73-2009-00402-FR, EDF. 30 pp.
- ENGELUND, F. (1964). Flow resistance and hydraulic radius. *Basic research progress rep., ISVA, Technical University of Denmark*, 6:3–4.
- FEHR, R. (1987). Einfache Bestimmung der Korngrößenverteilung von Geschiebematerial mit Hilfe der Linienzahlanalyse [Estimation simple de la distribution granulométrique par une analyse linéaire]. *Schweizer Ingenieur und Architekt*, 105:1104–1109. (en allemand).
- FELKEL, K. (1960). Gemessene Abflüsse in Gerinnen mit Weidenbewuchs [mesure de débit dans un canal hydraulique avec des parois végétalisées]. *Mitteilungen der BAW, Heft 15, Karlsruhe, Germany (BAW communication)*. (en allemand).
- FERGUSON, R., HOEY, T. et WATHEN, S. and Werritty, A. (1996). Field evidence for rapid downs-

- tream fining of river gravels through selective transport. *Geology*, 24(2):179–182.
- FERGUSON, R. et WATHEN, S. (1998). Tracer-pebble movement along a concave river profile : Virtual velocity in relation to grain size and shear stress. *Water Resources Research*, 34(8):2031–2038.
- FERGUSON, R. I., PRESTEGAARD, K. L. et ASHWORTH, P. J. (1989). Influence of sand on hydraulics and gravel transport in a braided gravel bed river. *Water Resources Research*, 25(4):635–643.
- FORZIERI, G., DEGETTO, M., RIGHETTI, M., CASTELLI, F. et PRETI, F. (2011). Satellite multi-spectral data for improved floodplain roughness modelling. *Journal of Hydrology*, 407(1-4):41–57.
- FORZIERI, G., MOSER, G., VIVONI, E. R., CASTELLI, F. et CANOVARO, F. (2010). Riparian vegetation mapping for hydraulic roughness estimation using very high resolution remote sensing data fusion. *Journal of Hydraulic Engineering - ASCE*, 136(11):855–867.
- FRINGS, R. M., KIRSCH, F., SCHÜTTRUMPF, H. et VOLLMER, S. (2012). The transition between gravel-bed rivers and sand-bed rivers. In *Proceedings of the 6th International Conference on Fluvial Hydraulics (RiverFlow)*, volume 1, pages 629 – 634, Costa Rica.
- GESSLER, J. (1965). Der Geschiebetriebbegin bei Mischungen untersucht an natuerlichen Abpflaesterungserscheinungen in Kanaelen [Début de mise en mouvement d'un mélange granulométrique dans le cas d'un pavage naturel en canal]. Rapport technique, ETH Zürich. Diss.-Nr. 3711, (en allemand).
- GESSLER, J. (1971). Critical shear stress for sediment mixtures. In *14e congrès IAHR, Paris*, volume 3, pages 1–8.
- GOMEZ, B. (1984). Typology of segregated (armoured/paved) surfaces : some comments. *Earth Surface Processes & Landforms*, 9:19–24.
- GOMEZ, B., ROSSER, B. J., PEACOCK, D. H., HICKS, D. M. et PALMER, J. A. (2001). Downstream fining in a rapidly aggrading gravel bed river. *Water Resources Research*, 39(6):1813–1823.
- GÜNTER, A. (1971). Der kritische mittlere Sohlenschubspannung bei Geschiebemischungen unter Beruecksichtigung der Deckschichtbildung und der turbulenzbedingten Sohlenschubspannungsschwankungen [La contrainte critique moyenne d'un mélange granulométrique en couche de surface et la fluctuation des contraintes provoquant de la turbulence]. Rapport technique, ETH Zürich. Diss.-Nr.4649,ETH Zürich, (en allemand).
- GUO, J. (1990). Basic laws of sediment transport. Rapport technique, Shanxi Provincial Natural Science Foundation, Taiyuan, Shanxi Province, China.
- HABERSACK, H. M. (2001). Radio-tracking gravel particles in a large braided river in New Zealand : a field test of the stochastic theory of bed load transport proposed by Einstein. *Hydrological Processes*, 15(3):377–391.
- HARRIS, C. K. et WIBERG, P. L. (1997). Approaches to quantifying long-term continental shelf sediment transport with an example from the Northern California STRESS mid-shelf sites. *Continental Shelf Research*, 17(11):1389–1418.

- HARRIS, C. K. et WIBERG, P. L. (2001). A two-dimensional, time-dependent model of suspended sediment transport and bed reworking for continental shelves. *Computational Geosciences*, 27(6): 675–690.
- HARTMANN, G., DITTRICH, A. et TRÄBING, K. (1998). Untersuchungen zum Vorlandabtrag zwischen Märkt und Karpfenhod [étude sur le décaissement entre Märkt et Karpfenhod]. Rapport technique, IWK. (en allemand).
- HARTMANN, G., TRÄBING, K., DITTRICH, A. et STOESSER, T. (2000). Ruckhalteraum suedlich des Kulturwehres Breisach, Wasserspiegellagenberechnungen von Maerkt bis Breisach [Zone de rétention au sud du barrage de Breisach, Calcul de la ligne d'eau de Maerkt à Breisach]. Rapport, Gewaesserdirektion Suedlicher Oberrhein / Hochrhein. (en allemand).
- HEY, R. D. et THORNE, C. R. (1986). Stable channels with mobile gravel beds. *Journal of Hydraulic Engineering*, 112(8):671–689.
- HIRANO, M. (1971). River bed degradation with armouring. *Transactions of the Japan Society of Civil Engineering*, 3(2):55–65.
- HOEY, T. B. et FERGUSON, R. (1994). Numerical simulation of downstream fining by selective transport in gravel bed rivers : model development and illustration. *Water Resources Research*, 30(7):2251–2260.
- HORTON, R. E. (1933). Separate roughness coefficients for channel bottoms and sides. *Engineering news-research*, 111(2):652–653.
- HUPPMANN, O. (2007). Zone de rétention des crues de Weil-Breisach, synthèse à l'attention de la partie française. Rapport technique, Regierungspräsidium Freiburg.
- IDA, Y. (1960). Steady flow in wide channel – on the effect of shape of its cross section. *Transactions of the Japan Society of Civil Engineering*, 69(3-2):1–18.
- IKEDA, S. (1982). Incipient motion of sand particles on side slopes. *Journal of the Hydraulics Division -ASCE*, 108(HY1):95–114.
- JAMES, S. C., JONES, C. A., GRACE, M. D. et ROBERTS, J. D. (2010). Advances in sediment transport modelling. *Journal of Hydraulic Research*, 48(6):754–763.
- KARIM, M. F. et KENNEDY, J. F. (1982). A computer based flow and sediment routing report, Modelling for streams and its application to the Missouri River. Rapport technique 250, University of Iowa, Iowa City, USA.
- KHODASHENAS, S. R. et PAQUIER, A. (1999). A geometrical method for computing the distribution of boundary shear stress across irregular straight open channels. *Journal of Hydraulic Research*, 37(3):381–388.
- KHODASHENAS, S. R. et PAQUIER, A. (2002). A geometrical method for computing the distribution of boundary shear stress across irregular straight open channels - reply. *Journal of Hydraulic Research*, 40(4):539.

-
- KLAASSEN, G. J. (1987). Armoured river beds during floods. *In Euromech 215, Genova, Italy*, pages 15–19.
- KLINGEMANN, P. C., CHAQUETTE, C. J. et HAMMOND, S. B. (1979). Bed material characteristics near Oak Creek sediment research facilities. *Water Resources Research*. Institute, Oregon State University, Corvallis, Oregon, USA.
- KOLL, K. et KOLL, K. (2012). Influence of depot size on bed load transport velocity over static armour layers. *In Proceedings of the 6th International Conference on Fluvial Hydraulics (RiverFlow)*, volume 1, pages 451–456, Costa Rica.
- KOLL, K., KOLL, K. et DITTRICH, A. (2010). Sediment transport over a static armour layer and its impact on bed stability. *In Proceedings of the 5th International Conference on Fluvial Hydraulics (RiverFlow)*, volume 2, pages 929–936, Braunschweig, Allemagne.
- KRISHNAMURTHY, M. et CHRISTENSEN, B. A. (1972). Equivalent roughness for shallow channels. *Journal of the Hydraulics Division - ASCE*, 98:2257–2263.
- LARSEN, P. A. (1969). Head losses caused by an ice cover on open channels. *Journal of Boston Society of Civil Engineers*, 56(1):45.
- LEFORT, P. (2007). Une formule semi-empirique pour le calcul du transport solide des rivières et torrents. *In SHF, Transport solide et gestion des sédiments en milieux naturels et urbains*, pages 143–149.
- LITTLE, W. C. et MAYER, P. G. (1976). Stability of channel beds by armoring. *Journal of the Hydraulics Division*, 102(11):1647–1661.
- LOTTER, G. K. (1933). Sur la configuration hydraulique des canaux ayant des rugosités de paroi différentes. *Izvestiia Vsesoiuznogo Nauchno-Issledovatel'skogo Instituta Gidrotekhniki (All-Union Scientific Research Institute Hydraulic Engineering)*, Leningrad, 9:238–241. (en russe).
- MANNING, R. (1891). On the flow of water in open channels and pipes. *Institute of Civil Engineering, Ireland*, 20:161–207.
- MARION, A. et FRACCAROLLO, L. (1997). Experimental investigation of mobile armoring development. *Water Resources Research*, 33(6):1447–1453.
- MC GAHEY, C. et SAMUELS, P. (2009). Recommendations for maintaining the scientific relevance of the Conveyance and Afflux Estimation System. Rapport technique SC070032/R1, Environment Agency.
- MCNAMARA, J. P. et BORDEN, C. (2004). Observations on the movement of coarse gravel using implanted motion-sensing radio transmitters. *Hydrological Processes*, 18(10):1871–1884.
- MEYER-PETER, E. et MÜLLER, R. (1948). Formulas for bed-load transport. *In Proceedings of the 2nd IAHR Congress*, pages 39–64, Stockholm, Suède.
- MIKOS, M. (1993). Fluvial abrasion of gravel sediments. *Mitteilungen - Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zurich*, 123:24–31.
-

- MILHOUS, R. T. (1973). *Sediment transport in a gravel-bottomed stream*. Thèse de doctorat, Corvallis, Oregon State University, USA. 247 pp.
- MORRIS, P. H. et WILLIAMS, D. J. (1999). A worldwide correlation for exponential bed particle size variation in subaerial aqueous flows. *Earth Surface Processes & Landforms*, 24(9):835–847.
- MOSSELMAN, E. (2005). Basic equations for sediment transport in CFD for fluvial morphodynamics. *In Computational Fluid Dynamics; Applications in environmental hydraulics*, chapitre 4, pages 71–89. Wiley. ISBN : 0-470-84359-4.
- NICOLLET, G. et UAN, M. (1979). Ecoulements permanents à surface libre en lits composés. *La Houille Blanche*, 1:21–30.
- OTTAVI, J. (2000). Modélisation du Rhin naturel du barrage de Kembs au barrage de Breisach. Rapport technique HP-73/2000/011/A, EDF. 33 pp.
- PAOLA, C. et SEAL, R. (1995). Grain size patchiness as a cause of selective deposition and downstream fining. *Water Resources Research*, 31(5):1395–1407.
- PAQUIER, A. (1995). *Modélisation et simulation de la propagation de l'onde de rupture de barrage*. Thèse de doctorat, Université Jean-Monnet, Saint-Etienne. 193 pp.
- PAQUIER, A. (2011). Logiciel rubar 20, notice d'emploi. Rapport technique, Irstea Lyon. 65 pp.
- PAQUIER, A. (2012). *RUBAR 3 - RubarBE Notice d'emploi*. Irstea Lyon. 85 pp.
- PAQUIER, A. et EL KADI ABDERREZZAK, K. (2006). A model for bed-load transport and morphological evolution in rivers : description and pertinence. *In Proceedings of the 11th International Conference on Hyperbolic Problems*, pages 285–296, Lyon, France.
- PARKER, G. (1991a). Selective sorting and abrasion of river gravel. I : Theory. *Journal of Hydraulic Engineering*, 117(2):131–147.
- PARKER, G. (1991b). Selective sorting and abrasion of river gravel. II : Applications. *Journal of Hydraulic Engineering*, 117(2):150–171.
- PARKER, G. et CUI, Y. T. (1998). The arrested gravel front : stable gravel-sand transitions in rivers - part 1 : Simplified analytical solution. *Journal of Hydraulic Research*, 36(1):75–100.
- PARKER, G. et KLINGEMAN, P. C. (1982). On why gravel bed streams are paved. *Water Resources Research*, 18(5):1409–1423.
- PARKER, G., PAOLA, C. et LECLAIR, S. (2000). Probabilistic Exner sediment continuity equation for mixtures with no active layer. *Journal of Hydraulic Engineering - ASCE*, 126(11):818–826.
- PARKER, G. et SUTHERLAND, A. (1990). Fluvial armor. *Journal of Hydraulic Research*, 28(5):529–544.
- PAVLOVSKII, N. N. (1931). Sur une formule applicable aux écoulements uniformes ayant des parois non-homogènes. *Izvestiia Vsesoiuznogo Nauchno-Issledovatel'skogo Instituta Gidrotekhniki (All-Union Scientific Research Institute Hydraulic Engineering)*, Leningrad, 3:157–164. (en russe).
- PENDER, G., ERVINE, A., KNIGHT, D. et WHITLOW, C. (2002). *Conveyance Manual*. H.R. Wal-

- lingford, Howbery Park Oxon OX10 8BA. 115 pp.
- PETTS, G. E., MOLLER, H. et ROUX, A. L. (1989). *Historical changes of large alluvial rivers : Western Europe*. John Wiley & Sons Ltd, Chichester, UK. 355 pp.
- PHILLIPS, B. C. et SUTHERLAND, A. J. (1989). Spatial lag effects in bed load sediment transport. *Journal of Hydraulic Research*, 27:115–133.
- PHILLIPS, B. C. et SUTHERLAND, A. J. (1990). Temporal lag effect in bed load sediment transport. *Journal of Hydraulic Research*, 28(1):5–23.
- PROMNY, M. (2008). Propagation velocity of bed load material in dunes. *In Proceedings of the 4th International Conference on Fluvial Hydraulics (RiverFlow)*, volume 2, pages 921–928, Cesme, Turquie.
- RAMEZ, P. (1995). *Erosion et transport solide en rivière, tome 1 : guide pour la compréhension des phénomènes*. Cemagref, Lyon. 130 pp.
- RAMEZ, P. et PAQUIER, A. (1998). Quelques principes pour l'étude de l'évolution du lit d'un cours d'eau. *In 25ème Journées de l'Hydraulique, Congrès SHF*, pages 451–460, Chambéry, France. 732 pp.
- RECKENDORFER, W., SCHMALFUSS, R., BAUMGARTNER, C., HABERSACK, H., HOHENSINNER, M., JUNGWIRTH, M. et SCHIEMER, F. (2005). The integrated river engineering project for the free-flowing Danube in the Austrian alluvial zone national park : contradictory goals and mutual solutions. *Large rivers*, 15(1-4):613–630.
- RECKING, A. (2008). Variation of the critical Shields number with slope. *La Houille Blanche*, (5):59–63.
- REGIERUNGSPRÄSIDIUM FREIBURG (2006). Règlement d'exploitation pour le barrage agricole de Breisach. Rapport technique - consigne 1.1 du classeur gris, Referat 53.3, Regierungspräsidium Freiburg. (bilingue français-allemand), 8 pp.
- RÉGION ALSACE (2009). Redynamisation du Vieux-Rhin - Redynamisierung des Rest-Rheins 2009-2012. Brochure descriptive bilingue, 16 pp.
- RIBBERINK, J. S. (1987). *Mathematical modelling of one-dimensional morphological changes in rivers with non-uniform sediment*. Thèse de doctorat, Delft University of Technology, Delft, Netherlands. 171 pp.
- RICE, S. et CHURCH, M. (1998). Grain size along two gravel-bed rivers : statistical variation, spatial pattern and sedimentary links. *Earth Surface Processes & Landforms*, 23(4):345–363.
- ROLLET, A. J. (2007). *Étude et gestion de la dynamique sédimentaire d'un tronçon fluvial à l'aval d'un barrage : le cas de la basse vallée de l'Ain*. Thèse de doctorat, Géographie et aménagement, Université de Lyon 3. 305 pp.
- SAMIE, R. (2007). Estimation de la capacité de transport par charriage du Vieux-Rhin. Rapport technique H-P76-2007-00402-FR, EDF R&D-LNHE.

