POLYTECHNIQUE MONTRÉAL

affiliée à l'Université de Montréal

Prévision de recul de berge en modélisation hydrodynamique bidimensionnelle à fond mobile : développement d'un outil automatisé pour tout modèle de rivière basé sur SRH-2D

ISMAIL OUCHEBRI

Département des génies civil, géologique et des mines

Thèse présentée en vue de l'obtention du diplôme de *Philosophiæ Doctor*

Génie Civil

Septembre 2019

© Ismail Ouchebri, 2019.

POLYTECHNIQUE MONTRÉAL

affiliée à l'Université de Montréal

Cette thèse intitulée:

Prévision de recul de berge en modélisation hydrodynamique bidimensionnelle à fond mobile : développement d'un outil automatisé pour tout modèle de rivière basée sur SRH-2D

présentée par **Ismail OUCHEBRI**

en vue de l'obtention du diplôme de *Philosophiæ Doctor*

a été dûment acceptée par le jury d'examen constitué de :

Musandji FUAMBA, président

Tew-Fik MAHDI, membre et directeur de recherche

Ahmad SHAKIBAEINIA, membre

Elmira HASSANZADEH, membre

Georges Williams TCHAMEN, membre externe

DÉDICACE

À mes parents, à mes sœurs et frère, à ma femme Nadia,

Pour m'avoir toujours soutenu…

REMERCIEMENTS

Non loin de tout projet ambitieux, il existe des personnes qui partagent, sans jamais se lasser, nos meilleurs et nos pires moments. Ce sont des personnes qui nous soutiennent dans chacun de nos instants de faiblesse, et qui, sans leur extrême attention et leur soutien inconditionnel, nous ne serions pas capables d'aller de l'avant. Je pense à mon épouse Nadia. Ce travail a aussi été réalisé grâce à elle, au temps qu'elle a bien voulu m'accorder, par amour pour moi et par respect vis-à-vis de mon objectif.

Je tiens à exprimer ma gratitude à M. MAHDI Tew-Fik, mon directeur de recherche de m'avoir fait confiance et permis de faire le passage direct au doctorat et d'avoir accepté d'encadrer mon travail, pour sa disponibilité et ses conseils fructueux qu'il n'a cessé de me prodiguer.

Je remercie également Hydro-Québec ainsi que le Conseil de recherches en sciences naturelles et génie du Canada (CRSNG) pour avoir financé une partie de cette recherche.

Je tiens aussi à remercier mes amis de l'AÉCSP qui ont rendu mon parcours à Polytechnique beaucoup plus facile et diversifié que prévu!

Finalement, tous ceux qui ont contribué, d'une manière ou d'une autre, à l'aboutissement de ce travail, qu'ils trouvent, ici, l'expression de mes sincères reconnaissances.

RÉSUMÉ

L'érosion des berges est une forme importante d'ajustement de chenaux et de formation de méandres dans les environnements alluviaux. Il s'agit d'un processus clé de la dynamique fluviale qui influence considérablement la charge sédimentaire des cours d'eau et contrôle leur évolution latérale. Récemment, les modèles numériques des écoulements uni- et bidimensionnels prédisent les réponses morphologiques des chenaux plus fidèlement. La plupart, cependant, ignorent les mécanismes de glissements des berges ou ne mettent en œuvre que des méthodes *ad hoc* simples. Dans l'optique de caractériser la dynamique réelle des cours d'eau, cette thèse propose une nouvelle plateforme sous forme d'un module d'automatisation couplé capable d'intégrer l'hydraulique des écoulements à la stabilité géotechnique des rives. Une nouvelle approche qui fait, dès lors, appel à des connaissances approfondies en hydraulique, en transport sédimentaire et en géotechnique et leur jumelage tant qu'au niveau de compréhension des fondements de base que des méthodes de calcul considérées.

Ainsi, le présent projet a pour objectif de coupler un modèle bidimensionnel à lit mobile SRH-2D, avec un modèle d'analyse de stabilité géotechnique BISHOP et un sous-modèle de redistribution des sédiments issus des blocs de rupture REDISSED, pour pouvoir prédire tout changement des géométries des rives, et de la rivière. Le module d'automatisation couplé a été appliqué, en mode prévisionnel, à un tronçon de la rivière des Outaouais vers Notre Dame du Nord. Une comparaison entre les résultats prévus et ceux d'une étude de modélisation antérieure a été faite. D'une part, l'étude démontre que l'utilisation de modèles bidimensionnels à lit mobile conduit à des améliorations prometteuses par rapport aux modèles unidimensionnels. Elle encourage donc l'utilisation des modèles multidimensionnels dans la prévision d'érosion des berges. D'autre part, elle démontre que les mécanismes de rupture de masse et d'érosion fluviale sont inextricablement liés et que la modélisation numérique devrait en tenir compte dans l'étude de l'érosion des berges. Enfin, l'étude identifie les besoins futurs en matière de recherche afin d'améliorer la modélisation numérique de flux complexes. Le module d'automatisation développé s'avère robuste et facile à appliquer; il peut être utilisé comme un outil pratique pour prévoir l'érosion des berges causée par les processus fluviaux et géotechniques en vue de la délimitation de la zone de risque associée aux crues violentes.

ABSTRACT

Streambank erosion is an important form of channel adjustment in alluvial environments. It is a key process in fluvial dynamics that significantly influences the sediment load of rivers and controls their lateral evolution. Recently, 1D and 2D numerical flow models predict channel morphological responses more accurately. Most, however, are incapable to account for bank failure mechanisms or only implement *ad hoc* methods. In order to characterize the real dynamics of watercourses, this thesis proposes a new platform coupling flow hydraulics and bank geotechnical stability analysis in one dynamic and continuous simulation. The developed methodology, called upon advanced knowledge in hydraulics and geotechnics and their coupling in both the process-based understanding and calculation methods.

Thus, the present project aims to couple the two-dimensional, mobile bed and sediment transport model SRH-2D with the geotechnical slope-stability analysis model BISHOP and the bank-derived materials redistribution submodel REDISSED to describe both bed deformation and bank recession caused by fluvial and geotechnical processes. The coupled model was applied, in a forecast mode, along the Outaouais River at Notre-Dame-du-Nord, Quebec. A comparison between the expected results and those of an earlier modeling study was made. On one hand, the study shows that the use of two-dimensional mobile-bed models leads to promising improvements over one-dimensional models. It, therefore, enhances the use of multidimensional models in bank erosion predictions. On the other hand, it shows that fluvial erosion and mass wasting are inextricably linked and should be both considered during the streambank erosion modeling. The study also identifies future research needs to improve numerical modeling of complex streams. The developed model is robust and easy to apply; it can be used as a practical tool for delineating risk zones associated with extreme floods.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE III

REMERCIEMENTS IV

RÉSUMÉ V

ABSTRACT VI

TABLE DES MATIÈRES VII

LISTE DES TABLEAUX XI

LISTE DES FIGURES XII

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS XV

LISTE DES ANNEXES XIX

CHAPITRE 1 INTRODUCTION 1

1.1 Motivation 1

1.2 Objectif de recherche 3

1.3 Plan de thèse 3

CHAPITRE 2 REVUE CRITIQUE DE LA LITTÉRATURE 4

2.1 Mécanismes d'érosion des berges 4

2.1.1 Érosion fluviale 4

2.1.2 Rupture de masse 8

2.2 Interaction entre l'érosion fluviale et la rupture de masse 10

2.3 Modélisation de l'interaction des mécanismes d'érosion de berges 11

2.4 Limitations de la modélisation de recul des berges 13

CHAPITRE 3 DÉMARCHE DE TRAVAIL ET ORGANISATION 16

3.1 Contributions 17

3.2 Publications 17

CHAPITRE 4 ARTICLE 1: AUTOMATIC INCORPORATION OF RIVERBANK FAILURE IN TWO-DIMENSIONAL FLOOD MODELING 19

4.1 Abstract 19

4.2 Introduction 19

4.3 Overview of the model components 23

4.3.1 SRH-2D Model 23

4.3.2 BISHOP Model 24

4.3.3 REDISSED Submodel 25

4.3.4 Sliding cone area 27

4.4 Coupling SRH-2D and BISHOP-REDISSED 28

4.5 Application: case study 33

4.5.1 Model setup 33

4.6 Results 36

4.6.1 Sensitivity to the BISHOP time step 42

4.7 Discussion 45

4.8 Conclusion 46

4.9 Acknowledgment 47

CHAPITRE 5 ARTICLE 2: COMPARISON OF STREAMBANK RETREAT PREDICTIONS USING 1D AND 2D FLUVIAL MODELS COUPLED TO A BANK-STABILITY MODEL 48

5.1 Abstract 48

5.2 Introduction 48

5.3 Overview of the components of the model 52

5.3.1 Flow, Sediment-Transport and Bed-Evolution models 52

5.3.1.1 SRH-2D 52

5.3.1.2 GSTARS-1D 54

5.3.1.3 Bank Erosion Submodel 55

5.3.2 The coupling procedure 59

5.4 Field evaluation: case study of the Outaouais River 61

5.4.1 Site description 62

5.4.2 The soil characteristics and riverbank topography 62

5.4.3 Flow conditions in the case of a dam failure scenario 63

5.4.4 Model setup 63

5.5 Results 65

5.6 Discussion 68

5.7 Conclusion 72

5.8 Acknowledgment 72

CHAPITRE 6 DISCUSSION GÉNÉRALE 74

CHAPITRE 7 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS 76

7.1 Synthèse des travaux 76

7.2 Limites des travaux 77

7.3 Améliorations futures 77

RÉFÉRENCES 79

ANNEXES 86

LISTE DES TABLEAUX

Table 4-1: Size ranges of seven sediment size classes used for the channel bed modeling.....35

Table 4-2: Riverbanks predicted to fail for different geotechnical time steps. 43

Table 5-1: Geotechnical data.....62

Tableau A.1: Sélection des paramètres pour le calcul de transport sédimentaire 89

LISTE DES FIGURES

Figure 2-1: Mécanismes dominants de rupture de rives dues aux ruptures géotechniques (adaptée et modifiée de (Hagerty, 1991)). 10

Figure 2-2: Rupture de masse en cercle d'un sol cohésif sous l'action de l'érosion fluviale (Lemieux, 2005). 11

Figure 4-1: Initial geometry and circular failure (Scale-adjusted to display the details) (Adapted from (T Mahdi, 2004)). 26

Figure 4-2 : Redistribution of the slump blocks following a circular failure (Scale-adjusted to display the details) (Adapted from(T Mahdi, 2004)). 26

Figure 4-3 : Top view of the extents of the failed area defined within a cone-shaped form. The elevation of mesh nodes located in that area will be updated to account for the newly defined bank profile. 27

Figure 4-4 : The cross-sections before generating the mesh on the SMS. 28

Figure 4-5 : The cross-sections after generating the mesh on the SMS. 29

Figure 4-6 : The initial cross-section bed profile and the associated soil layers. 30

Figure 4-7 : The coupling procedure methodology. 31

Figure 4-8 : The initial bathymetry for the Outaouais River at Notre-Dame-du-Nord, Quebec.... 34

Figure 4-9 : The flood hydrograph at the upstream. 35

Figure 4-10: The initial and final bank profiles for selected right riverbanks. 37

Figure 4-11: The initial and final bank profiles for selected left riverbanks. 38

Figure 4-12: The evolution of the factor of safety during the simulation period for the selected right and left riverbanks. 39

Figure 4-13 : The predicted net bank retreat distances for all the predefined cross-sections. 40

Figure 4-14 : The left and right bank profiles for cross-sections upstream and downstream cross-section 10. 41

Figure 4-15 : The net bank retreat sensitivity to the BISHOP time step for the right and the left riverbanks. 43

Figure 4-16 : The evolution of the factor of safety of the right bank at cross-section 9. 44

Figure 4-17 : The evolution of the factor of safety of the right bank at cross-section 10 considering four different geotechnical time steps. 44

Figure 5-1 : Equilibrium of a soil layer (simplified Bishop method) (Adapted from (T Mahdi, 2004)). 56

Figure 5-2 : Redistribution of the slump blocks following a circular failure to the channel (Scale-adjusted to display the details) (Adapted from(T Mahdi, 2004)). 57