- SCHÖBERL, F. (1981). Abpflasterungs- und Selbststabilisierungsvermögen erodierter Gerinne [Possibilité de formation de pavage et de stabilisation d'un canal en érosion]. *Österreichische Wasserwirtschaft*, 33(7-8):180–186. (en allemand).
- SCHONEBOOM, T., GEISENHAINER, P. et DITTRICH, A. (2010). Analyse des Rheinprofile zwischen Märkt und Breisach Rhein km 174.400 bis Rhein km 224.400 der Jahre 1993, 1999 und 2009 [Analyse des profils en travers du Rhin datant de 1993, 1999 et 2009, entre Märkt (PK 174.400) et Breisach (PK 224.000)]. Rapport technique, Regierungspräsidium Freiburg, Referat 53.3. 26 pp. (en allemand).
- SEAL, R. et PAOLA, C. (1995). Observations of downstream fining on the North Fork Toutle River near Mount St. Helens, Washington. *Water Resources Research*, 31(5):1409–1419.
- SEAL, R., PAOLA, C., PARKER, G., SOUTHARD, J. B. et WILCOCK, P. R. (1997). Experiments on downstream fining of gravel. 1. narrow-channel runs. *Journal of Hydraulic Engineering - ASCE*, 123(10):874–884.
- SENGUPTA, S., GHOSH, J. K. et MAZUMDER, B. S. (1991). Experimental-theoretical approach to interpretation of grain size frequency distributions. In *Principles, methods, and application of particle size analysis*, pages 264–279. Cambridge University Press.
- SHAW, J. et KELLERHALS, R. (1982). The composition of recent alluvial gravels in Alberta river beds. *Alberta Research Council, Bulletin*, 41.
- SHIELDS, A. (1936). Anwendung der Aehnlichkeitsmechanik und der Turbulenzforschung auf die Geschiebebewegung [Explications de similitude mécanique et d'étude de la turbulence liée aux déplacements sédimentaires]. *Preussische Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau*, 26. (en allemand).
- SIMONS, D. B. et SIMONS, R. K. (1987). Difference between gravel and sand-bed rivers. In *Sediment transport in gravel-bed rivers*, pages 3–11. John Wiley and Sons.
- SKLAR, L. S., FADDE, J., VENDITTI, J. G., NELSON, P., WYDZGA, M. A., CUI, Y. et DIETRICH, W. E. (2009). Translation and dispersion of sediment pulses in flume experiments simulating gravel augmentation below dams. *Water Resources Research*, 45.
- SOULSBY, R. (1997). *Dynamics of marine sands : a manual for practical applications*. HR Wallingford Group Ltd, for Department of the Environment. Rapport SR 466, 249 pp.
- SPÄTH, V., SCHANOWSKI, A., ZIMMERMANN, R. et LAUFER, H. (2003). Dokumentation des Entwicklungsdynamik ausgewählter Tier- und Pflanzenarten auf des Bühnenfeldern südlich Breisach - Untersuchungs-jahr 2003 [Document sur le développement d'une sélection d'arbres et plantes sur les champs d'épis au sud de Breisach]. Rapport technique, Institut für Landschaftsökologie und Naturschutz Bühl. (en allemand).
- SPÄTH, V., SCHANOWSKI, A., ZIMMERMANN, R. et LAUFER, H. (2008). Dokumentation des Entwicklungsdynamik ausgewählter Tier- und Pflanzenarten auf des Bühnenfeldern südlich Breisach

- Untersuchungsjahr 2008 [Document sur le développement d'une sélection d'arbres et plantes sur les champs d'épis au sud de Breisach]. Rapport technique, Institut für Landschaftsökologie und Naturschutz Bühl. (en allemand).
- SPÄTH, V., ZIMMERMANN, R. et SPENGLER, K. H. (1997). Untersuchungen zur Entstehung und Entwicklungsdynamik von Auenwäldern auf Bühnenfeldern südlich Breisach [Recherches sur la genèse et la dynamique de développement des forêts alluviales des zones à épis au sud de Breisach]. Rapport technique, Institut für Landschaftsökologie und Naturschutz Bühl. (en allemand).
- STEINBACHER, F., PFENNIGBAUER, M. et AUFLEGER, M. (2010). Airborne hydromapping area-wide surveying of shallow water areas. *In Proceedings of the 5th International Conference on Fluvial Hydraulics (RiverFlow)*, pages 1709–1713, Braunschweig, Allemagne.
- STERNBERG, H. (1875). Untersuchungen über Langen und Querprofil Geschiebeführende Flüsse [étude sur les écoulements modifiant la granulométrie longitudinale et transversale]. *Zeitschrift Bauwesen*, 25:483–506. (en allemand).
- STRAATSMA, M. et MIDDELKOOP, H. (2007). Extracting structural characteristics of herbaceous floodplain vegetation under leaf-off conditions using airborne laser scanner data. *International Journal of Remote Sensing*, 28(11):2447–2467.
- STRICKLER, A. (1923). Beiträge zur frage der Geschwindigkeitsformel und der Rauheitszahlen für Ströme, Kanäle und geschlossene Leitungen [Contribution aux questions de formulations des vitesses et de la rugosité pour les rivières, canaux et conduites]. *Amt für Wasserwirtschaft*, Mitteilung 16:5. (en allemand).
- SUBHASH, C. J. (1990). Armor or pavement. *Journal of Hydraulic Engineering*, 116(3):436–440.
- TORO-ESCOBAR, C. M., PARKER, G. et PAOLA, C. (1996). Transfer function for the deposition of poorly sorted gravel in response to streambed aggradation. *Journal of Hydraulic Research*, 35(4):563–566.
- VAN NIEKERK, A., R. VOGEL, K. R., SLINGERLAND, R. L. et BRIDGE, J. S. (1992). Routing of heterogeneous sediments over movable bed : Model development. *Journal of Hydraulic Engineering*, 118(2):246–262.
- VENDITTI, J., DIETRICH, W., NELSON, P., WYDZGA, M., FADDE, J. et SKLAR, L. (2010a). Mobilization of coarse surface layers in gravel-bedded rivers by finer gravel bed load. *Water Resources Research*, 46(7).
- VENDITTI, J. G., DIETRICH, W. E., NELSON, P. A., WYDZGA, M. A., FADDE, J. et SKLAR, L. (2010b). Effect of sediment pulse grain size on sediment transport rates and bed mobility in gravel bed rivers. *Journal of Geophysical Research F : Earth Surface*, 115(3):1–19.
- VILLARET, C. (2003). Modélisation du transport sédimentaire en granulométrie étendue : étude bibliographique. Rapport technique HP-75/03/011/A, EDF R&D - LNHE. 51 pp.
- WANG, Y. F. (1977). Bed-load transport in open channel. *In Proceedings of the 17th IAHR congress*,

- Baden-Baden*, pages 63–69.
- WARNER, J. C., SHERWOOD, C. C., SIGNEKK, R. P., HARRIS, C. K. et ARANGO, H. G. (2008). Development of a three-dimensional, regional, coupled wave, current, and sediment-transport model. *Computational Geosciences*, 34(10):1284–1306.
- WILCOCK, P. (2001). Toward a practical method for estimating sediment-transport rates in gravel-bed rivers. *Earth Surface Processes & Landforms*, 26(13):1395–1408.
- WILCOCK, P. R. et CROWE, J. C. (2003). Surface-based transport model for mixed-size sediment. *Journal of Hydraulic Engineering*, 129(2):120–128.
- WILCOCK, P. R. Kenworthy, S. T. (2002). A two-fraction model for the transport of sand/gravel mixtures. *Water Resources Research*, 38(10):121–1212.
- WOLMAN, M. G. (1954). A method of sampling coarse river-bed material. *Transactions of the American Geophysical Union*, 61(4):534–543.
- WU, W. et WANG, S. S. Y. (2008). One-dimensional explicit finite-volume model for sediment transport. *Journal of Hydraulic Research*, 46:87–98.
- XU, J. X. (2004). Comparison of hydraulic geometry between sand- and gravel-bed rivers in relation to channel pattern discrimination. *Earth Surface Processes & Landforms*, 29(5):645–657.
- YALIN, M. (1977). *Mechanics of sediment transport*. Pergamon Press. 298 pp.
- YEN, B. C. (1991). Hydraulic resistance in open channels. In *Channel flow resistance : centennial of Manning's Formula*, pages 1–135, Highlands Ranch, Colorado, USA. Water Resource Publications.
- YEN, B. C. (2002). Open channel flow resistance. *Journal of Hydraulic Engineering*, 128(1):20–39.
- YU, A. B., STANDISH, N. et MCLEAN, A. (1993). Porosity calculation of binary-mixtures of non-spherical particles. *Journal of the American Ceramic Society*, 76(11):2813–2816.
- ZECH, Y., SOARES-FRAZÃO, S., SPINOWINE, B., SAVARY, C. et GOUTIÈRE, L. (2009). Inertia effects in bed-load transport models. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 36(10):1587–1597.

ANNEXES

Liste des profils en travers disponibles

La liste des profils en travers disponibles sur le Vieux-Rhin de Kembs à Breisach et leur description sont récapitulés dans le Tableau A.1. Les relevés topographiques de 2009 et 1985 – 93 ont été effectués par le RPF avec un sondeur dans le lit en eau et par relevé DGPS dans le lit hors eau. Les mesures à proximité de la retenue de Breisach proviennent de la géométrie utilisée dans les simulations de Ottavi (2000). Les profils de 1950 – 56 ont été récupérés et digitalisés à partir des profils relevés par le WSV sur papier millimétré de format A4. Les profils de 1999 ont été mesurés par l'IWK à la suite de la crue de mai 1999 ($Q_{max} \approx 3600 \text{ m}^3/\text{s}$). Le nombre de points par profil en travers est de :

- pour 1950 et 1956 : de 30 à 50,
- pour 1985 et 1993 : environ 100,
- pour 2009 : de 150 à 300,

On remarque dans le Tableau A.1 que les profils en travers au niveau des rampes OTAN et des ponts ne sont relevés que sur la géométrie de 2009. Comme ces aménagements ne sont pratiquement pas détériorés au cours du temps, ces sections en travers seront utilisées dans les autres géométries postérieures à la construction de ces aménagements. La topographie de ces sections est imposée inérodable dans le modèle numérique.

Description	1950-56	1985	1993	1999	2009
		174,100			
		174,200			
	174,400	174,400			174,400
	174,600	174,600			174,600
	174,800	174,800			174,800
	175,000	175,000			175,000
	175,200	175,200			175,200
	175,400	175,400			175,400
	175,600	175,600			175,600
	175,800	175,800			175,800

A. Liste des profils en travers disponibles

Description	1950-56	1985	1993	1999	2009
	176,000	176,000			176,000
	176,200	176,200			176,200
	176,400	176,400			176,400
	176,600	176,600			176,600
	176,800	176,800			176,800
	177,000	177,000			177,000
	177,200	177,200			177,200
	177,400	177,400			177,400
Barre d'Istein	177,600	177,600			177,600
Barre d'Istein	177,800	177,800			177,800
Barre d'Istein	178,000	178,000		178,000	178,000
	178,200	178,200		178,200	178,200
	178,400	178,400			178,400
	178,600	178,600			178,600
	178,800	178,800			178,800
	179,000	179,000			179,000
	179,200	179,200			179,200
	179,400	179,400			179,400
	179,600	179,600			179,600
	179,800	179,800		179,800	179,800
Bouchon de Kembs	180,040		180,040		180,040
Bouchon de Kembs	180,170		180,170		180,170
Bouchon de Kembs	180,370		180,370		180,370
	180,550		180,550		180,550
	180,710		180,710		180,710
	180,950		180,950		180,950
	181,150		181,150		181,150
	181,410		181,410		181,410
	181,590		181,590		181,590
	181,800		181,800		181,800
				182,013	
	182,050		182,050		182,050
	182,230		182,230		182,230
	182,460		182,460		182,460

A. Liste des profils en travers disponibles

Description	1950-56	1985	1993	1999	2009
	182,700		182,700		182,700
	182,910		182,910		182,910
	183,140		183,140		183,140
	183,350		183,350		183,350
	183,530		183,530		183,530
	183,730		183,730		183,730
	183,950		183,950		183,950
	184,180		184,180		184,180
	184,400		184,400	184,400	184,400
	184,600		184,600	184,600	184,600
				184,770	
	184,800		184,800		184,800
	184,950		184,950		184,950
	185,160		185,160	185,160	185,160
	185,360		185,360	185,360	185,360
	185,560		185,560	185,560	185,560
	185,770		185,770		185,770
	185,930		185,930		185,930
	186,150		186,150	186,150	186,150
	186,360		186,360		186,360
	186,600		186,600		186,600
	186,780		186,780		186,780
	187,000		187,000		187,000
	187,180		187,180		187,180
				187,247	
	187,390		187,390		187,390
	187,600		187,600	187,600	187,600
	187,770		187,770		187,770
	187,970		187,970	187,970	187,970
	188,180		188,180		188,180
	188,370		188,370		188,370
	188,550		188,550		188,550
	188,740		188,740		188,740
	188,940		188,940		188,940

A. Liste des profils en travers disponibles

Description	1950-56	1985	1993	1999	2009
Rampe militaire Petit-Landau	189,040		189,040		189,040
					189,150
	189,210		189,210		189,210
	189,430		189,430		189,430
	189,680		189,680		189,680
	189,960		189,960		189,960
	190,200		190,200	190,200	190,200
	190,420		190,420		190,420
	190,650		190,650		190,650
	190,840		190,840		190,840
	191,060		191,060	191,060	191,060
				191,110	
	191,290		191,290	191,290	191,290
	191,470		191,470		191,470
	191,660		191,660		191,660
	191,890		191,890		191,890
	192,120		192,120		192,120
	192,370		192,370		192,370
	192,560		192,560		192,560
	192,780		192,780		192,780
193,010		193,010		193,010	
193,190		193,190		193,190	
193,380		193,380		193,380	
Rampe militaire Ottmarsheim					193,400
	193,590		193,590		193,590
	193,800		193,800	193,800	193,800
	194,030		194,030		194,030
	194,210		194,210		194,210
Pont Ottmarsheim					194,300
	194,400		194,400		194,400
Bouchon d'Ottmarsheim	194,610		194,610		194,610
Bouchon d'Ottmarsheim	194,820		194,820		194,820
Bouchon d'Ottmarsheim				194,900	
	194,940		194,940		194,940

A. Liste des profils en travers disponibles

Description	1950-56	1985	1993	1999	2009
				195,100	
	195,220		195,220		195,220
	195,420		195,420		195,420
	195,610		195,610		195,610
	195,820		195,820		195,820
	196,060		196,060	196,060	196,060
	196,210		196,210		196,210
	196,390		196,390	196,390	196,390
	196,580		196,580		196,580
	196,820		196,820		196,820
	197,040		197,040		197,040
	197,190		197,190		197,190
	197,380		197,380		197,380
	197,570		197,570		197,570
	197,770		197,770		197,770
	198,000		198,000		198,000
	198,210		198,210		198,210
	198,410		198,410		198,410
	198,590		198,590		198,590
					198,750
Pont route-rail Chalampé	198,780		198,780		198,780
	198,970		198,970		198,970
				199,125	
	199,180		199,180		199,180
	199,420		199,420		199,420
	199,650		199,650		199,650
	199,850		199,850		199,850
	200,030		200,030		200,030
	200,210		200,210		200,210
	200,450		200,450		200,450
	200,650		200,650		200,650
	200,750		200,750		200,750
	200,970		200,970		200,970
	201,230		201,230		201,230

A. Liste des profils en travers disponibles

Description	1950-56	1985	1993	1999	2009
	201,350		201,350		201,350
	201,600		201,600		201,600
	201,830		201,830		201,830
	202,020		202,020		202,020
	202,230		202,230		202,230
	202,450		202,450		202,450
	202,570		202,570		202,570
	202,820		202,820		202,820
	203,020		203,020		203,020
	203,220		203,220		203,220
	203,390		203,390		203,390
	203,650		203,650		203,650
	203,780		203,780	203,780	203,780
	204,020		204,020		204,020
	204,220		204,220		204,220
	204,400		204,400		204,400
	204,640		204,640		204,640
	204,760		204,760		204,760
	204,980		204,980		204,980
	205,220		205,220		205,220
	205,460		205,460		205,460
	205,580		205,580		205,580
	205,820		205,820		205,820
	206,050		206,050		206,050
	206,170		206,170		206,170
	206,390		206,390		206,390
Rampe militaire Fessenheim					206,550
	206,600		206,600		206,600
	206,810		206,810		206,810
	207,050		207,050		207,050
	207,200		207,200		207,200
	207,380		207,380		207,380
	207,560		207,560		207,560
	207,770		207,770		207,770