Figure 5-3 : Top view of the extents of the failed area defined within a cone-shaped form. The elevation of mesh nodes located in that area will be updated to account for the newly defined bank profile. 58

Figure 5-4 : Detailed analysis methodology (Adapted from (T Mahdi, 2007)). 60

Figure 5-5 : The Ottawa River and the domain area (WWF, 2019). 61

Figure 5-6 : The solution domain, the initial bathymetry for the Outaouais River at Notre-Dame-du-Nord, Quebec. 64

Figure 5-7 : The flood hydrograph at the upstream, representation of the hydrograph by a series of steps with constant discharges and finite duration (Adapted from (T Mahdi & Marche, 2003)). 65

Figure 5-8 : Comparison between (a) the net bank retreat distances of the right bank section and (b) the net bank retreat distances for the left bank section using SRH-2D-BISHOP-REDISSED and RIVIERE models. 66

Figure 5-9 : The new bank profiles of the (a) right bank (outer wall) and (b) the left bank (inner wall) at cross-section 13 after the flood event. 67

Figure 5-10 : Comparison between the predicted bankline changes after dam break occurrence using SRH-2D-BISHOP-REDISSED and RIVIERE models (retreats are 10 times exaggerated) (Adapted from Mahdi (T Mahdi, 2009)). 69

Figure 5-11 : Comparison between the bank retreat distances using 23 and 52 cross-sections.....70

Figure 5-12 : The evolution of the factor of safety of the right bank at cross-section 23. 71

Figure 5-13 : The thalweg after the flooding event for both scenarios. 71

Figure A-1: (a) Tronçon à l'étude de la rivière Ha!Ha! (Adapté de Mahdi and Marche, 2003); (b) Topographie initiale du tronçon à l'étude sur SMS avec les 13 sections transversales. 87

Figure A-2: (a) Hydrogramme de rupture au lac Ha!Ha!; (b) Courbe de tarage; (c) Granulométrie du fond et des berges (Adaptée de (T Mahdi & Marche, 2003)). 88

Figure A-3: Profils en long du thalweg mesuré et simulé (avec et sans analyse de stabilité des berges). 91

Figure A-4: Comparaison entre les érosions et dépôts simulés et mesurés aux différentes stations. 91

Figure A-5: Profils transversaux de la rive droite de la section transversale mesurée et simulée (avec et sans analyse de stabilité des berges). 92

Figure A-6: Évolution du facteur de sécurité pour la rive droite de la section transversale 10 en utilisant différents pas de temps pour l'analyse de stabilité des berges. 93

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

$1D$	1 dimension
$2D$	2 dimensions
$3D$	3 dimensions
A_d	Volume des sédiments par unité de longueur (m^2)
b_i	Largeur de la rivière (m)
$BSTEM$	Bank Stability And Toe Erosion Model
C	Concentration de sédiments
c'	Cohésion effective (kPa)
c_u	Résistance au cisaillement non drainée (kPa)
d	Distance entre deux nœuds (m)
d_{50}	Diamètre median (mm)
d_{90}	Diamètre du tamis laissant passer 90% des sédiments (mm)
e	Terme source (m/s)
E	Taux d'érosion (m^2/s)
EAM	Erreur Absolue Moyenne
f	Fraction des sédiments en suspension
$FEMA$	Federal Emergency Management Agency
FS	Facteur de sécurité
g	Accélération de pesanteur (m/s^2)
h	Hauteur d'eau (m)
H	Hauteur d'un talus, de chute (m)
k	Énergie cinétique turbulente (m^2/s^2)
K_{er}	Coefficient d'érosion massique (kg/N. s)

K_d	Coefficient d'érodabilité volumique (m^3/N. s)
L	Rive gauche
L_b	Longueur d'adaptation du lit (m)
L_{tot}	Longueur totale d'adaptation (m)
$MELCC$	Ministère de l'Environnement et de la Lutte contre les Changements Climatiques
n	Coefficient de Manning
Nb_{times}	Nombre de simulation SRH-2D
Nb_{total}	Nombre total de simulations SRH-2D
PI	Indice de plasticité des matériaux
PL	Indice de liquidité des matériaux
Q_s	Débit solide (m^3/s)
q_{slat}	Apport latéral en sédiment par largeur unitaire (m^2/s)
$q_{tot}{}^*$	Capacité de transport lors de l'équilibre (m^2/s)
r_u	Rapport des pressions interstitielles
R	Rive droite
SMS	Surface-water Modeling System
$SRH-2D$	Sedimentation and River Hydraulics 2D
S_E	Flux des sédiments, du substrat à la couche de surface (m^2/s)
t	Temps (h)
T	Contrainte turbulente (m^2/s^2)
u	Vitesse (x) (m/s)
u_i	Pression d'eau interstitielle au fond de la tranche (Pa)
U	Vitesse moyennée sur la hauteur suivant la direction x (m/s)

$USBR$	Bureau des Reclamations des États-Unis
v	Vitesse (y) (m/s)
V	Vitesse moyennée sur la hauteur suivant la direction y (m/s)
V_t	Vitesse moyennée totale des sédiments (m/s)
W_i	Poids (m/s^2)
x	Coordonnée horizontale
y	Coordonnée verticale
z	Élévation d'eau (m)
Z	Élévation du nœud dans le maillage (m)
α	Paramètre adimensionnel
λ	Porosité
Ø'	Angle de frottement interne (degrés)
γ	Poids volumique du sol (kN/m^3)
γ'	Poids volumique saturé (kN/m^3)
Δt	Pas de temps hydraulique (h)
$\Delta t'$	Pas de temps géotechnique (h)
ζ	Paramètre du taux d'échange de la charge en suspension
ν	Viscosité cinématique (m^2/s)
ν_t	Viscosité turbulente (m^2/s)
ω_s	Vitesse de chute des particules solide en eau calme (m/s)
ρ	Masse volumique du sol (kg/m^3)
σ	Contrainte de cisaillement normale à une tranche de sol (kPa)
σ'	Contrainte de cisaillement effective normale à une tranche de sol (kPa)
τ	Contrainte de cisaillement tangentielle à une tranche de sol (kPa)

τ_e	Contrainte de cisaillement appliqué par l'écoulement (kPa)
τ_c	Résistance de cisaillement critique (kPa)

LISTE DES ANNEXES

Annexe A – Résultats Complémentaires-Application De La Méthodologie De Couplage Pour Le Cas De La Rivière Ha!Ha! 86

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

1.1 Motivation

Selon les statistiques du ministère de l'Environnement et de Lutte contre les Changements Climatiques du Québec (MELCC), 10% du territoire de la province est recouvert d'eau douce. Elle possède, par conséquent, 3% des réserves en eau douce, renouvelables de la planète (MELCC, 2019). Ce privilège s'accompagne toutefois avec une grande responsabilité, celle de protéger ce patrimoine. Ainsi, le Québec compte environ 1000 barrages répertoriés sur toute la province permettant de préserver et contrôler cette richesse collective.