A. Liste des profils en travers disponibles

Description	1950-56	1985	1993	1999	2009
	208,030		208,030	208,030	208,030
	208,180		208,180		208,180
	208,400		208,400		208,400
	208,650		208,650		208,650
	208,780		208,780		208,780
	209,040		209,040		209,040
	209,170		209,170		209,170
	209,410		209,410		209,410
	209,620		209,620		209,620
	209,830		209,830		209,830
	210,000	210,000			210,000
	210,200	210,200		210,200	210,200
Pont-rampe Fessenheim					210,380
	210,400	210,400		210,400	210,400
				210,580	
	210,600	210,600			210,600
	210,800	210,800			210,800
				210,895	
	211,000	211,000			211,000
	211,200	211,200			211,200
	211,400	211,400		211,400	211,400
	211,600	211,600			211,600
	211,800	211,800			211,800
	212,000	212,000			212,000
	212,200	212,200			212,200
	212,400	212,400			212,400
	212,600	212,600			212,600
Bouchon de Fessenheim	212,800	212,800			212,800
Bouchon de Fessenheim				212,990	
Bouchon de Fessenheim	213,000	213,000			213,000
Bouchon de Fessenheim	213,200	213,200			213,200
	213,400	213,400			213,400
	213,600	213,600			213,600
	213,800	213,800			213,800

A. Liste des profils en travers disponibles

Description	1950-56	1985	1993	1999	2009
Rampe militaire Namsheim	214,000	214,000			214,000
		214,200		214,200	214,200
		214,400			214,400
		214,600			214,600
					214,680
		214,800			214,800
		215,000			215,000
		215,200		215,200	215,200
		215,400			215,400
		215,600			215,600
		215,800			215,800
		216,000			216,000
		216,200			216,200
		216,400			216,400
		216,600			216,600
		216,800			216,800
		217,000		217,000	217,000
		217,200			217,200
		217,400			217,400
		217,600			217,600
		217,800			217,800
		218,000			218,000
		218,200			218,200
		218,400			218,400
		218,600			218,600
		218,800			218,800
		219,000			219,000
		219,200			219,200
		219,400			219,400
		219,600			219,600
		219,800			219,800
		220,000		220,000	220,000
	220,200			220,200	
	220,400			220,400	

A. Liste des profils en travers disponibles

Description	1950-56	1985	1993	1999	2009
		220,600			220,600
		220,800			220,800
		220,900			
		221,000			
		221,100			
		221,200			
		221,300			
		221,400			
		221,500			
		221,600			
		221,700			
		221,800			
		221,900			
		222,000			
		222,100			
		222,200			
		222,300			
		222,400			
		222,500			
		222,600			
		222,700			
		222,800			
		222,900			
		223,000			
		223,100			
		223,200			
		223,300			
		223,400			
		223,500			
		223,600			
		223,700			
		223,800			
		223,900			
		224,000			

A. Liste des profils en travers disponibles

Description	1950-56	1985	1993	1999	2009
		224,100			
		224,200			
		224,300			
		224,400			
		224,500			
		224,600			
Barrage de Breisach		224,700			

TABLEAU A.1: Liste exhaustive des PKs des profils en travers disponibles le long du Vieux-Rhin. Les ponts ou autres structures hydrauliques sont indiquées

Équations de rugosité composée

Les variables utilisées dans les équations de rugosités composées sont :

- l'aire de la section S de l'écoulement et l'aire S_i de chaque sous-section i ,
- la rugosité composée K_s et la rugosité $K_{s,i}$ de chaque sous-section i ,
- le périmètre mouillé P_m et le périmètre mouillé $P_{m,i}$ de chaque sous-section i ,
- le rayon hydraulique $R_h = S/P_m$ et le rayon hydraulique $R_{h,i}$ de chaque sous-section i ,
- la vitesse moyenne de l'écoulement U et la vitesse moyenne U_i de chaque sous-section i ,
- la pente de perte de charge J et la pente de perte de charge J_i de chaque sous-section i ,
- la contrainte de cisaillement moyenne τ qui s'applique sur le périmètre P_m et la contrainte de cisaillement de chaque sous-section i τ_i qui s'applique au périmètre mouillé $P_{m,i}$
- la vitesse de cisaillement moyenne $u_* = \sqrt{gR_h J}$ et la vitesse de cisaillement de chaque sous-section i $u_{*,i}$

Les équations présentées dans cette Annexe sont divisées en 4 groupes en fonction des variables utilisées dans l'équation finale pour calculer la rugosité composée.

B.1 Équations en fonction des aires des sous-sections

Cox (1973) a introduit une équation correspondante à l'USACE¹ Los Angeles District Method. La relation entre les vitesses de cisaillement au sein du lit donne :

$$P_m u_* = \sum_{i=1}^n P_{m,i} u_{*,i} \quad (\text{B.1a})$$

$$S \sqrt{\frac{J}{R_h}} = \sum_{i=1}^n S_i \sqrt{\frac{J_i}{R_{h,i}}} \quad (\text{B.1b})$$

En introduisant l'équation de Manning-Strickler :

$$J = \frac{Q^2}{K_s^2 S^2 R_h^{4/3}} = \frac{U^2}{K_s^2 R_h^{4/3}} \quad (\text{B.2})$$

1. United State Army Corps of Engineers

et en supposant que $U_i/U = (R_{h,i}/R_h)^{7/6}$, on aboutit à l'équation finale :

$$\boxed{K_s = S / \sum_{i=1}^n \frac{S_i}{K_{s,i}}} \quad (\text{B.3})$$

Cox (1973) a rapporté une autre formule proposée par l'USACE. Celle-ci a été basée sur l'égalité des contraintes $\tau = \sqrt{\rho g R_h J}$ dans une section du lit :

$$P_m \rho g R_h J = \sum_{i=1}^n P_{m,i} \rho g R_{h,i} J_i \quad (\text{B.4})$$

En intégrant l'équation de Manning-Strickler, on trouve :

$$S \frac{U^2}{K_s^2 R_h^{4/3}} = \sum_{i=1}^n S_i \frac{U_i^2}{K_{s,i}^2 R_{h,i}^{4/3}} \quad (\text{B.5})$$

et en supposant $U_i/U = (R_{h,i}/R_h)^{2/3}$, on obtient l'équation finale :

$$\boxed{K_s = \sqrt{S / \sum_{i=1}^n \frac{S_i}{K_{s,i}^2}}} \quad (\text{B.6})$$

Une troisième équation issue de l'USACE Los Angeles District Method rapportée par Cox (1973) a été basée sur la conservation du débit dans une section en travers $Q = \sum Q_i$, traduisant la continuité de volume dans la section en travers :

$$US = \sum_{i=1}^n U_i S_i \quad (\text{B.7})$$

En injectant l'équation suivante provenant de l'équation de Manning-Strickler :

$$U = \sqrt{J} K_s R_h^{2/3} \quad (\text{B.8})$$

dans l'équation B.7, on obtient :

$$\sqrt{J} K_s S R_h^{2/3} = \sum_{i=1}^n \sqrt{J_i} K_{s,i} S_i R_{h,i}^{2/3} \quad (\text{B.9})$$

Cox (1973) a utilisé l'égalité $J_i/J = (R_h/R_{h,i})^{4/3}$ dans (B.9) pour obtenir la formule finale :

$$\boxed{K_s = \sum_{i=1}^n \frac{S_i K_{s,i}}{S}} \quad (\text{B.10})$$

B.2 Équations en fonction des périmètres mouillés des sous-sections

Horton (1933) et Einstein (1934) ont fait l'hypothèse que les vitesses U et les pentes de la ligne de charge J sont uniformes dans chaque sous-section du lit. En se basant sur l'équation de Manning-Strickler, on trouve l'équation :

$$J = \frac{U^2}{K_s^2 R_h^{4/3}} = \frac{U^2}{K_{s_i}^2 R_{h,i}^{4/3}} \quad (\text{B.11})$$

On en déduit alors :

$$R_{h,i} = \frac{K_s^{3/2}}{K_{s_i}^{3/2}} R_h \quad (\text{B.12})$$

En sachant que $S = \sum_{i=1}^n S_i$, soit $R_h P_m = \sum_{i=1}^n R_{h,i} P_{m,i}$, et en utilisant l'équation B.12, on trouve la formule finale :

$$K_s = \left(\sum_{i=1}^n \frac{P_{m,i}}{K_{s_i}^{3/2} P_m} \right)^{-2/3} \quad (\text{B.13})$$

Felkel (1960) a utilisé l'équation de Manning-Strickler dans les équations B.14a et B.14b et a abouti à l'équation B.14c :

$$Q = \sum_{i=1}^n Q_i \quad (\text{B.14a})$$

$$U R_h P_m = \sum_{i=1}^n U_i R_{h,i} P_{m,i} \quad (\text{B.14b})$$

$$P_m R_h^{5/3} K_s \sqrt{J} = \sum_{i=1}^n P_{m,i} R_{h,i}^{5/3} K_{s_i} \sqrt{J_i} \quad (\text{B.14c})$$

En se basant sur l'égalité $J_i/J = (R_h/R_{h,i})^{10/3}$, on trouve l'équation finale :

$$K_s = \sum_{i=1}^n \frac{P_{m,i} K_{s,i}}{P_m} \quad (\text{B.15})$$

Pavlovskii (1931) a émis l'hypothèse que la contrainte totale τ dans la section était égale au produit de la contrainte par le périmètre mouillé :

$$\tau P_m = \sum_{i=1}^n \tau_i P_{m,i} \quad (\text{B.16})$$

En utilisant les relations $\tau = \rho g R_h J$, on obtient :

$$P_m \rho g R_h J = \sum_{i=1}^n P_{m,i} \rho g R_{h,i} J_i \quad (\text{B.17})$$

Selon l'équation de Manning-Strickler, on a :

$$J = \frac{Q^2}{K_s^2 S^2 R_h^{4/3}} = \frac{U^2}{K_s^2 R_h^{4/3}} \quad (\text{B.18})$$

En injectant l'équation B.18 dans l'équation B.17 on trouve :

$$\frac{P_m}{K_s^2} \frac{U^2}{R_h^{1/3}} = \sum_{i=1}^n \left(\frac{P_{m,i}}{K_{s,i}^2} \frac{U_i^2}{R_{h,i}^{1/3}} \right) \quad (\text{B.19})$$

Pavlovskii (1931) a alors proposé les égalités $U_i/U = (R_{h,i}/R_h)^{1/6}$, soit $U_i/R_{h,i}^{1/6} = U/R_h^{1/6}$ et l'équation B.19 devient :

$$\frac{P_m}{K_s^2} \frac{U^2}{R_h^{1/3}} = \sum_{i=1}^n \left(\frac{P_{m,i}}{K_{s,i}^2} \frac{U^2}{R_h^{1/3}} \right) \quad (\text{B.20})$$

D'où l'équation finale :

$$\boxed{K_s = \left(\sum_{i=1}^n \frac{P_{m,i}}{K_{s,i}^2 P_m} \right)^{-1/2}} \quad (\text{B.21})$$

Yen (1991) s'est basé sur l'égalité du produit de la vitesse de cisaillement par le périmètre mouillé, traduisant la conservation de la quantité de mouvement :

$$P_m \sqrt{g R_h J} = \sum_{i=1}^n P_{m,i} \sqrt{g R_{h,i} J_i} \quad (\text{B.22})$$

En utilisant la formule de Manning-Strickler :

$$\sqrt{J} = \frac{U}{K_s R_h^{2/3}} \quad (\text{B.23})$$

et la relation $U_i/U = (R_{h,i}/R_h)^{1/6}$, on arrive à la formule finale :

$$\boxed{K_s = \left(\sum_{i=1}^n \frac{P_{m,i}}{K_{s,i}^2 P_m} \right)^{-1}} \quad (\text{B.24})$$

B.3 Équations en fonction des périmètres mouillés et des rayons hydrauliques des sous-sections

En se basant sur l'égalité des contraintes locales dans le lit de l'équation B.25a, Yen (1991) y a intégré la formule de Manning-Strickler rappelée par l'équation B.25b et a abouti à l'équation B.25c :

$$P_m \rho g R_h J = \sum_{i=1}^n P_{m,i} \rho g R_{h,i} J_i \quad (\text{B.25a})$$

$$J = \frac{U^2}{K_s^2 R_h^{4/3}} \quad (\text{B.25b})$$

$$\frac{P_m U^2}{R_h^{1/3} K_s^2} = \sum_{i=1}^n \frac{P_{m,i} U_i^2}{R_{h,i}^{1/3} K_{s,i}^2} \quad (\text{B.25c})$$

Yen (1991) a proposé une égalité des vitesses d'écoulement dans chaque sous section $U_i/U = 1$. L'équation (B.25c) devient l'équation finale :

$$K_s = \left(\frac{R_h^{1/3}}{P_m} \sum_{i=1}^n \frac{P_{m,i}/K_{s,i}^2}{R_{h,i}^{1/3}} \right)^{-1/2} \quad (\text{B.26})$$

Yen (1991) a proposé une autre formule. Il a également considéré une égalité des contraintes locales dans le lit de l'équation B.25a, mais a utilisé la relation entre vitesses et rayons hydrauliques $U_i/U = (R_{h,i}/R_h)^{1/2}$. L'équation finale est l'équation :

$$K_s = \left(P_m R_h^{2/3} / \sum_{i=1}^n \frac{P_{m,i} R_{h,i}^{2/3}}{K_{s,i}^2} \right)^{1/2} \quad (\text{B.27})$$

Yen (1991) s'est basé sur l'équation de Manning-Strickler appliquée à chaque section du lit :

$$Q = \sum_{i=1}^n Q_i \quad (\text{B.28a})$$

$$J^{1/2} K_s R_h^{5/3} P_m = \sum_{i=1}^n J_i^{1/2} K_{s,i} R_{h,i}^{5/3} P_{m,i} \quad (\text{B.28b})$$

L'auteur a proposé la relation $J_i/J = R_h/R_{h,i}$, soit $J_i R_{h,i} = J R_h$. En l'intégrant dans l'équation B.28b, on arrive à l'équation :

$$K_s R_h^{7/6} P_m = K_{s,i} R_{h,i}^{7/6} P_{m,i} \quad (\text{B.29})$$

On en déduit alors l'équation finale :

$$K_s = \sum_{i=1}^n K_{s,i} R_{h,i}^{7/6} P_{m,i} / \left(R_h^{7/6} P_m \right) \quad (\text{B.30})$$

Lotter (1933) a proposé une formule dans laquelle il s'est aussi basé sur l'équation de Manning-Strickler appliquée à chaque section du lit (eq. B.28a et B.28b). En supposant des pente de la ligne de charge uniformes dans le lit $J = J_i$, et en modifiant l'équation B.28b, on retrouve l'équation finale :

$$K_s = \sum_{i=1}^n K_{s,i} R_{h,i}^{5/3} P_{m,i} / \left(R_h^{5/3} P_m \right) \quad (\text{B.31})$$

Ida (1960) et Engelund (1964) ont proposé une formule qui ressemble à l'équation B.31. Ils ont fait l'hypothèse que $P_m R_h^{5/3} / \left(\sum_{i=1}^n P_{m,i} R_{h,i}^{5/3} \right)$. L'équation finale est l'équation :

$$K_s = \sum_{i=1}^n K_{s,i} R_{h,i}^{5/3} P_{m,i} / \left(\sum_{i=1}^n R_{h,i}^{5/3} P_{m,i} \right) \quad (\text{B.32})$$

Yen (1991) s'est basé sur la relation entre les vitesses de cisaillement au sein du lit :

$$P_m \sqrt{gR_h J} = P_{m,i} \sqrt{gR_{h,i} J_i} \quad (\text{B.33})$$

En utilisant la formule de Manning-Strickler dans (B.33), il a trouvé l'équation :

$$\frac{P_m U}{K_s R_h^{1/6}} = \sum_{i=1}^n \frac{P_{m,i} U_i}{K_{s,i} R_{h,i}^{1/6}} \quad (\text{B.34})$$

En faisant l'hypothèse de vitesses homogènes dans les sous-sections $\frac{U_i}{U} = 1$ la formule finale est :

$$K_s = \frac{P_m}{R_h^{1/6}} / \sum_{i=1}^n \frac{P_{m,i}}{R_{h,i}^{1/6} K_{s,i}} \quad (\text{B.35})$$

En utilisant l'égalité dans les sous-sections $\frac{U_i}{U} = \left(\frac{R_{h,i}}{R_h}\right)^{2/3}$ la formule finale est :

$$K_s = P_m R_h^{1/2} / \sum_{i=1}^n \frac{P_{m,i} R_{h,i}^{1/2}}{K_{s,i}} \quad (\text{B.36})$$

Yen (1991) a aussi proposé l'égalité dans les sous-sections $\frac{U_i}{U} = \left(\frac{R_{h,i}}{R_h}\right)^{1/2}$. Il en a déduit la formule finale :

$$K_s = P_m R_h^{1/3} / \sum_{i=1}^n \frac{P_{m,i} R_{h,i}^{1/3}}{K_{s,i}} \quad (\text{B.37})$$

B.4 Équations en fonction des périmètres mouillés des sous-sections et de la hauteur d'eau

Krishnamurthy et Christensen (1972) ont proposé une équation de calcul de rugosité équivalente pour des écoulements peu profonds et unidirectionnels. Les auteurs se sont appuyés sur des expériences d'écoulements dans une rivière recouverte de glace. Ces expériences ont été menées par Larsen (1969). Contrairement aux formules précédentes, une distribution de vitesse U_z logarithmique en fonction de la profondeur z a été utilisée. Cette distribution est en cohérence avec l'écoulement turbulent rugueux du test. Pour une sous-section i ayant une rugosité de peau $K_{s,p,i}$, on a un profil des vitesses selon l'équation :

$$\frac{U_z}{U} = 8,48 + 2,5 \ln \frac{z}{K_{s,p}} \quad (\text{B.38})$$

Krishnamurthy et Christensen (1972) ont utilisé comme vitesse moyenne dans une sous-section i la vitesse à une distance de $0.368h_i$ du fond, avec h_i la hauteur d'eau dans cette sous-section :

$$U_i = \sqrt{g_i R_{h,i} S_i} \left(8,48 + 2,5 \ln \frac{0,368h_i}{K_{s,p,i}} \right) \quad (\text{B.39})$$

Le débit traversant cette sous-section en a été déduit en multipliant la vitesse moyenne de l'équation (B.39) par la hauteur d'eau et le périmètre mouillé correspondant à cette sous-section. Le débit total a été trouvé en sommant les débits de chaque sous-section, chacune ayant une rugosité spécifique $K_{s,p,i}$. Ce débit a aussi pu être calculé en supposant une rugosité équivalente $K_{s,p}$ dans la section.

L'égalité de ces deux formules de calcul de débit a abouti à une relation entre les rugosités de peau $K_{s,p}$ et $K_{s,p,i}$:

$$\ln K_{s,p} = \frac{\sum_{i=1}^n P_{m,i} h_i^{3/2} \ln K_{s,p,i}}{\sum_{i=1}^n P_{m,i} h_i^{3/2}} \quad (\text{B.40})$$

À l'aide de la relation $K_s = 27.24 K_{s,p}^{-1/6}$ qui lie le coefficient de Strickler K_s avec la rugosité de peau $K_{s,p}$, on en déduit :

$$\boxed{\ln K_s = \frac{\sum_{i=1}^n P_{m,i} h_i^{3/2} \ln K_{s,i}}{\sum_{i=1}^n P_{m,i} h_i^{3/2}}} \quad (\text{B.41})$$

En ajoutant l'hypothèse d'une section large, on peut utiliser le rayon hydraulique R_h à la place de la hauteur d'eau h . L'équation finale est alors :

$$\boxed{\ln K_s = \frac{\sum_{i=1}^n P_{m,i} R_{h,i}^{3/2} \ln K_{s,i}}{\sum_{i=1}^n P_{m,i} R_{h,i}^{3/2}}} \quad (\text{B.42})$$

B.5 Résumé et remarques sur les équations

B.5.1 Tableau récapitulatif

Le Tableau B.2 permet de résumer les équations et hypothèses utilisées dans l'établissement des équations de rugosités composées.

Auteur	Équation	Variables	Équation de base	Hypothèses simplificatrices
Cox, 1973	eq. B.3	S	$P_m u_* = \sum P_{m,i} u_{*,i}$	$\frac{U_i}{U} = \left(\frac{R_{h,i}}{R_h}\right)^{7/6}$
Cox, 1973	eq. B.6	S	$P_m \tau = \sum P_{m,i} \tau_i$	$\frac{U_i}{U} = \left(\frac{R_{h,i}}{R_h}\right)^{2/3}$
Cox, 1973	eq. B.10	S	$Q = \sum Q_i$	$\frac{J_i}{J} = \left(\frac{R_h}{R_{h,i}}\right)^{4/3}$
Horton, 1933; Einstein, 1934	eq. B.13	P_m	$J = J_i$	$U_i = U$
Felkel, 1960	eq. B.15	P_m	$Q = \sum Q_i$	$\frac{J_i}{J} = \left(\frac{R_h}{R_{h,i}}\right)^{10/3}$
Pavlovskii, 1931	eq. B.21	P_m	$P_m \tau = \sum P_{m,i} \tau_i$	$\frac{U_i}{U} = \left(\frac{R_{h,i}}{R_h}\right)^{1/6}$
Yen, 1991	eq. B.24	P_m	$P_m u_* = \sum P_{m,i} u_{*,i}$	$\frac{U_i}{U} = \left(\frac{R_{h,i}}{R_h}\right)^{1/6}$
Yen, 1991	eq. B.26	$R_h ; P_m$	$P_m \tau = \sum P_{m,i} \tau_i$	$\frac{U_i}{U} = 1$
Yen, 1991	eq. B.27	$R_h ; P_m$	$P_m \tau = \sum P_{m,i} \tau_i$	$\frac{U_i}{U} = \left(\frac{R_{h,i}}{R_h}\right)^{1/2}$
Yen, 1991	eq. B.30	$R_h ; P_m$	$Q = \sum Q_i$	$\frac{J_i}{J} = \frac{R_h}{R_{h,i}}$
Lotter, 1933	eq. B.31	$R_h ; P_m$	$Q = \sum Q_i$	$\frac{J_i}{J} = 1$
Ida, 1960; Englund, 1964	eq. B.32	$R_h ; P_m$	$Q = \sum Q_i$	$\frac{J_i}{J} = 1 ; \frac{P_m R_h^{5/3}}{P_{m,i} R_{h,i}^{5/3}} = 1$
Yen, 1991	eq. B.35	$R_h ; P_m$	$P_m u_* = \sum P_{m,i} u_{*,i}$	$\frac{U_i}{U} = 1$
Yen, 1991	eq. B.36	$R_h ; P_m$	$P_m u_* = \sum P_{m,i} u_{*,i}$	$\frac{U_i}{U} = \left(\frac{R_{h,i}}{R_h}\right)^{2/3}$
Yen, 1991	eq. B.37	$R_h ; P_m$	$P_m u_* = \sum P_{m,i} u_{*,i}$	$\frac{U_i}{U} = \left(\frac{R_{h,i}}{R_h}\right)^{1/2}$
Krishnamurthy et Christensen, 1972	eq. B.41	$h ; P_m$	$Q = \sum Q_i$	Profil logarithmique des vitesses (eq. B.38)
Krishnamurthy et Christensen, 1972	eq. B.42	$R_h ; P_m$	$Q = \sum Q_i$	Profil logarithmique des vitesses (eq. B.38) et hypothèse d'une section large

TABLEAU B.2 – Liste des équations de rugosités composées et les équations, hypothèses utilisées

B.5.2 Remarques sur le cas des lits composés

En lit composé, les hypothèses $U_i/U = 1$ et $J_i/J = 1$ ne sont pas justifiées. Les relations entre le rapport des vitesses U_i/U et le rapport des rayons hydrauliques $R_{h,i}/R_h$ est lié au profil de vitesse dans les sous-sections. Ce profil est aussi dépendant de la rugosité du fond, de la vitesse du vent à la surface libre, etc. Les relations utilisées sont donc valables seulement pour des configurations précises du lit.

La division de la section en plusieurs sous-sections dans un lit composé peut se faire de différentes manières. Les limites entre les sous-sections peuvent être verticales ou obliques par exemple. Cette méthode de division a une influence sur les calculs de rugosité composée si l'équation finale est fonction de la section S et du rayon hydraulique R_h .

Propositions de divisions du Vieux-Rhin en sous-sections homogènes

Dans cette section différentes divisions longitudinales du Vieux-Rhin proposées par les partenaires du projet InterReg sont comparées.

C.1 Divisions proposées par EDF-LNHE

Dans cette section, nous faisons référence à cet organisme en ne citant que EDF.

C.1.1 Division pour le calage d'un modèle numérique hydraulique

Le rapport d'Ottavi (2000) avait comme objectif d'étudier la sécurité à l'aval du barrage de Kembs et la gestion en période de crue. À cette fin, une modélisation 1D du Vieux-Rhin avec le code de calcul Mascaret a été calée.

La géométrie utilisée a été fournie par le RPF et date de 1985-93. Cette géométrie s'étend du PK 174,400 au PK 220,800 et est composée de sections en travers tous les 200 m. Les sections en travers correspondant aux rampes militaires de l'OTAN sont rajoutées à la géométrie :

- Petit Landau, PK 189,100,
- Ottmarsheim, PK 193,400,
- Blodelsheim, PK 206,500,
- Fessenheim, PK 210,810¹,
- Nambenheim, PK 214,660.

Pour recouvrir tout le tronçon du Vieux-Rhin qui s'étend du PK 174,000 (barrage de Kembs) au PK 224,700 (barrage de Breisach), la section en travers du PK 174,200 a été dupliquée et translaturée

1. La rampe militaire ne se situe pas à ce PK, mais au PK 210,381. Nous ne savons pas s'il s'agit d'une erreur de frappe ou d'une erreur de construction de la géométrie.

200 m en amont au PK 174,000. Du PK 174,000 au PK 218,000 les lits majeur et mineur ont été distingués, et du PK 218,000 au PK 224,700, le lit a été considéré comme un lit unique. Cette dernière zone correspond à la retenue de Brisach. Selon une photo de ce zonage, le lit majeur est le lit végétalisé, le lit mineur étant composé du lit d'étiage ($Q < 30 \text{ m}^3/\text{s}$) et du lit moyen ($Q \geq 30 \text{ m}^3/\text{s}$).

Pour caler le modèle numérique, des hydrogrammes et débits permanents ont été imposés en condition limite amont. Pour le modèle en étiage, les hydrogrammes et débits permanents utilisés étaient :

- l'hydrogramme des 10 et 11 juillet 1997 ($Q_{moy} \approx 300 \text{ m}^3/\text{s}$ selon le rapport EDF),
- l'hydrogramme du 26 juin 1997 ($Q_{moy} \approx 150 \text{ m}^3/\text{s}$ selon le rapport EDF),
- le débit quasi permanent $Q_{moy} \approx 150 \text{ m}^3/\text{s}$.

Et pour le modèle en crue :

- l'hydrogramme du 6 juillet 1997 ($Q_{moy} \approx 950 \text{ m}^3/\text{s}$),
- l'hydrogramme du 26 juillet 1997 ($Q_{moy} \approx 750 \text{ m}^3/\text{s}$),
- l'hydrogramme du 31 mai 1995 ($Q_{moy} \approx 1\,200 \text{ m}^3/\text{s}$),
- les débits quasi permanents $Q_{moy} \approx 720 \text{ m}^3/\text{s}$ et $Q_{moy} \approx 3\,020 \text{ m}^3/\text{s}$.

Q_{moy} est le débit relevé à Kembs selon les chroniques d'EDF, celui-ci étant moyenné sur la durée de la crue. On soustrait à ce débit moyenné le débit transitant par le Grand Canal d'Alsace, c'est à dire $1\,400 \text{ m}^3/\text{s}$. Les limnimètres utilisés pour caler les résultats sont ceux du WSA Fribourg situés à :

- Rheinweiler, PK 186,193,
- Neuenburg, PK 199,612,
- Hartheim, PK 214,679.

Pour les débits permanents, des laisses de crues étaient disponibles.

Les coefficients de rugosité K_s calés sont résumés dans le Tableau C.1. Pour le calage en étiage, les résultats numériques montrent que la propagation des ondes des hydrogrammes est bien représentée, mais la cote d'eau simulée a une incertitude d'environ 40 cm à cause des nombreuses singularités géométriques. Il est important de souligner une incertitude forte sur la mesure du débit en aval de Kembs qui peut s'élever à $\approx 30 \text{ m}^3/\text{s}$. Pour le calage en crue, l'incertitude sur la cote d'eau simulée est moins importante que celle pour les débits d'étiage. Cependant, il y a toujours une incertitude forte sur la valeur du débit transitant à Kembs. Il serait alors plus judicieux d'utiliser le débit à une station de mesure du WSA sur le Vieux-Rhin comme Rheinweiler ou Hartheim. Le calage final surestime les cotes pour les débits de crue et sous-estime les cotes pour les débits faibles. La ligne d'eau est bien calée pour un débit de $\approx 800 \text{ m}^3/\text{s}$.

PK début zone [km]	PK fin de zone [km]	K_s mineur [$m^{1/3}/s$]	K_s majeur [$m^{1/3}/s$]
174,000	186,150	29	15
186,150	199,650	42	15
199,650	214,600	30	15
214,600	219,400	40	15
219,400	224,700	45	15

TABLEAU C.1 – Coefficients de rugosités (K_s) calés par Ottavi (2000) d'EDF-LNHE pour chaque sous-tronçon

C.1.2 Division en fonction des résultats numériques de la capacité de transport solide

Samie (2007) et El Kadi Abderrezzak (2010) ont étudié la capacité de transport dans le Vieux-Rhin. Les résultats de l'étude de 2010 ont servi de base pour choisir le meilleur des sites pré-identifiés pour le test EDF d'érosion latérale maîtrisée.

La première étude estimait une granulométrie de $d_{moy} = 27,9$ mm à partir de photos. Dans la deuxième étude, El Kadi Abderrezzak (2010) s'est basé sur des sondages plus récents. En effet, l'analyse granulométrique de 37 sondages a permis le calcul des distributions granulométriques des sites pré-identifiés pour la couche supérieure (profondeur entre 1,5 et 3 mètres du chemin de halage) et la couche inférieure (profondeur entre 6 et 7 mètres du chemin de halage) (cf. annexe D). Le diamètre qui a été utilisé dans cette seconde étude vaut alors 25,3 mm.

Le code de calcul utilisé dans les deux études est MASCAPA. Dans l'étude menée par Samie (2007), le calcul de la capacité de transport solide a été calculé à l'aide de la formule de Meyer-Peter et Müller (1948) :

$$Q_s = 8B_{LA}\sqrt{g(s-1)d_m^3}(\tau_{eff}^* - \tau_{cr}^*)^{3/2} \quad (C.1a)$$

$$\tau_{eff}^* = \frac{\tau_{eff}}{g(\rho_s - \rho)d_m} \quad (C.1b)$$

$$\tau_{eff} = \tau \left(\frac{K_s}{K_{s,g}} \right)^{3/2} \quad (C.1c)$$

avec Q_s : capacité de transport solide, B_{LA} : largeur active, g : gravité, s : densité des sédiments ici prise égale à 2,65, d_m : diamètre moyen, τ_{eff}^* : contrainte effective adimensionnelle, τ_{cr}^* : contrainte critique adimensionnelle ici prise égale à 0,047, ρ_s : masse volumique des sédiments ici égale à 2650 kg/m³, ρ : masse volumique de l'eau, K_s : coefficient de Strickler global, $K_{s,g}$: coefficient de Strickler de grain. El Kadi Abderrezzak (2010) a utilisé les formules de Meyer-Peter et Müller (1948) et Lefort (2007) pour calculer la capacité solide :

$$Q_s = \frac{3,593}{(s-1)^{1,375}} Q \left(\frac{D_{90}}{D_{30}} \right)^{0,22} J^Y \left[\log_{10} \left(\frac{Q}{Q_{cr}} \right) \right]^Z \quad (C.2)$$

Avec :

$$Z = 0,775 + \frac{4,22}{J^{1/9} (d_m^*)^{0,8}} \quad (\text{C.3a})$$

$$Y = 1,887 + 0,09 \log_{10}(J) \quad (\text{C.3b})$$

$$Q_{cr} = \sqrt{g(s-1)^5 d_m^5} 0,02796 C(D_m^*) \left[\frac{B_{LA}}{(s-1) d_m} \right]^{2/3} i^{-X} \quad (\text{C.3c})$$

$$d_m^* = d_m \left[\frac{g(s-1)}{\nu^2} \right]^{1/3} \quad (\text{C.3d})$$

$$X = 1,722 + 0,09 \log_{10}(J) \quad (\text{C.3e})$$

avec Q : débit liquide, Q_{cr} : débit liquide critique de mise en mouvement, J : pente de la ligne de charge, d_m^* : diamètre moyen adimensionnel, ν : viscosité cinématique. Le paramètre $C(D_m^*)$ est calculé en fonction du diamètre moyen adimensionnel :

$$\begin{cases} d_m^* < 250 & C(D_m^*) = 1 + 18,89/(1 + d_m^*) + 2,202 \exp(-0,0172d_m^*) \\ d_m^* > 250 & C(D_m^*) = 1,05 \end{cases}$$

Samie (2007) a abouti aux capacités moyennes annuelles dans les sous-tronçons du Vieux-Rhin qui sont présentées dans le Tableau C.2. El Kadi Abderrezzak (2010) a également distingué trois tronçons dans les résultats de capacité de transport solide (Tab. C.3). Les résultats de ces deux études sur les délimitations des 3 zones sont proches. Les différentes valeurs de capacité annuelle sont dues au diamètre utilisé dans les deux études. Les formules de Meyer-Peter et Müller (1948) et Lefort (2007) donnent des résultats de capacité de transport solide différents, mais les tendances longitudinales sont les mêmes.