Cependant, certains barrages ont déjà dépassé plus que la moitié de leur durée de vie fonctionnelle, et deviennent, par conséquent, plus vulnérables à d'éventuelles ruptures dues aux crues exceptionnelles, aux séismes, etc. En effet, à la suite du déluge du Saguenay en 1996 et dans le cadre de protection de la population et d'atténuation des impacts sociaux, économiques et environnementaux des inondations, la province a mis en vigueur une nouvelle loi sur la sécurité des barrages, qui fera intervenir tous les générateurs de risques et forcera les organismes responsables des ouvrages à fournir des études de sécurité de leurs ouvrages, à cartographier les zones de risque et à préparer des plans d'urgence. Pour ce faire, ces institutions font souvent appel à la modélisation numérique des écoulements.

Toutefois, les écoulements de crue (ou crue de rupture) sont complexes et font intervenir plusieurs phénomènes: le ruissellement le long de la berge, l'érosion superficielle, le dépôt de sédiments, la succion capillaire dans la zone non saturée, la fissuration éventuelle en surface …etc. Ces phénomènes bien qu'existants, sont souvent difficiles à modéliser et leur omission ne peut être faite à l'aléatoire; au contraire elle doit être dictée et justifiée par l'étude.

L'érosion des rives et des fonds est l'un des processus les plus importants à considérer en modélisation numérique des écoulements. En effet, les observations sur le terrain en cas de crues exceptionnelles montrent que les cours d'eau sont souvent sujets à une érosion significative qui engendre de grands changements de géométrie (forme, taille et pente). L'érosion affouille le fond de la rivière et augmente en conséquence la dénivellation de ses berges, et en même temps affaiblit le pied des berges en créant des surplombs causant l'effondrement de ces derniers, changeant par conséquent le profil global du canal. Heureusement, plusieurs des modèles

numériques utilisés, indépendamment de leur caractère dimensionnel, sont capables d'évaluer les changements potentiels du lit du cours d'eau et de ses rives à la suite des phénomènes d'érosion et de dépôt.

Néanmoins, ces modèles sont incapables de prédire le recul des berges dû au glissement de celles-ci; phénomène pourtant important dans les environnements fluviaux. En effet, la montée brutale du niveau d'eau dans les rivières, associée aux crues change la surface libre de l'eau dans le sol et par conséquent les pressions interstitielles. Cette variation de surface libre agit sur les mécanismes d'instabilité des berges. D'une part, l'eau de la rivière exerce une pression favorable à la stabilité; d'autre part, la pression interstitielle dans le sol réduit sa résistance au cisaillement et augmente le risque d'instabilité. Nous comprenons donc aisément la nécessité de prendre en compte l'interaction entre la réponse hydraulique et la réponse mécanique des cours d'eau en modélisation numérique des écoulements.

Cette interaction des réponses a amené la communauté scientifique, ces dernières années, à développer des nouvelles méthodes adaptées aux milieux fluviaux, basées sur le couplage de modèles numériques. Un arrimage qui vise principalement à améliorer la compréhension et la prédiction de la dynamique morphologique des cours d'eau, mais qui peut le dépasser pour répondre à des besoins plus spécifiques, tels que la délimitation de la zone de risque associée aux crues. En effet, contrairement aux études d'inondations qui se limitent à l'évaluation du niveau maximal atteint par la crue, la délimitation de la zone de risque associée aux glissements potentiels nécessite, de surcroît, un examen des caractéristiques géotechniques de la zone inondable et une évaluation de stabilité des berges. Une délimitation qui trouve tout son intérêt pour les régions dont l'élévation est supérieure au niveau maximal atteint par la crue, tel est le cas pour le tronçon de rivière en aval du barrage Première chute, objet de la présente étude.

Ainsi, cette thèse présente une nouvelle plateforme ralliant les processus géotechniques et hydrauliques. Il s'agit d'une approche novatrice qui permet de considérer le glissement des berges, en modélisation hydrodynamique bidimensionnelle, et d'assurer un suivi continuel de l'évolution des fonds et des rives sous l'effet d'une onde de crue. La solution développée pourra être appliquée à la production des plans d'urgence et/ou d'évacuation en intégrant à la zone de montée des eaux, celle des instabilités des berges.

1.2 Objectif de recherche

L'objectif général de cette thèse est de développer une nouvelle plateforme capable d'intégrer le recul de berges en modélisation hydrosédimentologique bidimensionnelle. Pour ce faire, un programme automatisé combinant le modèle bidimensionnel d'écoulement et de transport de sédiment SRH-2D, le modèle d'analyse de stabilité géotechnique BISHOP et le sous-modèle de redistribution des sédiments, a été développé. Ce module d'automatisation doit être applicable à des échelles spatiotemporelles larges, garantir une facilité d'utilisation, réduire le temps total de simulation et quantifier les changements verticaux et horizontaux des chenaux.

1.3 Plan de thèse

La présente thèse est rédigée par articles et est constituée de sept chapitres. Après l'introduction, une revue de la littérature portant sur la dynamique des berges en milieu fluvial ainsi qu'une critique pertinente au projet de recherche est présentée au second chapitre. Elle est suivie par un court chapitre décrivant la démarche globale de travail et son originalité. Les principaux résultats présentés sous la forme de deux articles de journaux soumis forment les deux prochains chapitres. Avant de clore la thèse, une discussion générale est présentée. Une conclusion sur la portée de cette recherche ainsi que des recommandations pour les études futures sont formulées au dernier chapitre.