PK début zone [km]	PK fin de zone [km]	capacité moyenne annuelle [$\times 10^3 \text{ m}^3/\text{an}$]
174,000	194,000	20
194,000	214,000	5 à 10
214,00	224,800	négligeable à cause du remous

TABLEAU C.2 – Capacités moyennes annuelles calculées par tronçon pour $d_m = 27,9 \text{ mm}$ dans l'étude de Samie (2007)

(rive allemande). Pour un débit de 4500 m³/s, la ligne d'eau tenant compte de ces décaissements a été simulée à l'aide d'un modèle 1D STAU du LWI, et les vitesses de l'écoulement ainsi que les contraintes de cisaillement ont été calculées à l'aide du modèle 3D SSIIM². Le modèle numérique 1D dans Hartmann *et al.* (2000) a alors été calé à l'aide de la description de l'occupation du sol de Hartmann *et al.* (1998). Selon les résultats du calage (Tab. C.4), la végétation sur les rives gauche et droite sont différentes mais la végétation est quasiment homogène sur chaque rive le long du Vieux-Rhin.

PK	Calage selon Hartmann <i>et al.</i> (2000)		
	ks radier et berges	ks végétation $a_x/a_y/d_p$	
		Rive Gauche	Rive Droite
174,40 - 181,41	0,50	5,66/10,34/1,0	1,23/3,01/0,23
181,59 - 183,95	0,40		
184,18 - 185,35	0,30		
186,15 - 189,04	0,15		
189,21 - 191,47	0,10		
191,66 - 207,77	0,30		
208,03	0,40	1,23/3,01/0,23	
208,18 - 220,80	0,45	5,66/10,34/1,0	

TABLEAU C.4 – Division proposée par Hartmann *et al.* (2000) pour le calibrage du modèle 1D STAU

Dans le rapport Dittrich *et al.* (2005), la stabilité du lit du Vieux-Rhin est vérifiée, et le modèle 1D STAU est calibré. On remarque dans le Tableau C.5 que le calage diffère légèrement de celui de Hartmann *et al.* (2000) : cette description est trouvée homogène sur le linéaire pour chacune des deux rives.

2. SSIIM : Sediment Simulation In Intakes with Multiblock option (simulation avec transport sédimentaire dans des arrivées d'eau en utilisant l'option multi-bloc)

PK	Calage selon Hartmann <i>et al.</i> (2000)		
	k_s radier et berges	k_s végétation $a_x/a_y/d_p$	
		Rive Gauche	Rive Droite
174,40 - 177,60	0,50	5,66/10,34/1,0	5,70/6,34/0,49
177,80 - 183,53	0,40		
184,70 - 185,36	0,50		
185,56 - 185,93	0,30		
186,15 - 189,43	0,20		
189,68 - 190,65	0,15		
190,84 - 191,66	0,40		
191,98 - 193,59	0,20		
193,80 - 198,00	0,30		
198,21 - 199,85	0,25		
200,03 - 202,82	0,30		
203,02 - 205,22	0,20		
205,46 - 211,40	0,30		
211,60 - 214,20	0,35		
214,40 - 217,80	0,30		
218,00 - 220,80	0,40		

TABLEAU C.5 – Division proposée par Dittrich *et al.* (2005) pour le calibrage du modèle 1D STAU

C.2.2 Division en fonction du bilan sédimentaire

Dans le rapport Schoneboom *et al.* (2010), la limite entre le lit mineur hydraulique (LmH) et les champs d'épis situés dans le lit majeur hydraulique (LMH) a été relevée sur les profils de 1985-1993 et 2009 à partir de photographies aériennes et d'analyses de profils en travers. Cette limite est caractérisée par une différence de granulométrie (le LmH est majoritairement graveleux alors que les champs d'épis contiennent du limon et des sables) et d'occupation du sol (le LmH n'est pas végétalisé, alors que les champs d'épis ont en majorité une végétation pérenne). Pour relever la limite entre ces deux zones, Schoneboom *et al.* (2010) ont remarqué que les champs d'épis sont généralement surélevés par rapport au lit principal, ce qui facilite leur distinction dans l'analyse des profils en travers.

Le bilan sédimentaire surfacique a été basé sur l'analyse comparative de deux profils de même PK mais à deux dates différentes. Pour chaque PK, un bilan sédimentaire a été calculé pour les zones correspondant au LmH, aux champs d'épis du LMH, et à ces deux zones cumulées. La méthode

suivie pour calculer un bilan sédimentaire volumique d'un PK i à partir des bilans sédimentaires surfaciques est la suivante :

1. moyenner les bilans sédimentaires surfaciques du PK i et du PK $i - 1$,
2. multiplier ce bilan sédimentaire surfacique moyen amont par la demi-distance entre le PK i et le PK $i - 1$,
3. moyenner les bilans sédimentaires surfaciques du PK i et du PK $i + 1$,
4. multiplier ce bilan sédimentaire surfacique moyen par la demi-distance entre le PK i et le PK $i + 1$,
5. sommer les deux bilans sédimentaires volumiques amont et aval.

Les bilans surfaciques et volumiques ont respectivement été cumulés le long du tronçon. Les courbes de ces cumuls surfaciques ou volumiques le long du Vieux-Rhin ont montré les mêmes tendances. L'analyse de ces données cumulées a permis de relever les zones de dépôt (augmentation du bilan sédimentaire cumulé), les zones d'érosion (diminution du bilan sédimentaire cumulé) et les zones stables (bilan sédimentaire cumulé constant).

Si on raisonne sur tout le linéaire entre 1985-1993 et 2009, le bilan sédimentaire dans les champs d'épis est positif : il y a constamment un dépôt de fines. Dans le LmH, le bilan sédimentaire est pratiquement nul. L'érosion se produisant dans certains tronçons est compensée par le dépôt dans d'autres tronçons du Vieux-Rhin. Le bilan sédimentaire cumulé sur tout le lit (LmH + champs d'épis) est par conséquent positif.

La crue de 1999 a atteint un débit de $3300 \text{ m}^3/\text{s}$ et a modifié la morphologie du lit. Quelques profils ont été sondés pour relever ces modifications, mais seul le lit principal a été relevé par endroits. Entre 1985-1993 et 1999, la morphologie du lit principal a été remaniée, modifiant surtout les limites entre les champs d'épis et le LmH. Les bilans sédimentaires surfaciques montrent que les modifications essentielles de la géométrie se sont produites entre les années 1985-1993 et 1999. Ce résultat est cependant à prendre avec précaution, car tous les profils du Vieux-Rhin n'ont pas été mesurés en 1999 à la suite de la crue.

Les résultats du bilan sédimentaire entre 1985-1993 et 2009 dans le LmH (fig. C.2) permettent de diviser le tronçon du Vieux-Rhin en sous-tronçons fluviaux en fonction de la dynamique sédimentaire :

- Tronçon fluvial 1 du PK 174,400 à 193,800 : érosion
- Tronçon fluvial 2 du PK 194,030 à 204,020 : faible dépôt
- Tronçon fluvial 3 du PK 204,220 à 211,200 : forte érosion
- Tronçon fluvial 4 du PK 211,400 à 224,400 : fort dépôt

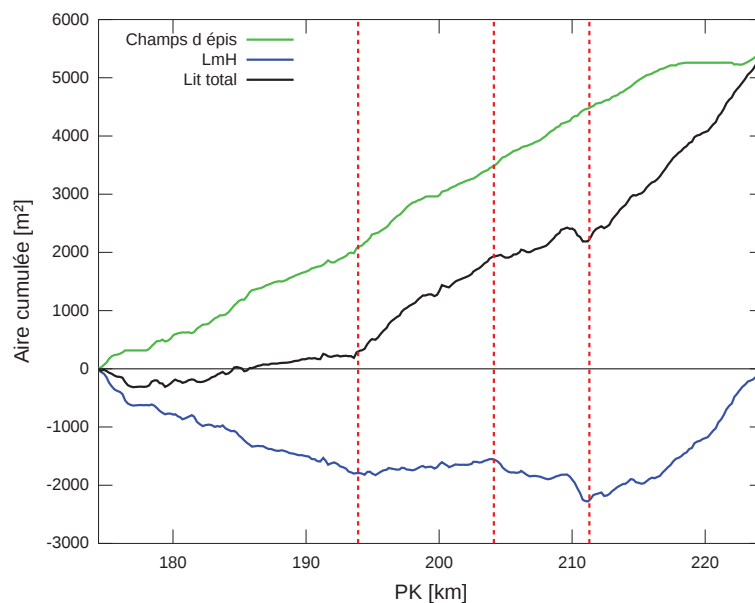


FIGURE C.2 – Division par tronçon en fonction du bilan surfacique sédimentaire cumulé entre 1990 et 2010, les traits verticaux rouges symbolisant les limites de la division. La courbe en bleue correspond au LmH, celle en vert aux les champs d'épis et celle en noir à tout le lit, c'est à dire le LmH et les champs d'épis

C.3 Division proposée par le CNRS

Arnaud *et al.* (2011) a utilisé le zonage SIG de l'occupation du sol daté de 2008 pour relever les parties des sections en travers correspondant à la « bande active » (équivalent du LmH) et aux « marges végétalisées » (équivalent des champs d'épis dans le LMH). Ces deux parties de sections ont été relevées pour les trois jeux de profils 1950-1956, 1985-1993 et 2009, et leur comparaison a permis de comparer les volumes mobilisés entre deux dates. La méthode de calcul des volumes mobilisés est équivalente à celle utilisée dans l'étude de Schoneboom *et al.* (2010).

Les résultats du bilan sédimentaire sont cohérents avec l'analyse du LWI, et pratiquement les mêmes délimitations du Vieux-Rhin en tronçons fluviaux de même évolution morphologique sont trouvées.

C.4 Comparaison des divisions

On remarque sur la Figure C.3 que les résultats des études EDF sont cohérents avec le bilan sédimentaire du LWI et du CNRS : dans le tronçon fluvial 1 qui a une tendance à l'érosion, la capacité solide des études EDF est calculée la plus élevée. Comme le deuxième tronçon dans la division d'EDF regroupe plusieurs tronçons fluviaux, il est donc impossible de relever un lien entre ces résultats. À proximité de la retenue de Breisach, le fort dépôt dans le quatrième tronçon fluvial peut être corrélé à la capacité de transport négligeable des études EDF. Concernant les coefficients de

C. Propositions de divisions du Vieux-Rhin en sous-sections homogènes

rugosités proposées par EDF et le LWI, il ne semble pas y avoir de lien entre eux sur le linéaire.

		pk	174	180	185	190	195	200	205	210	215	220	225	
EDF	Ks m [m ^{1/3} /s]		29			42			30			40	45	
	Ks M [m ^{1/3} /s]		15			15			15			15	15	
LWI	ks m 2000 [m]		0,50	0,40	0,30	0,15	0,10	0,30			0,40	0,45		
	ks m 2005 [m]		0,50	0,40	0,30	0,20	0,15	0,10	0,20	0,30	0,20	0,30	0,35	0,30
EDF	Cap. moyenne 2007 MPM [$\times 10^3$ m ³ /an]		20				5-10				negligeable			
	Cap. moyenne 2010 MPM [$\times 10^3$ m ³ /an]		23				1,5				negl.			
	Cap. moyenne 2010 Lefort [$\times 10^3$ m ³ /an]		52				16				negl.			
LWI et CNRS	bilan sed.		erosion				faible depot			forte erosion		fort depot		

FIGURE C.3 – Comparaison des divisions sur le Vieux-Rhin proposées par les partenaires du projet InterReg

Données granulométriques

Cette annexe récapitule toutes les données granulométriques qui ont été mesurées sur le Vieux-Rhin par les partenaires du projet.

D.1 Données provenant du LWI

Dans cette annexe, la précision des diamètres est estimée au millimètre près, sauf dans le cas des sédiments dont la taille est de l'ordre du millimètre pour lesquels la précision est au 1/100 de millimètre. Pour l'étendue granulométrique, on choisit une précision au 1/10.

Le Tableau D.1 récapitule les données granulométriques récupérées dans Hartmann *et al.* (2000), Dittrich *et al.* (2005) et Dittrich (2010). Dans le Tableau D.1, les valeurs en bleu ont été calculées à partir des données de distribution granulométrique, celles en noir ont été relevées dans les documents et celles en vert ont été estimées à partir d'une courbe granulométrique présente dans un document. Le diamètre maximal d_{max} est le diamètre le plus grossier mesuré durant le relevé granulométrique et les diamètres caractéristiques d_X sont les diamètres en-dessous desquels $X\%$ en masse des particules sont comprises, avec d_{50} le diamètre médian. Le diamètre moyen d_{moy} est la moyenne des diamètres pondérés par leurs proportions (ou masses) respectives :

$$d_{moy} = \sum \frac{d_i pr_i}{Pr} \quad (D.1)$$

avec d_i et pr_i = diamètres et proportion (ou masse) de chaque classe granulométrique i et $Pr = 100\%$ des sédiments (ou masse totale). Les localisations des relevés sont précisées lorsque les informations étaient disponibles.

PK [km]	Année/Source	Lieu	Couche	Diamètres caractéristiques [mm]												σ [-]
				d_{10}	d_{16}	d_{30}	d_{50}	d_{64}	d_{65}	d_{84}	d_{90}	d_{moy}	d_{max}			
176,400	2000	champ d'épi RD	supérieure		0,17		0,27					0,43		0,29	5,00	1,6
178,000	Dittrich (2010) 1998	LmH	supérieure		56		125					186	192	122	203	1,8
178,000	Dittrich (2010) 1998	LmH	inférieure		4		24					90	102	39	128	4,7
178,200	2000	LmH	supérieure		62		128			156				121	166	1,6
178,200	2000	banc gravier	supérieure		59		136			160					178	1,7
178,200	2000	champ d'épi C	supérieure		0,26		0,36				0,46			0,36	2,00	1,3
178,200	2000	champ d'épi RD	supérieure		0,25		0,35				0,46				5,00	1,4
178,200	Dittrich (2010)	LmH												121	178	
180,550	2000	banc gravier	supérieure		78		144				201			138	221	1,6
180,550	2000	LM	supérieure		19		51				89				123	2,2
182,020	2000	champ d'épi C	supérieure		0,26		0,36				0,46			0,35	2,00	1,3
183,720	2000	LmH C	supérieure		75		141				179			130	191	1,5
184,600	2000	LmH C	supérieure		15		38				71				83	2,2
184,600	2000	LmH RD	supérieure		33		94				116			81	186	1,9
184,600	2000	champ d'épi sans végétation	supérieure		0,26		0,36				0,46			0,37	5,00	1,3
185,000	2003	banc gravier	supérieure	23	30		78				137	175			193	2,1
185,000	2003	LmH	supérieure		102		138				177				185	1,3
185,000	2003	LmH	supérieure		17		111				167				185	3,1
185,156	2000	LmH C	supérieure		59		113				147			105	156	1,6
185,300	Dittrich (2010)	LmH C	supérieure	81	94		150				181	182		140	185	1,4
185,300	Dittrich (2010)	LmH C	supérieure + inférieure	8	18		120				170	180			185	3,1

PK [km]	Année/Source	Lieu	Couche	Diamètres caractéristiques [mm]												σ [-]
				d_{10}	d_{16}	d_{30}	d_{50}	d_{64}	d_{65}	d_{84}	d_{90}	d_{moy}	d_{max}			
188,550	2000	LmH RD	supérieure		71		142					161		123	176	1,5
191,150	2003	champ d'épi	supérieure	58	88		130					169	170		175	1,4
191,200	Dittrich (2010)	champ d'épi	supérieure		60		105					120	150	110	170	1,4
191,200	Dittrich (2010)	LmH C	supérieure		28		74					155		106	163	2,6
191,200	2003	champ d'épi	supérieure	39	61		103					125	140		152	1,4
191,200	2003	LmH C	supérieure	25	32		73					132	150		160	2,0
191,290	2000	LmH C	supérieure		51		104					130		95	141	1,6
193,010	2000	LmH C	supérieure		40		87					125		83	133	1,8
193,010	2000	champ d'épi C	supérieure		0,16		0,25					0,42		0,29	2,00	1,6
194,400	2003	LmH RD	supérieure	57	65		108					149	160	112	185	1,5
194,900	Dittrich (2010)	LmH	supérieure		58		147					205	221	139	247	1,9
194,900	Dittrich (2010)	LmH	inférieure		4		42					115	126	55	150	5,4
195,100	2000	LmH C	supérieure		85		114					143		111	167	1,3
195,100	2000	banc gravier	supérieure		18		30					81			108	2,2
195,100	2000	champ d'épi	supérieure		0,24		0,35					0,46		0,36	2,00	1,4
199,125	2000	LmH C	supérieure		85		122					171		126	181	1,4
206,170	2000	champ d'épi	supérieure		0,15		0,20					0,28		0,22	2,00	1,4
206,180	Dittrich (2010)	LmH					115							120	182	
206,400	1995	centre du lit	supérieure		51		122					147	150	106	180	1,7
206,400	1995	banc	supérieure		27		68					174	185	90	200	2,5
206,400	1995	banc	inférieure		4		24					105	133	43	150	5,1
206,600	Dittrich (2010)	LmH	supérieure	20	37		119					185	190	115	200	2,2
206,600	Dittrich (2010)	LmH	supérieure	2	4		28					135	175	55	150	6,1
206,600	Dittrich (2010)	LmH	supérieure	20	23		41					63	80	46	130	1,7
206,600	Dittrich (2010)	LmH	supérieure	3	5		22					58	75	30	130	3,4

PK [km]	Année/Source	Lieu	Couche	Diamètres caractéristiques [mm]											σ [-]	
				d_{10}	d_{16}	d_{30}	d_{50}	d_{64}	d_{65}	d_{84}	d_{90}	d_{moy}	d_{max}			
206,600	Dittrich (2010)	LmH	supérieure	50	51		135					153	160	119	180	1,7
206,600	Dittrich (2010)	LmH	supérieure	50	51		115					185	150	101	150	1,6
207,200	Dittrich (2010)	LmH	supérieure	35	49		102					126	129	92	132	1,6
207,200	Dittrich (2010)	LmH	supérieure	45	49		104					149	152	107	161	1,6
207,200	Dittrich (2010)	LmH	supérieure	42	53		109					137	141	100	145	1,6
207,200	Dittrich (2010)	LmH	supérieure	62	81		114					133	134	105	138	1,3
208,000	Dittrich (2010) 1994	gravière (Grissheim)			1		18					57	81	31	150	7,6
208,000	Dittrich (2010)	LM RD	supérieure		1		20					51			110	7,7
208,000	Dittrich (2010)	LM RD	supérieure		1		17					7			150	8,7
208,780	Dittrich (2010) 1995	LmH	supérieure		25		59					122	126	69	141	2,2
208,780	Dittrich (2010)	LmH	supérieure	31	39		107					122	125	88	127	1,8
208,780	Dittrich (2010)	LmH	supérieure	25	30		52					97	105	59	111	1,8
208,780	Dittrich (2010)	LmH	supérieure	15	17		36					89	102	48	131	2,3
208,780	Dittrich (2010)	LmH	supérieure	20	26		82					121	131	75	142	2,2
210,200	2000	LmH	supérieure		47		93					137		93	158	1,7
210,500	2003	banc gravier	supérieure	68	80		104					140	152	105	161	1,3
210,500	2003	banc gravier	inférieure	4	12		68					122			132	3,2
210,500	2003	LmH C	supérieure	35	52		102					139	150	105	150	1,6
210,800	Dittrich (2010)	LmH	supérieure	40	53		111					140	141	104	142	1,6
210,800	Dittrich (2010)	LmH	supérieure	22	28		57					117	122	68	133	2,0
210,800	Dittrich (2010)	LmH	supérieure	30	35		60					95	101	66	146	1,7
211,000	Dittrich (2010) 1994	gravière (Bremgarten)			2		23					59	73	31	130	5,4

PK [km]	Année/Source	Lieu	Couche	Diamètres caractéristiques [mm]											σ [-]		
				d_{10}	d_{16}	d_{30}	d_{50}	d_{64}	d_{65}	d_{84}	d_{90}	d_{moy}	d_{max}				
211,200	Dittrich (2010)	Lm RD	supérieure		2			24				63				130	5,6
211,300	Dittrich (2010)	Lm RD	supérieure		2			24				63				130	5,2
211,300	Dittrich (2010)	Lm RD	supérieure		2			21				56				80	4,7
211,300	Dittrich (2010)	Lm RD	supérieure		1			21				53				100	6,1
212,800	2000	LmH	supérieure		31			93				125		85	163	2,0	
212,800	2000	champ d'épi	supérieure		0,14			0,19				0,24		0,21	1,00	1,3	
214,200	2000	LmH C	supérieure		29			57				95		60	119	1,8	
214,200	2000	champ d'épi	supérieure		0,15			0,20				0,31		0,22	2,00	1,5	
215,200	2000	LmH C	supérieure		19			41				69		43	93	1,9	
215,200	2000	LmH RD	supérieure		61			109				138			142	1,5	
216,000	Dittrich (2010) 1995	gravière (Hartheim)			2			29				78	117	42	180	6,2	
216,600	Dittrich (2010)	LmH	supérieure	30	37			71				123		78	130	1,8	
216,600	Dittrich (2010)	champ d'épi	supérieure	0,03				0,09					0,25	0,14			
216,600	Dittrich (2010)	Lm RD	supérieure		7			39				89			130	3,5	
216,600	Dittrich (2010)	Lm RD	supérieure		0,36			15				45			90	11,2	
216,600	Dittrich (2010)	Lm RD	supérieure		5			39				153			180	5,5	
216,600	Dittrich (2010)	Lm RD	supérieure		1			30				91			150	8,2	

TABLEAU D.1: Données granulométriques exhaustives provenant du LWI. Pour la localisation du relevé, C signifie au centre, RG et RD sont respectivement côté gauche ou droit. LmH signifie lit mineur hydraulique. Les champs d'épis sont situés dans le lit majeur hydraulique à proximité du LmH. La localisation LM correspond aux zones au-delà des digues de Tulla

Lors des travaux de décaissement de la section II (voir section 1.4.1), des prélèvements granulométriques au pk 182,200 sur le talus de la zone décaissée ont été entrepris le 26 juin 2009. À chaque hauteur (Fig. D.1), deux prélèvements ont été effectués.



FIGURE D.1 – Position des prélèvements granulométriques sur le talus du décaissement de la section II au pk 182,200 (Source : Regina Ostermann - RPF)

Ces relevés granulométriques ont été moyennés pour chaque position de relevé et l'épaisseur de la couche sondée est précisée dans le Tableau D.2. La moyenne arithmétique de ces paramètres granulométriques donne : $d_{50} = 35$ mm et $\sigma = 6,3$. Si l'on cumule les distributions granulométriques de tous les relevés, on trouve un diamètre médian de 21 mm et une étendue granulométrique de 6,6. Ce deuxième calcul semble mieux représenter la granulométrie du décaissement, le premier calcul sur-estimant le diamètre médian.

Altitude moyenne du relevé [mNN]	Épaisseur [m]	d_{50} [mm]	σ [-]
231,61	0,82	12	12,6
231,06	0,28	17	8,6
230,78	0,28	20	10,1
230,46	0,36	20	2,4
230,01	0,56	45	2,7
229,35	0,76	112	4,0
228,71	0,52	25	2,4
228,31	0,28	27	2,9
227,97	0,40	46	6,3
227,64	0,28	26	10,7

TABEAU D.2 – Diamètre médian et étendue granulométrique des relevés à différentes altitudes au pk 182,200. L'épaisseur de la couche d'où sont prélevés les sédiments est aussi indiquée. La surface se situe à l'altitude 232,32 mNN.

D.2 Données provenant d'EDF

Pour une étude de la dynamique des sites test pré-sélectionnés en vue de choisir le site test final, EDF a mandaté le bureau technique d'études « Hydrogeotechnique est » pour effectuer une campagne de sondage (El Kadi Abderrezzak, 2010). Les prélèvements ont été extraits à une profondeur de 3 m à l'aide d'une pelle mécanique (Tab. D.3) et à 10 m par carottage par battage (Tab. D.4). Tous les relevés ont été effectués sur le rive gauche, sur le chemin de halage.

Site	PK [km]	Données granulométriques				
		d_{30} [mm]	d_{50} [mm]	d_{90} [mm]	d_{moy} [mm]	σ [-]
K1	174,800-175,100	4	17	74	30	7,8
K2	179,200 - 180,000	3	10	57	22	6,3
O1	180,500-180,700	3	13	66	27	8,8
O2	185,500 - 186,000	3	15	86	33	11,6
O3	191,100 - 191,500	3	9	59	22	7,3
F1	191,700 - 192,700	3	11	61	23	10,3
F2	195,00 - 196,400	3	13	62	25	7,4
F3	198,200 - 198,700	3	12	66	25	16,4
V1	206,700 - 208,000	1	5	45	17	11,5
V2	212,700 - 214,700	1	7	59	21	22,3
V3	216,000	4	16	58	25	6,2

TABLEAU D.3 – Données granulométriques de la couche supérieure située entre 0 et 3 m de profondeur (El Kadi Abderrezzak, 2010)

Site	PK [km]	Profondeur [m]	Données granulométriques				
			d_{30} [mm]	d_{50} [mm]	d_{90} [mm]	d_{moy} [mm]	σ [-]
K1	174,800 - 175,100	6 – 6,6	23	38	81	43	3,2
K2	179,200 - 180,000	6 – 7,0	8	25	74	33	4,6
O1	180,500 - 180,700	6 – 6,5	1	7	50	18	15,4
O2	185,500 - 186,000	6 – 6,5	3	9	57	22	7,8
O3	191,100 - 191,500	6 – 6,5	6	23	64	29	5,3
F1	191,700 - 192,700	6 – 6,5	4	14	54	23	6,1
F2	195,000 - 196,400	6 – 6,5	6	19	59	26	4,4
F3	198,200 - 198,700	6 – 6,5	4	15	56	24	6,5
V1	206,700 - 208,000	6 – 6,5	3	12	45	20	7,8
V2	212,700 - 214,700	6 – 6,5	12	28	73	34	4,5

TABLEAU D.4 – Données granulométriques de la couche inférieure située entre 6 et 7 m de profondeur (El Kadi Abderrezak, 2010)

Formulation Debord

Comme la répartition des vitesses et la hauteur d'eau dans une section transversale peut ne pas être homogène à cause de la forme du lit et/ou de la répartition de la rugosité, Nicollet et Uan (1979) ont proposé une formulation pour estimer la répartition des débits dans un lit composé.

E.1 Méthode

La méthode suivie pour définir cette formulation est basée sur une série de tests expérimentaux. Ces tests expérimentaux ont été menés dans des canaux dont les paramètres suivants variaient :

- la forme du lit (lit simple ou lit composé, trapézoïdal ou rectiligne)
- la pente de lit
- la description des matériaux du fond et des parois du lit

En fonction de la hauteur d'eau et du débit, la rugosité a été calculée à l'aide de la formule de Manning-Strickler dans les lits mineur et majeur :

$$K_s = \frac{Q}{J^{1/2} S R_h^{2/3}} \quad (\text{E.1})$$

La répartition des vitesses dans le lit a été analysée pour tous les tests. De ces résultats, la répartition des vitesses a été quantifiée à l'aide du coefficient de Boussinesq β :

$$\beta = \frac{1}{U^2 S} \int_S u^2 dS \quad (\text{E.2})$$

U la vitesse moyenne sur une section en travers [m/s]

avec : u la distribution de vitesse sur une section en travers [m/s]

S la surface mouillée en travers [m²]

E.2 Formulation finale

Les hypothèses associées à cette étude sont :

- la cote de la surface libre est la même sur une section en travers du lit

- seules les vitesses parallèles à l'axe du lit sont prises en compte (courants secondaires ignorés)
- le coefficient de Boussinesq vaut 1 (pas d'échange de quantité de mouvement) au sein des lits majeur et mineur respectivement, mais les échanges entre les deux lits sont possibles.

La répartition expérimentale des vitesses et les hypothèses énumérées ci-dessus ont permis le calcul de la répartition η des débits entre les lits majeur et mineur :

$$\eta = \frac{Q_m}{Q_M} = \frac{K_{s,m}}{K_{s,M}} \frac{AS_m}{\sqrt{S_M^2 + S_m S_M (1 - A^2)}} \left(\frac{R_{h,m}}{R_{h,M}} \right)^{2/3} \quad (\text{E.3})$$

ainsi que le calcul du coefficient de Boussinesq β dans le lit composé :

$$\beta = \left(\frac{\eta^2}{S_m} + \frac{1}{S_M} \right) \frac{S}{(1 + \eta)^2} \quad (\text{E.4})$$

et le calcul d'une débitance équivalente D_e :

$$D_e = K_{s,m} AS_m R_{h,m}^{2/3} + K_{s,M} \sqrt{S_M^2 + S_m S_M (1 - A^2)} R_{h,M}^{2/3} \quad (\text{E.5})$$

avec :

- Q_m, Q_M les débits transitants dans les lits mineur et moyen respectivement [m^3/s]
- $K_{s,m}, K_{s,M}$ le coefficient de Strickler des lits mineur et moyen respectivement [$\text{m}^{1/3}/\text{s}$]
- S_m, S_M la surface mouillée en travers des lits mineur et moyen respectivement [m^2]
- $R_{h,m}, R_{h,M}$ le rayon hydraulique des lits mineur et moyen respectivement [m]

et avec A représentant l'influence du lit majeur sur le débit du lit mineur :

$$A = 0,9 \left(\frac{K_{s,m}}{K_{s,M}} \right)^{-1/6} \quad (\text{E.6})$$

F Étude SIG

Dans l'étude SIG d'Arnaud (2012), l'occupation du sol a été estimée à partir de la rugosité et de la couleur des pixels d'une orthophoto. Cette annexe indique quelques précisions quant à cette étude.

F.1 Orthophotos et études SIG

La Figure F.1 représente une orthophoto du Vieux-Rhin prise en août 2008.

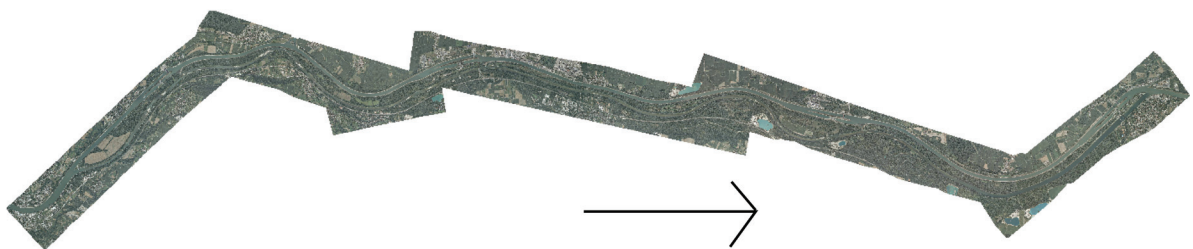


FIGURE F.1 – Orthophoto du Vieux-Rhin prise en août 2008. La flèche indique le sens de l'écoulement ainsi que la direction du nord

Les couches SIG du zonage de l'occupation du sol sont disponibles pour les dates listées dans le Tableau F.1. Lorsque les informations étaient disponibles, le débit durant les prises de vue, ainsi que l'étendue longitudinale du zonage sur le Vieux-Rhin ont été précisés. La hauteur des prises de vue, ainsi que le paramétrage de l'appareil photo sont des paramètres influençant la résolution des orthophotos, et donc la précision du zonage. Cette résolution est représentée par la largeur minimale dans le sens transversal à l'écoulement d'une zone de végétation.