CHAPITRE 2 REVUE CRITIQUE DE LA LITTÉRATURE

2.1 Mécanismes d'érosion des berges

L'érosion des berges est un processus clé de la géomorphologie des cours d'eau et des écosystèmes fluviaux (Lai, 2015; Simon & Darby, 1997). Elle constitue une partie intégrante dans le processus de formation des méandres (Lawler, Couperthwaite, Bull, & Harris, 1997a; Lawler, Thorne, & Hooke, 1997b), d'établissement de la morphologie des chenaux et des plaines inondables (Darby & Thorne, 1996; RG Millar, 2000; CR Thorne & Lewin, 1979) et de création d'habitats pour la faune et la flore contribuant à la diversité écologique (Florsheim, Mount, & Chin, 2008). Bien qu'elle soit reconnue comme processus fondamental dans la compréhension de l'équilibre dynamique des chenaux, l'érosion de berges reste tout de même complexe et difficile à cerner théoriquement et empiriquement. L'évolution morphodynamique des rivières démontre que l'érosion des berges implique souvent une combinaison complexe et interdépendante de l'érosion fluviale et la rupture de masse (Hooke, 1979; D. Knighton, 1998; Lawler et al., 1997a; Lawler et al., 1997b; CR Thorne, 1982; CR Thorne & Tovey, 1981); deux mécanismes dont l'interaction influence la charge sédimentaire de la rivière, contrôle son évolution latérale et affecte son équilibre dynamique, en général, et celui des berges, en particulier (Carson & Kirkby, 1972; CR Thorne & Tovey, 1981). La contribution relative de chacun des deux mécanismes précités dans le processus général d'érosion des berges est difficile à départager. Il s'agit de mécanismes couplés, rarement observables individuellement, dont la compréhension des fondements de base en vue d'une meilleure évaluation est *sine qua non*.

2.1.1 Érosion fluviale

L'érosion fluviale des berges est un processus par lequel les particules sédimentaires sont arrachées et entraînées sous l'action hydraulique (D. Knighton, 1998; RG Millar & Quick, 1998). Il s'agit d'un processus qui provoque la dégradation de la matière solide du sol et la modification morphologique générale du cours d'eau (Pouv, Besq, Guillou, & Toorman, 2014). L'érosion fluviale a lieu lorsque la contrainte engendrée par l'écoulement de l'eau, τ_e, dépasse une valeur seuil nommée contrainte critique d'érosion, τ_c; la différence des deux contraintes permet de définir le taux d'érosion noté, E. Ce taux dépend de la portion du cisaillement de l'écoulement qui excède le seuil critique, et est évalué généralement selon une équation mathématique qui relie

le flux de matière solide érodée à l'écart de la contrainte hydrique et critique via un coefficient d'érosion noté K_{er}(kg/N. s) ou K_d(m^3/N. s), selon que l'on définit un taux massique ou volumique de la matière arrachée du sol. Le taux d'érosion est exprimé selon une équation simple postulée par (Partheniades, 1965), réajustée et utilisée majoritairement depuis par (Darby, Rinaldi, & Dapporto, 2007; GJ Hanson, 1990; GJ Hanson & Cook, 1997; Rinaldi, Mengoni, Luppi, Darby, & Mosselman, 2008; Simon, Bankhead, Thomas, & Klimetz, 2010; Simon & Pollen, 2006) :

$$E = \begin{cases} K_d(\tau_e - \tau_c)^a & si\ \tau_e > \tau_c \\ 0 & sinon \end{cases} \qquad 2\text{-}1$$

où E est le taux d'érosion fluviale par unité de temps (m/s); K_d est le coefficient d'érodabilité en [m^3/Ns], τ_e est la contrainte de cisaillement appliquée par l'écoulement (Pa), τ_c est la résistance de cisaillement critique (Pa) et a est un exposant empirique généralement égal à 1 (Darby et al., 2007).

L'érosion fluviale des berges dépend de plusieurs paramètres souvent difficiles à décerner (Darby et al., 2007), notamment la granulométrie, la plasticité, la densité, le degré de saturation, la minéralogie et la teneur en argile, etc. Elle est grandement influencée par les propriétés des matériaux constitutifs du sol, dont la taille fait en sorte que l'érosion fluviale en général, et celle des berges en particulier, est abordée en fonction de deux types de matériaux : cohésives et non cohésives (CR Thorne, 1982).

L'érosion fluviale des berges non cohésives se traduit par un retrait de particules une à une suite à un déséquilibre entre les forces qui contribuent au mouvement (forces de soulèvement et de poussée) et celle qui y résiste (force gravitationnelle) (CR Thorne, 1982). Tandis que, l'érosion des berges cohésives se fait par un entrainement d'agrégats (CR Thorne, 1982) en intégrant aux forces précitées, la force électrochimique due à l'eau contenue dans les pores (Simon & Collison, 2002). L'analyse de l'érosion fluviale en fonction de type de berges est importante dans l'évaluation du taux d'érosion, et plus précisément, dans l'estimation du cisaillement critique d'érosion (Lawler et al., 1997a; CR Thorne, 1982; CR Thorne & Tovey, 1981). Cette résistance à l'action hydraulique fait appel aux forces interparticulaires d'attraction et de répulsion (Papanicolaou, Elhakeem, & Hilldale, 2007) et est définie comme étant la force minimale requise (par unité de surface mouillée) pour qu'il y ait érosion.