Date [années]	Étendue du zonage [km]	Débit	Provenance des cartes	Échelle des cartes [-]
1949–1950–1951	174,0 à 209,8 et 210,7 à 224,0	débit de plein bord ($> 1000 \text{ m}^3/\text{s}$)	IGN	1/3000
1959	182,7 à 224,0		IGN-EDF	1/3000
1970	174,0 à 224,0		IGN	1/3000
1979	207,7 à 210,9		IGN	1/3000
1980	174,0 à 192,9		IGN	1/3000
1982	192,9 à 207,2 et 210,9 à 224,0		IGN	1/3000
1991	178,8 à 208,1		IGN	1/3000
1992	212,2 à 224,0		IGN	1/3000
1998	178,8 à 204,6 et 211,8 à 224,0		IGN-EDF	1/3000
2002	relevé des bancs sur tout le Vieux-Rhin		BD Ortho IGN	1/3000
2008	174,0 à 224,0		EDF	1/1500
2010	174,0 à 224,0			

TABLEAU F.1 – Listes des années pour lesquelles le zonage de l’occupation du sol a été réalisé par Arnaud (2012). Lorsque ces informations sont disponibles, les paramètres de débit au cours de la prise de vue, ainsi que l’échelle des orthophotos sur lesquelles est basée l’étude SIG sont spécifiées (Source : Arnaud (2012))

F.2 Classement de la végétation du Vieux-Rhin

Le Tableau F.3 énumère les principales caractéristiques des trois classes de végétation délimitées dans le zonage SIG. Quelques espèces présentes sur le Vieux-Rhin sont indiquées.

Caractéristiques de la végétation	Arbres	Buissons/Arbustes	Herbacées
Hauteur	Supérieure à 4 mètres	Entre 2 et 4 mètres	Entre 0 et 2 mètres
Tige/tronc	Diamètre tronc > 8-10 cm et rigide	Diamètre tronc < 8-10 cm et flexible	Tiges flexibles
Densité de feuillage	Assez dense	Très dense	Assez dense
Espèce	Bois tendre (pionnier) : Saule blanc (<i>Salix alba</i>), Peuplier noir (<i>Populus nigra</i>) Bois dur (post-pionnier près des digues de tulla) : Orme (<i>Ulmus</i>), Frêne (<i>Fraxinus</i>), Erable (<i>Acer</i>)	Saule pourpre (<i>Salix purpurea</i>)	Sur les bancs : 0-1 m Phalaris faux-roseau (<i>Phalaris arundinacea</i>) Sur les champs d'épis : 0-2 m Ortie (<i>Urtica dioica</i>), Renouée du Japon (<i>Reynoutria japonica</i>), Balsamine de l'Himalaya (<i>Impatiens glandulifera</i>), Verge d'or (<i>Solidago gigantea</i>)

TABLEAU F.3 – Description de la végétation au sein des zones homogènes en fonction de leurs caractéristiques et exemples d'espèces représentatives (Source : Arnaud (2012))

Études de sensibilité et limites de la méthode de calage basée sur la végétation

Cette annexe complète la description de la méthode de calage proposées à la section 4.2 avec deux études de sensibilité et des propositions d'amélioration de la méthode.

G.1 Étude de sensibilité de la formule de rugosité composée sur le calage de 2009

Pour étudier la sensibilité de la formule de rugosité composée sur le calcul de la dynamique hydraulique dans RubarBE, trois simulations sont lancées. Chaque simulation utilise les mêmes paramètres de calcul, mais une formule de rugosité composée différente. La géométrie utilisée est la géométrie de 2009. Les résultats sur la ligne d'eau en utilisant les trois formules sont récapitulés dans le Tableau G.1.

Selon le Tableau G.1, les écarts d'hauteur d'eau mesurés par l'écart-type sur les hauteurs sont inférieurs aux moyennes des erreurs absolues du calage (cf. section 4.2.3). Le choix de la formule de calcul de la rugosité composée n'a donc pas d'influence significative sur les résultats de calcul de la ligne d'eau. On remarque que les formules proposées par Horton (1933) et Einstein (1934) et celle de Pavlovskii (1931) donnent des résultats très proches, car les valeurs de l'exposant l dans l'équation choisie sont proches (respectivement $-1,5$ et -2) contrairement à la formule de Felkel (1960) avec $l = 1$.

Formule utilisée	hauteur d'eau [m] formule (a)	hauteur d'eau [m] formule (b)	hauteur d'eau [m] formule (c)	moyenne des hauteurs d'eau [m]	écart-type des hauteurs d'eau [cm]
Q= 3 020 m ³ /s	8,36	8,17	8,43	8,32	13,4
Q= 1 430 m ³ /s	5,83	5,69	5,88	5,80	8,85
Q= 680 m ³ /s	4,15	4,05	4,18	4,13	6,81
Q= 150 m ³ /s	2,25	2,22	2,27	2,25	2,52
Q= 120 m ³ /s	2,09	2,05	2,09	2,08	2,31
Q= 105 m ³ /s	1,99	1,97	2,00	1,99	1,53
Q= 90 m ³ /s	1,89	1,88	1,90	1,89	1,00
Q= 60 m ³ /s	1,69	1,67	1,69	1,68	1,15
Q= 30 m ³ /s	1,41	1,41	1,42	1,41	0,58
Q= 20 m ³ /s	1,30	1,29	1,30	1,30	0,58

TABLEAU G.1 – Comparaison des hauteurs d'eau moyennes issues du calage à l'aide du zonage de la végétation utilisant les trois formules de calcul de rugosité composée : formule (a) Horton, 1933 et Einstein, 1934, formule (b) Felkel, 1960 et formule (c) Pavlovskii, 1931

G.2 Étude de sensibilité de la densité de maillage sur le calage

Dans la méthode de calage basée sur le zonage de la végétation, à chaque point du maillage est affectée une rugosité qui permet de calculer une rugosité composée pour chaque profil en travers, et cette rugosité composée est utilisée dans le calcul final de la ligne d'eau. La formule de rugosité composée choisie est basée sur les périmètres mouillées de chaque zone de rugosité homogène. La densité de maillage de la géométrie peut donc influencer les résultats du calcul. Dans cette étude vont être comparés les résultats sur la ligne d'eau en utilisant les géométries de 2009 suivantes :

1. la géométrie initiale ayant une densité de point par section en travers d'environ 200, et un pas d'espace transversal non constant,
2. la géométrie interpolée ayant une densité d'environ 80 points par profil en travers, et un pas transversal de moins de 3 m,
3. la géométrie interpolée utilisée dans l'étude et ayant une densité d'environ 50 points par profil en travers, et un pas transversal de 4 m.

Dans les trois cas, les points d'une section en travers sont répartis sur toute la largeur du lit. Les lignes d'eau calculées pour chaque géométrie sont récapitulées dans le Tableau G.3.

Selon le Tableau G.3, la méthode est peu sensible à la densité du maillage : les écart-types calculés sur les hauteurs d'eau sont inférieurs aux erreurs absolues moyennes du calage de 2009 (cf. section 4.2.3). On peut donc choisir la géométrie ayant une densité d'environ 50 points par section en travers et un pas transversal de 4 m pour la suite des simulations pour optimiser le temps de calcul.

G.3 Limites et propositions de la prise en compte de la végétation dans le modèle 1D

G.3.1 Non prise en compte de la végétation entre deux profils en travers

La végétation prise en compte dans le calcul numérique est seulement définie sur les profils en travers. Il serait alors intéressant de tenir compte de la végétation entre deux profils en travers, car l'occupation du sol peut varier sur le linéaire comme par exemple à proximité des champs d'épis ou des bouchons hydrauliques.

On peut alors imaginer reporter les proportions d'occupation du sol surfacique de chaque type de végétation entre deux profils en travers sur la description de l'occupation du sol d'un profil. L'ordre des classes de végétation sur ce profil en travers sera respectée, allant des herbacées proche du lit en eau aux arbres à proximité des digues de Tulla.

G.3.2 Non prise en compte de l'évolution de la végétation au cours du temps

La végétation prise en compte dans les simulations de plusieurs années est fixe et les effets anthropiques ainsi que les conséquences des crues comme les arrachements de végétation ne sont pas pris en compte.

Il serait alors intéressant de tenir compte de l'occupation du sol d'un profil en travers en décrivant une évolution linéaire au fil du temps, deux zonages de la végétation nous renseignant sur ces occupations au début et à la fin de la simulation.

Points nommés dans les simulations numériques

Cette annexe définit les points nommés utilisés dans les simulations numériques et souligne leur utilité. Le terme « point nommé » est généralement utilisé pour décrire un profil en travers, et l'on parlera de « lignes directrices » pour mentionner ces délimitations sur le linéaire.

H.1 Intérêt des points nommés

Les points nommés servent à délimiter des zones, comme par exemple pour :

- préciser la configuration du lit (le lit actif avec un transport sédimentaire possible, les limites entre les lits mineur/majeur soulignant principalement une discontinuité de vitesse d'écoulement),
- décrire des formes fluviales dans le lit en eau,
- définir une rugosité (zone de végétation homogène, champ d'épis, etc),

Grâce à ces points nommés, l'interpolation longitudinale de la géométrie respecte les formes du lit.

H.2 Fonction des points nommés sur le Vieux-Rhin

Sur le Vieux-Rhin, il est indispensable de délimiter le lit érodable non-végétalisé (lit actif ou lit mineur hydraulique) du lit végétalisé (lit majeur hydraulique). On utilise alors les points nommés BG-BD sur les deux berges respectives, ces deux points nommés n'étant pas inclus dans le lit actif. Ce lit actif peut subir des érosions/dépôts et inclut le lit en eau, ainsi que les bancs de galets situés à proximité. En dehors du lit actif, les zones végétalisées sont supposées inérodables, mais il peut y avoir un dépôt dans les zones immergées.

Pour respecter la largeur du lit lorsque la géométrie est interpolée longitudinalement, on décrit la position des digues par les points nommés HDG-BDG et HDD-BDD. Ces points délimitent respectivement les limites hautes et basses de digues sur la berge gauche et droite. Avec la localisation

de la fleur d'eau pour l'ancien débit de réserve $30 \text{ m}^3/\text{s}$ par les points nommés FEG-FED et celle du thalweg avec le point nommé axe, l'interpolation longitudinal du lit en eau est cohérente.

Le lit du Vieux-Rhin contient aussi quelques bancs au sein du lit en eau. On décrit alors ces bancs à l'aide de trois points nommés pour que l'interpolation longitudinale reproduise la longueur et de la forme de ces bancs sur le linéaire. Si le banc est situé à gauche du thalweg, alors les trois points nommés sont IGA-IHA-IDA et s'il est situé à droite, IGB-IHB-IDB. Le point le plus bas entre le banc et la berge est indiqué par le point nommé TA à gauche du thalweg central (axe) et TB à sa droite.

H.3 Profil en travers avec les points nommés utilisés sur le Vieux-Rhin

La Figure H.1 décrit une section en travers schématique du lit du Vieux-Rhin avec les 17 points nommés associés. L'ordre des points nommés du schéma est respecté sur tous les profils en travers de la géométrie.

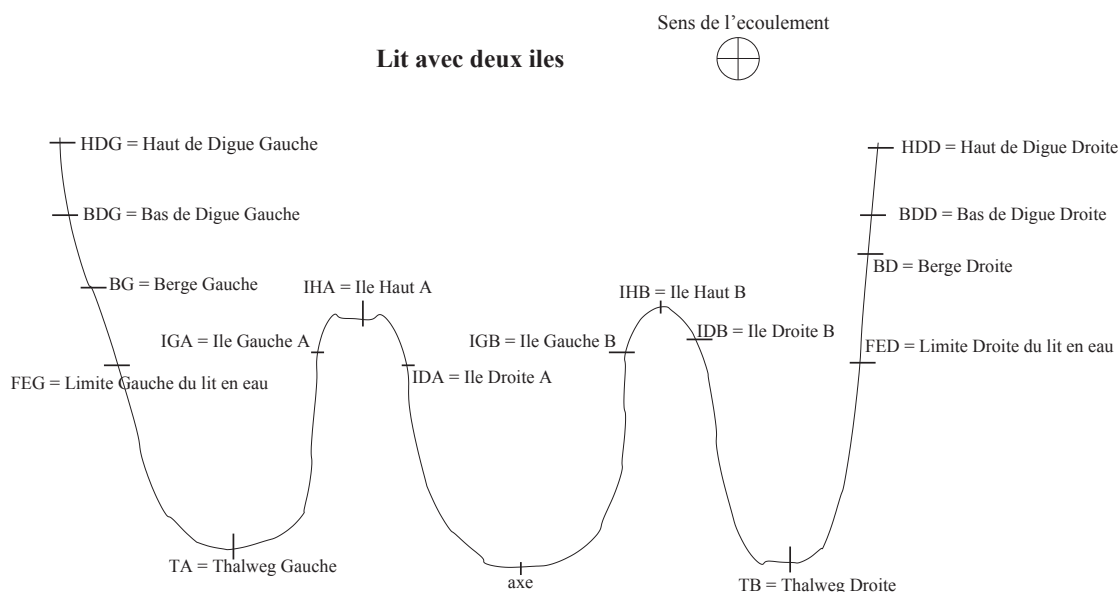


FIGURE H.1 – Profil en travers schématique d'un lit avec deux îles et les points nommés associés

H.4 Démarche suivie pour créer les points nommés sur le Vieux-Rhin

Pour le cas de la géométrie de 2009, certains points nommés ont déjà été repérés sur les profils en travers. La démarche suivie pour créer les points nommés est :

1. Repérer l'axe sur chaque profil en travers,
2. Relever à l'aide d'une routine la configuration du profil en travers, repérant si le lit contient aucun, un ou deux banc(s),
3. Inscrire à l'aide d'une routine les points nommés délimitant les bancs,
4. Repérer les limites du lit en eau et les limites du lit actif sur le logiciel SIG « QuantunGIS » à l'aide d'orthophotos et de zonages de l'occupation du sol du Vieux-Rhin fournis par Arnaud (2012),
5. Délimiter les digues manuellement dans le logiciel Pamhyr.

La cohérence de ces points nommés entre les sections en travers est vérifiée en superposant les lignes directrices avec une orthophoto des 50 km du tronçon.

Calage de la ligne d'eau avec des rugosités constantes

Cette annexe présente les résultats de deux méthodes de calage de la rugosité. Dans la première méthode, la rugosité est homogène dans tout le lit et dans la seconde, les rugosités des lit mineur hydraulique (LmH) et lit majeur hydraulique (LMH) sont distinguées. Dans les deux cas, ces rugosités sont supposées constantes sur le linéaire.

I.1 Données de calage

Les données de calage sont relevées par le RPF et EDF. La liste exhaustive que nous avons récupérée est récapitulée dans le Tableau I.1. Sur la Figure I.1, on remarque que les cotes d'eau des données de calage sont cohérentes entre elles. En aval du tronçon, les cotes d'eau élevées des données RPF pour les débits de 680 et 1430 m³/s sont dues au barrage de Breisach, à cause du remous. Pour un débit de 3020 m³/s, le barrage est complètement effacé. Les cotes d'eau pour des débits plus faibles sont tracées sur la Figure I.2 et sont très proches les unes des autres. Celles fournies par EDF ne sont pas cohérentes entre les PKs 186,2 et 190,5 et entre les PKs 193,4 et 194,0 car les cotes d'eau sont pratiquement les mêmes pour tous les débits (Fig. I.2). Les cotes d'eau fournies par le RPF pour un débit de 30 m³/s semblent alors plus précises que les données d'EDF. En effet, ces cotes d'eau sont cohérentes avec la géométrie du fond.

Les données utilisées sont principalement celles du RPF. Certaines cotes d'eau issu du jeu de données EDF ne sont pas prises en compte. Le calage de la rugosité du lit mineur dans le cas d'un étiage repose en premier lieu sur le calage de la ligne d'eau pour le débit de 30 m³/s (RPF). Les autres cotes d'eau des débits de 20 et 60 m³/s mesurées par EDF serviront à confirmer ce dernier calage. Enfin, la cohérence des calages des débits de 90, 105, 120 et 150 m³/s avec les précédents calages est vérifiée.

Source	Débit (m ³ /s)	Date
EDF	20	2003 (essais de débits)
	60	
	90	
	105	
	120	
RPF	30	non-donné (débit de référence)
	685	02/11/1998
	1430	1998
	3040	29/05/1994

TABLEAU I.1 – Liste des données de calage fournies par les partenaires du projet InterReg. Les hauteurs d'eau des données du RPF sont mesurées tout le long du Vieux-Rhin. Les niveaux d'eau des données d'EDF sont relevés sur les échelles limnimétriques existantes (en rive gauche et en rive droite).

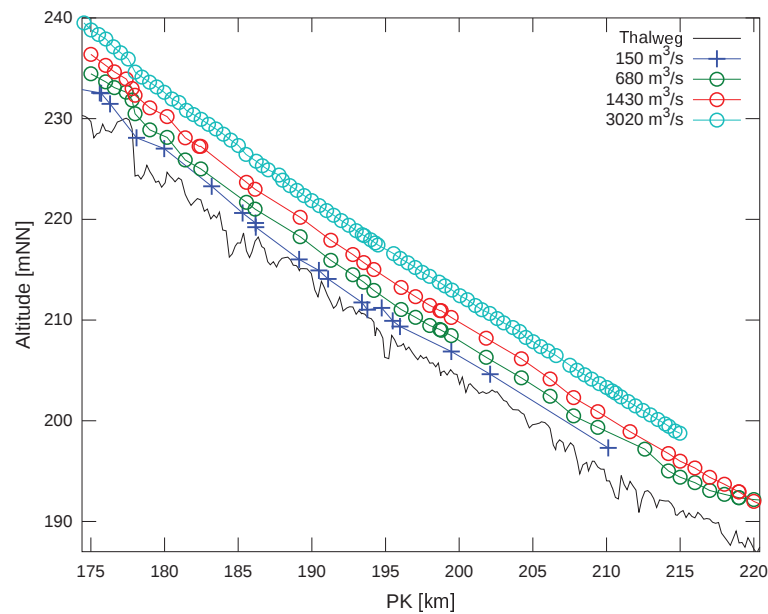


FIGURE I.1 – Cote du fond de la géométrie de 2009 et données de calage de 150, 680, 1430 et 3020 m³/s fournies par les partenaires du projet InterReg sur le Vieux-Rhin. Les données provenant d'EDF symbolisées par des croix et les données du RPF par des ronds. Ces cotes d'eau sont reliées pour plus de lisibilité

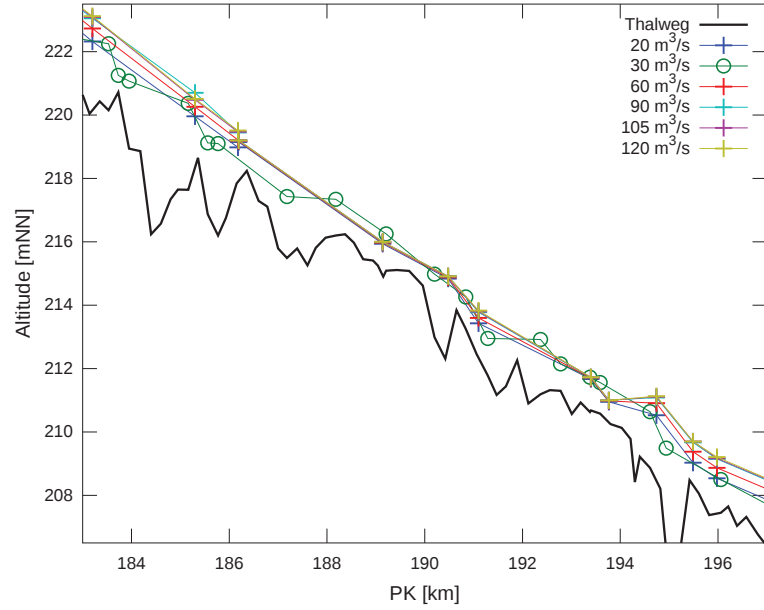


FIGURE I.2 – Zoom de la cote du fond de la géométrie de 2009 et des données de calage de 120, 105, 90, 60, 30 et 20 m³/s fournies par les partenaires du projet InterReg sur le Vieux-Rhin. Les données provenant d’EDF symbolisées par des croix et les données du RPF par des ronds. Ces cotes d’eau sont reliées pour plus de lisibilité

I.2 Quantification du calage

L’estimation de l’erreur du calage est basé sur deux calculs d’erreurs. L’erreur relative RE quantifie l’écart des résultats des simulations aux mesures relativement à l’ordre de grandeur de la mesure. Pour n sections en travers, l’erreur relative est calculée avec l’équation :

$$RE = 1/n \sum_i^n \left(\frac{|c_{mes,i} - c_{calc,i}|}{h_{mes,i}} \right) \quad (I.1)$$

avec $c_{mes,i}$: cote d’eau mesurée, $c_{calc,i}$: cote d’eau calculée et $h_{mes,i}$: hauteur d’eau mesurée. L’erreur absolue AE est une erreur dimensionnelle, ce qui permet d’avoir une idée plus réaliste de l’erreur du modèle. L’équation pour la calculer pour n sections i est l’équation :

$$AE = 1/n \sum_i^n |c_{mes,i} - c_{calc,i}| \quad (I.2)$$

I.3 Calage de la ligne d'eau avec un coefficient de rugosité uniforme sur le lit

Pour caler les lignes d'eau, le logiciel Mage est utilisé car les temps de calcul sont faibles (le calcul d'un débit permanent prend seulement quelques minutes). Ce logiciel permet de simuler les écoulements fluviaux unidirectionnels d'une rivière tranquille à géométrie régulière. Les singularités telles que des déversements ou des seuils doivent être ajoutés. Dans ce cas, les pertes de charge dues à ces singularités sont calculées et des lois théoriques sur le calcul de la ligne d'eau sont appliquées.

La ligne d'eau est calée en imposant le même coefficient de rugosité $K_{s,L}$ dans le lit mineur hydraulique et le lit majeur hydraulique. Selon les résultats du Tableau I.2, les erreurs absolues moyennes AE sont comprises entre 0,15 et 0,30 m. Pour des débits supérieurs à 150 m³/s, les erreurs relatives moyennes RE sont inférieures à 10% indiquant un calage très acceptable. Pour des débits plus faibles, l'erreur relative est plus élevée, soulignant la difficulté de caler la rugosité à cause des pertes de charges singulières locales.

Débit [m ³ /s]	3 020	1 430	680	150	120	105	90	60	30	20
$K_{s,L}$ [m ^{1/3} /s]	25	30	34	24	24	21	19	18	13	12
AE [m]	0,20	0,29	0,15	0,21	0,25	0,25	0,28	0,27	0,30	0,24
RE [%]	2	5	4	9	1	11	13	14	20	16

TABLEAU I.2 – Résultats du calage avec le logiciel Mage en imposant une rugosité homogène $K_{s,L}$ dans tout le lit

I.4 Calage de la ligne d'eau en distinguant les lits mineur et majeur hydrauliques

Pour caler les coefficients de rugosité des lits mineur et majeur hydrauliques, on impose un coefficient constant dans le lit mineur hydraulique pour $Q > 150$ m³/s, et on cale celui du lit majeur hydraulique. Pour des débits inférieurs, le lit majeur hydraulique n'est pratiquement plus en eau, et le calage repose sur le coefficient de rugosité du lit mineur hydraulique (Tab.I.3).

On retrouve les mêmes incertitudes que pour le calage précédent. Les erreurs absolues moyennes AE sont comprises entre 0,15 et 0,30 m, et les erreurs relatives moyennes RE sont inférieures à 4% pour des débits supérieurs à 150 m³/s témoignant d'un calage sur tout le Vieux-Rhin précis. Pour des débits supérieurs, ces erreurs relatives deviennent supérieures à 10%. Ce dernier résultat s'explique par les pertes de charge singulières locales qui ne sont pas prise en compte dans le K_s .

Débit [m^3/s]	3 020	1 430	680	150	120	105	90	60	30	20
$K_{s,d,m}$ [$\text{m}^{1/3}/\text{s}$]	35	35	35	24	24	21	19	18	13	12
$K_{s,d,M}$ [$\text{m}^{1/3}/\text{s}$]	12	16	28	-	-	-	-	-	-	-
AE [m]	0,16	0,21	0,15	0,21	0,24	0,25	0,27	0,26	0,30	0,23
RE [%]	2	4	4	2	10	11	12	14	20	15

TABLEAU I.3 – Résultats du calage avec le logiciel Mage en imposant les rugosité différentes $K_{s,d,m}$ et $K_{s,d,M}$ dans les lits mineur et majeur hydrauliques

I.5 Discussion sur les deux calages et la configuration du lit

Le calage de la rugosité global $K_{s,L}$ est cohérent avec le calage des lits mineur et majeur hydrauliques $K_{s,m}$ et $K_{s,M}$. Pour des débits inférieurs à $150 \text{ m}^3/\text{s}$, on trouve des précisions de calage équivalentes entre les deux méthodes. Pour des débits supérieurs, on obtient une ligne d'eau plus précise en distinguant les lits mineur et majeur hydrauliques.

Les deux calages montrent que l'impact de la géométrie (chutes principalement) est très important pour les débits de 20 à $150 \text{ m}^3/\text{s}$. Ce résultat est cohérent avec la Figure I.3 : pour $40 \text{ m}^3/\text{s}$ et $160 \text{ m}^3/\text{s}$, le lit majeur hydraulique végétalisé est faiblement immergé.

Pour les débits supérieurs à $680 \text{ m}^3/\text{s}$, les singularités de la géométrie ont peu d'influence sur la ligne d'eau, et le coefficient de rugosité du lit mineur hydraulique est constant. Pour des débits croissants de 680 à $3 020 \text{ m}^3/\text{s}$, les zones de végétation sont immergées au fur et à mesure, induisant des rugosités de lit majeur hydraulique croissantes.



FIGURE I.3 – Surface inondée selon le LWI pour des débits de : a) $40 \text{ m}^3/\text{s}$, b) $160 \text{ m}^3/\text{s}$. Les lignes rouges délimitent le lit mineur hydraulique, les surfaces violette et bleue sont en eau et les surfaces jaunes sont émergées

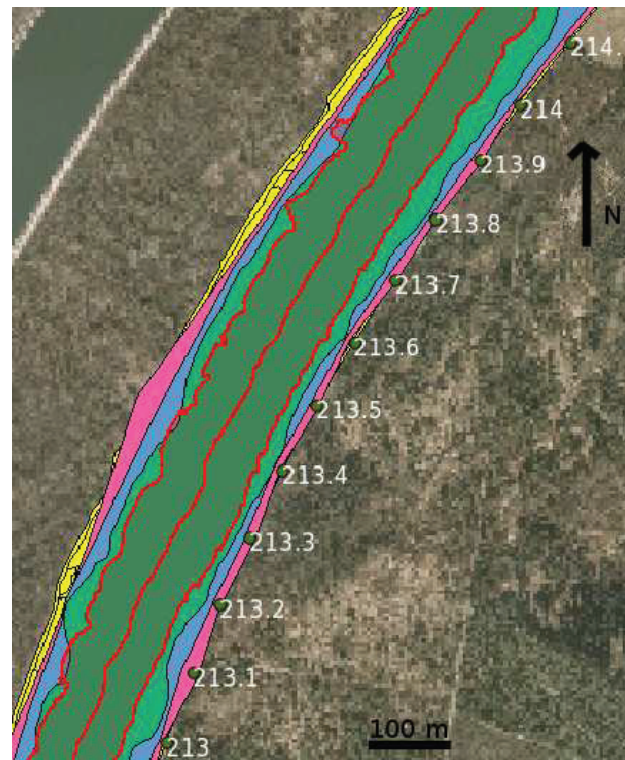
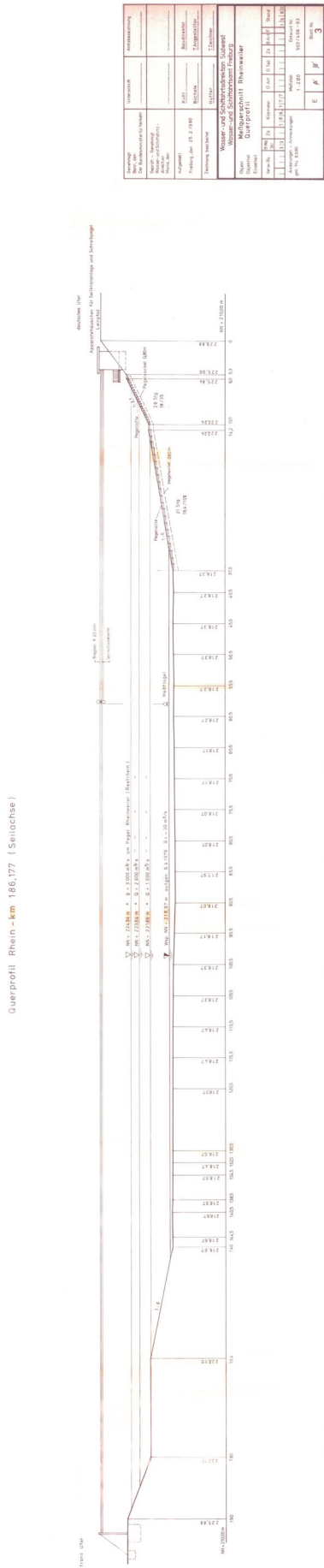


FIGURE I.4 – Surface inondée selon le LWI pour des débits de $680 \text{ m}^3/\text{s}$ (vert), $1450 \text{ m}^3/\text{s}$ (bleu) et $3020 \text{ m}^3/\text{s}$ (rose), les surfaces jaunes étant émergées. Les lignes rouges délimitent le lit mineur hydraulique

Profil en travers de la station de jaugeage Rheinweiler

La station de jaugeage Rheinweiler du WSA est située au PK 186,18. La cote d'eau y est relevée et une loi de tarage permet d'estimer le débit. La station est également équipée de treuils qui permettent de faire traverser un ADCP transversalement entre les berges française et allemande.

J. Profil en travers de la station de jaugeage Rheinweiler



MODÉLISATION NUMÉRIQUE DES IMPACTS DE RECHARGES SÉDIMENTAIRES EN RIVIÈRE AMÉNAGÉE. CAS DU VIEUX-RHIN ENTRE KEMBS ET BREISACH.

Résumé :

Ce travail de thèse a pour objectif de simuler numériquement les impacts de recharges sédimentaires sur la morphodynamique du tronçon du Vieux-Rhin situé entre les barrages de Kembs et Breisach. Dans le cadre du projet InterReg de redynamisation du Vieux-Rhin, ces simulations sont primordiales pour évaluer l'efficacité des scénarios de recharge sédimentaire ainsi que les risques associés, tels que la fixation des dépôts ou encore la déstabilisation du lit pavé. À l'échelle du Vieux-Rhin entier (50 km) les simulations numériques 1D des années 1950, 1990 et 2009 ont permis d'appréhender la dynamique fluviale du lit en tenant compte de l'impact de la végétation. Les modélisations des processus granulométriques en jeu dans les recharges sédimentaires ont été préalablement testés et améliorés sur des expériences de laboratoire avec le modèle numérique 1D RubarBE. Dans ces modélisations, le tri granulométrique longitudinal, les évolutions morphologiques et le phénomène de capture des sédiments les plus fins ont été reproduits. Les modélisations bi-dimensionnelles à l'échelle des sites d'injection ont été réalisées avec le modèle numérique Rubar20TS. Les évolutions morphologiques des recharges ont été simulées et les zones favorisant les dépôts sédimentaires ont été identifiées. Les conclusions suivantes ont été tirées des simulations d'un banc sédimentaire et de scénarios de redynamisation : des flancs de banc pentus facilitent la mobilisation sédimentaire ; le choix du site et de la largeur du banc semblent très importants afin de créer des conditions suffisamment dynamiques en bordure de banc ; l'injection d'un banc de galets apparaît plus efficace qu'une érosion latérale de berge. Un scénario de recharge sédimentaire optimal pourrait consister en des injections de bancs latéraux étroits d'un volume d'environ 20 000 m³ répétées dans le temps et/ou dans l'espace.

Mots-clés : simulation numérique, redynamisation fluviale, recharge sédimentaire, Vieux-Rhin, hydraulique

NUMERICAL MODELLING OF SEDIMENT FEEDING IMPACTS IN ENGINEERED RIVERS.
THE CASE OF THE OLD RHINE, BETWEEN KEMBS AND BREISACH

Abstract:

This PhD work aims at assessing the impact of sediment feeding measures on the morphodynamics of the Old Rhine reach, located between Kembs and Breisach dams by numerical modelling. As part of the InterReg project for the redynamisation of the Old Rhine, such simulations are essential to estimate the efficiency of redynamisation scenarii as well as associated risks, such as deposit fixation or destabilisation of the paved bed. On the whole Old Rhine reach (50 km), 1D numerical simulations for the years 1950, 1990 and 2009 evaluated the fluvial dynamics taking into account the effect of vegetation. Sedimentary processes occurring during sediment feeding were simulated with the 1D numerical model RubarBE. In these modellings, grain size downstream fining, morphological evolutions and capture of the finer grains were reproduced. Two-dimensional simulations of injection sites were performed with Rubar20TS numerical model. The morphological evolutions of injected sediment were simulated and sites propitious to sediment deposition were identified. Conclusions were drawn from simulations of both sediment bar feeding and redynamisation scenarii: a bar with steep slopes induces an easier sediment mobilisation; the choice of the site and bar width seems to be important in order to create enough dynamics close to the gravel bar; the injection of a gravel bar appears to be more efficient than lateral erosion. An optimal sediment feeding scenario could be injections of 20 000 m³ gravel bars, repeated in time and/or space.

Keywords: numerical simulation, river redynamisation, sediment feeding, Old Rhine, hydraulics