Ainsi, pour les berges non cohésives, l'évaluation de l'érosion fluviale fait souvent appel à une approche empirique basée sur le diagramme très répandu de (Shields, 1936). En effet, les travaux

de (Shields, 1936) sur les lits des cours d'eau, bien qu'ils soient difficiles à appliquer dans les milieux naturels en raison des hypothèses simplificatrices considérées, notamment la granulométrie uniforme et la vitesse contrôlée; sont souvent utilisées pour expliquer le processus de mise en mouvement des particules non cohésives. Shields a établi un diagramme qui permet de définir la contrainte de cisaillement critique de matériaux non cohésifs en fonction de la rugosité du lit et de la taille des particules. Il s'agit d'une contrainte adimensionnelle qui délimite la frontière entre les particules en mouvement et celles qui sont immobiles. Cependant, ce seuil de mouvement est loin de faire consensus et a été objet de plusieurs réajustements :(Recking, 2009) l'a modifié pour prendre en compte les phénomènes de masquage et de surexposition des grains; (Lane, 1955) l'a aussi réajusté pour être applicable aux berges en prenant en considération la pente de celles-ci; et (RG Millar & Quick, 1998) l'ont modifié pour tenir compte de l'influence de l'emboîtement et de l'amalgame des particules. D'autres chercheurs (Simon & Pollen, 2006) considèrent simplement des valeurs fixes du seuil de mouvement de Shields ou un intervalle de valeurs recommandées (Vanoni & Brooks, 1957).

Contrairement aux berges non cohésives, le processus d'érosion des sédiments des berges cohésives est un peu plus ardu (Darby et al., 2007; Simon & Collison, 2002). Ceci est dû au fait que ce cisaillement dépend de plusieurs paramètres notamment le type de sédiments, généralement, fins sous forme de flocs ou d'agrégats, le contenu en eau et sa composition physico-chimique, la concentration totale en sel qui influence la dispersion d'argile (Wynn & Mostaghimi, 2006), le pH et la température qui influencent la stabilité du sol (Mehta & Partheniades, 1982). Ainsi, le seuil de mouvement des sédiments cohésifs est difficile à établir. En effet, il fait appel à des lois complexes que le critère de Shields de mise en mouvement, par exemple, ne peut pas représenter. Dans ce cadre, Ternat a proposé d'adapter ce critère en utilisant un coefficient multiplicateur faisant intervenir la force de cohésion appliquée à la particule et son poids déjaugé. Par ailleurs (Nascimento, 1981) a évalué l'érosion des sédiments cohésifs en faisant appel à la mécanique des sols. Une approche basée sur les caractéristiques géotechniques du sol qui, certes, influencent grandement l'érosion des berges (Darby, Gessler, & Thorne, 2000; CR Thorne & Abt, 1993), mais qui sont difficilement mesurables (Darby et al., 2000). Dans cette perspective, des chercheurs ont établi des relations empiriques basées uniquement sur les caractéristiques géotechniques faciles à déterminer, entre autres la granulométrie et les limites d'Atterberg (Dunn, 1959; Gaskin, Pieterse, Shafie, & Lepage, 2003; Julian & Torres, 2006;

Shields, 1936; Simon, Langendoen, Collison, & Layzell, 2003; Smerdon & Beasley, 1961). Smerdon et Beasley (1961), par exemple, ont mis en place des équations empiriques pour estimer le cisaillement critique en fonction du diamètre moyen des sédiments, de l'indice de plasticité ou encore du pourcentage d'argile. D'autre part, des chercheurs (Arulanandan, Gillogley, & Tully, 1980; Darby et al., 2007; Gaskin et al., 2003; Hilldale, 2001; Kamphuis, Gaskin, & Hoogendoorn, 1990) ont eu recours aux expériences au laboratoire pour établir des valeurs de cisaillement critique pour matériaux cohésifs, en dépit du nombre important de paramètres nécessaire à contrôler. Des valeurs qui restent tout de même critiquées en raison des conditions initiales des expériences et leur déroulement, de l'extraction et interprétation des résultats.

Ainsi, le processus d'érosion fluviale des berges est différent selon qu'il s'agit de berges cohésives ou non cohésives Winterbottom et Gilvear (2000). En effet, les berges constituées de matériel cohésif (argile ou limon) ont tendance à subir moins d'érosion que celles formées uniquement de matériel non cohésif (gravier), ou d'un mélange des deux (limon, sable et gravier). L'érosion fluviale des berges est ainsi influencée par la capacité des forces d'entraînement du courant à vaincre le poids des particules et leur cohésion éventuelle. Ces forces restent tout de même difficilement quantifiables. C'est pourquoi des chercheurs ont étudié le processus du détachement des particules sous l'action de l'écoulement de l'eau en fonction de certains paramètres hydrauliques tels que le débit du courant, sa vitesse, sa turbulence et les variations du niveau d'eau dans le chenal. Wolman (1959), par exemple, a expliqué que l'érosion de berges sèches pendant un événement de crue estivale est moindre, comparativement à des berges humides attaquées par des petits débits en hiver, et a mis en relief l'impact des conditions d'humidité des berges dans le processus d'érosion fluviale. (A. Knighton, 1973) quant a lui a conclu que le processus d'érosion fluviale est généralement plus intense lors des événements de crue et présente, par conséquent, une forte dynamique saisonnière. Knighton (D. Knighton, 1998) a expliqué que l'érosion des berges est intimement reliée au gradient de vitesse près de celles-ci.

Le phénomène d'érosion des berges est beaucoup plus complexe. En fait, en plus du processus fluvial documenté dans cette revue de littérature, l'érosion des berges est aussi impactée par les conditions climatiques et le processus de météorisation, qui influencent grandement la cohésion et la stabilité des rives (CR Thorne, 1982). En effet, lorsque le processus de météorisation est actif, l'érosion fluviale des berges se fait plus facilement par détachement des sédiments (Brien, 2006). Toutefois, la quantification des taux d'érosion de chacun des processus est extrêmement

complexe (Luppi, Rinaldi, Teruggi, Darby, & Nardi, 2009). Ce qui est certain, c'est que le processus d'érosion des berges est majoritairement contrôlé par la dynamique fluviale (Henshaw, Thorne, & Clifford, 2013). C'est un processus qui libère une source non négligeable de particules et qui agit comme mécanisme préparatoire aux ruptures de masse (Darby & Thorne, 1996; Langendoen, 2000; Simon & Pollen, 2006).

2.1.2 Rupture de masse

La rupture de masse, ou mouvement de masse, est un processus par lequel des blocs de matériaux, ici des berges, s'effondrent en masse, Millar et Quick (1998). C'est un phénomène qui augmente davantage le volume de sédiments érodés ainsi que le flux de particules transportées par les cours d'eau (Darby & Thorne, 1996; Langendoen, 2000; Simon & Pollen, 2006). Ce processus est grandement contrôlé par les propriétés des berges et est provoqué une fois leur seuil critique de stabilité est atteint (RG Millar, 2000; Simon & Rinaldi, 2000). Une stabilité qui dépend principalement de la géométrie des berges et de leurs caractéristiques mécaniques (D. Knighton, 1998) et qui est évaluée par le calcul du facteur de sécurité (*FS*). Ce facteur de sécurité est le rapport des forces résistantes, dues au frottement le long de la surface de glissement potentiel et des forces motrices, dues au poids des terres au-dessus de celle-ci. Un facteur de sécurité supérieur à l'unité indique la stabilité de berge, tandis qu'un facteur inférieur à l'unité indique une instabilité, c'est-à-dire que les forces d'entrainement l'emportent sur les forces résistantes (CR Thorne & Tovey, 1981). L'expression du facteur de sécurité est différente selon le type de surface de rupture (Casagli, Rinaldi, Gargini, & Curini, 1999; Darby, Alabyan, & Van de Wiel, 2002; S. Darby & I. Delbono, 2002; Darby & Thorne, 1996; Osman & Thorne, 1988; Simon, Curini, Darby, & Langendoen, 1999), qui, elle-même varie en fonction des matériaux de composition des berges (CR Thorne & Tovey, 1981).

En règle générale, le glissement de talus survient quand les matériaux composant la berge ne peuvent plus résister aux forces gravitationnelles. Ce mécanisme survient plutôt dans les berges cohésives, constituées de matériaux fins (comme les sols argileux) incapables de drainer les quantités d'eau (Osman & Thorne, 1988). L'eau non drainée augmente le poids des berges et réduit en conséquence les forces de cohésion interparticulaires. Cette cohésion est diminuée davantage lorsque la pente de la berge est abrupte, le poids du sol des berges excède éventuellement les forces de cohésion qui le retiennent, le sommet de la berge se fissure en

conséquence et le sol glisse en plaques. Ainsi, la rupture de masse est aussi contrôlée par la géométrie de la berge qui constitue un élément clé dans la définition de la forme de la surface de rupture. En effet, les berges cohésives avec une pente plus abrupte (supérieure à 60°) subissent des glissements plutôt plans (Dapporto, Rinaldi, Casagli, & Vannocci, 2003; CR Thorne, 1991). Tandis que, les berges cohésives inférieures à 60° sont souvent exposées aux ruptures rotationnelles (Dapporto et al., 2003; Osman & Thorne, 1988) sous forme d'un arc de cercle caractéristique. Les mouvements circulaires, en particulier, sont associés à une stratigraphie complexe (Hooke, 1979) et produisent un recul important des berges surtout pour les berges les plus hautes (Simon, 1989; CR Thorne, 1990), en raison de l'évolution plus rapide de la contrainte de cisaillement avec la profondeur par rapport à la résistance au cisaillement (Lawler et al., 1997a; Lawler et al., 1997b).

Le glissement en masse des berges non cohésives est principalement superficiel, en raison de l'absence de liaison intergranulaire (Lawler et al., 1997a; Lawler et al., 1997b). Ces berges formées de sols pulvérulents dépourvus de cohésion (comme les sols sableux) drainent l'eau facilement. Leur stabilité est uniquement fonction de la géométrie de la berge et du frottement entre les particules (D. Knighton, 1998; Osman & Thorne, 1988). Une stabilité qu'elles perdent lorsque l'angle de berge est supérieur à l'angle de frottement des particules (Osman & Thorne, 1988).

Lorsque les berges sont très cohérentes, l'érosion fluviale peut engendrer la création de zones de surplomb. Cette possibilité est d'autant plus facile lorsque la berge est stratifiée avec, de bas en haut, des couches non cohésives puis des couches cohésives (Brierley & Fryirs, 2013; CR Thorne & Tovey, 1981). Ces surplombs ne sont pas stables, en raison de la faible résistance au cisaillement, et s'effondrent brutalement sous leur propre poids (CR Thorne & Tovey, 1981). La Figure 2-1 présente les différents types de ruptures précitées dépendamment de la géométrie et des matériaux des berges.

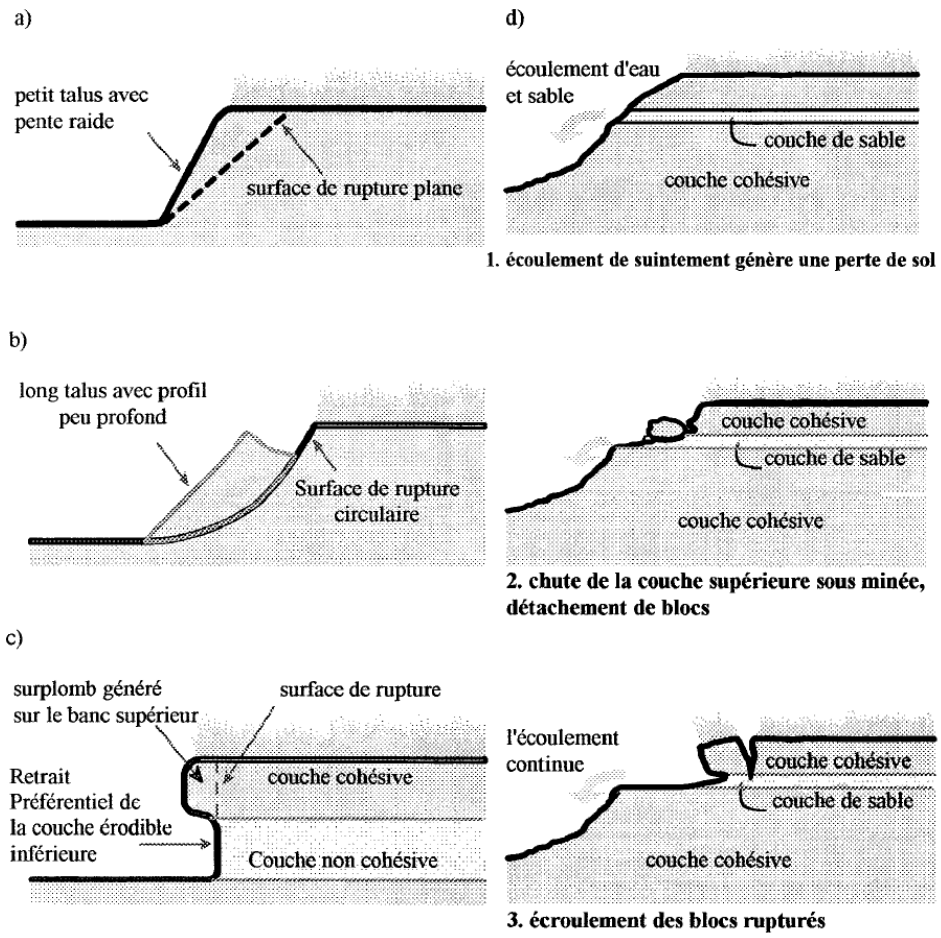


Figure 2-1: Mécanismes dominants de rupture de rives dues aux ruptures géotechniques (adaptée et modifiée de (Hagerty, 1991)).

2.2 Interaction entre l'érosion fluviale et la rupture de masse

L'interaction entre la rupture de masse et l'érosion fluviale est bien reconnue (Lawler et al., 1997a; Lawler, Grove, Couperthwaite, & Leeks, 1999; Lawler et al., 1997b; Luppi et al., 2009; CR Thorne, 1982). En effet, la régression du fond provoque un enfoncement de lit, accentue l'angle des berges et affaiblit sa base et conséquemment diminue sa stabilité. Pour des berges cohésives, l'enfoncement du lit provoque presque systématiquement un glissement de talus. L'affouillement peut modifier les niveaux de couches pulvérulentes et fait en sorte que les berges initialement stables se trouvent complètement sous-cavées et sujettes au glissement ou à l'éboulement. L'érosion fluviale enclenche ainsi le mouvement de masse en fragilisant la berge

(Lawler et al., 1999). Inversement, à la suite d'une rupture de masse, les matériaux délivrés sont à la fois désorganisés et rapprochés de l'axe du cours d'eau et peuvent ainsi être facilement emportés par le courant. Les matériaux plus grossiers s'accumulent au pied de la berge et sont, soit emportés par l'écoulement lors des crues extrêmes ou deviennent partie intégrante de la berge (Darby et al., 2002). La rupture de masse et l'érosion fluviale représentent ainsi deux mécanismes couplés qui se succèdent, leur couplage est nécessaire pour une modélisation plus cohérente et réaliste. La Figure 2-2 présente le processus de rupture de masse en cercle d'un sol cohésif sous l'action de l'érosion fluviale.

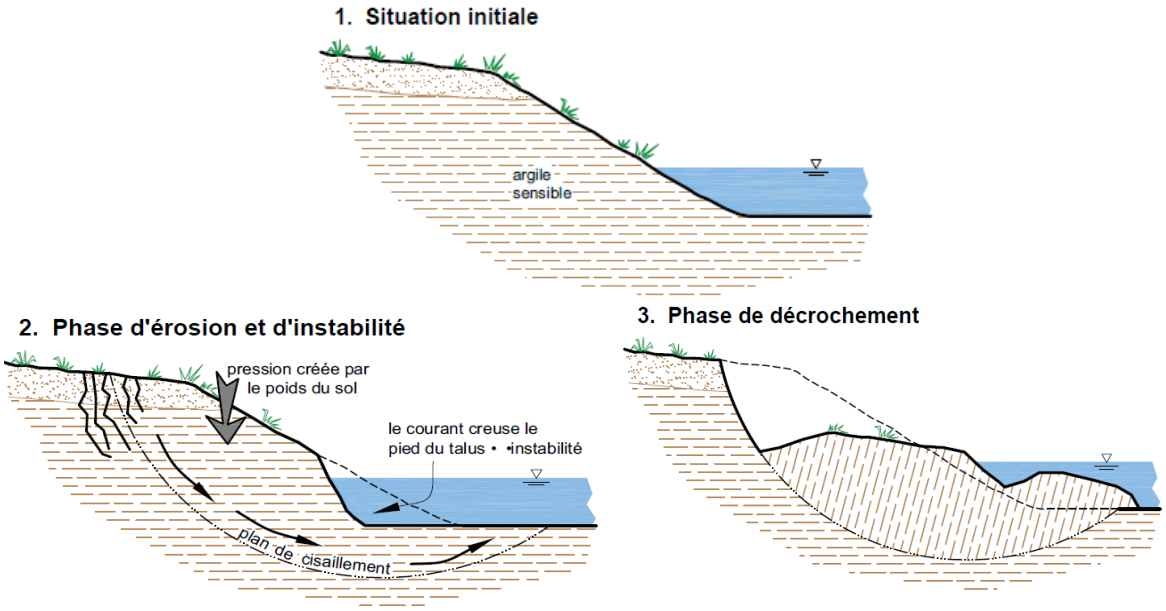


Figure 2-2: Rupture de masse en cercle d'un sol cohésif sous l'action de l'érosion fluviale (Lemieux, 2005).

2.3 Modélisation de l'interaction des mécanismes d'érosion de berges

La prédiction de la dynamique morphologique des cours d'eau fait appel à la compréhension des processus impliqués et leur représentation physique. Les chercheurs et praticiens ont souvent fait appel aux modèles morphodynamiques pour examiner l'évolution des cours d'eau (Ham & Church, 2012; Rinaldi et al., 2008; Tal & Paola, 2010). Toutefois, plusieurs sont ceux qui

ignorent le glissement des berges ou simplement utilisent des approches *ad hoc.* Dans cette perspective, un effort considérable a été mené par la communauté scientifique pour développer des modèles faisant intervenir l'érosion du lit et des berges et les ruptures de masse. Toutefois, les études restent rarissimes, et les stratégies de couplage des processus sont peu couvertes dans la littérature scientifique.

La modélisation du mécanisme d'érosion des berges est traitée selon deux types d'approches: une basée sur des modèles empiriques et/ou analytiques et une autre basée sur la modélisation des processus physiques (Chen & Duan, 2006). La première approche, empirique/ analytique, permet de prédire les changements de la largeur du chenal, en équilibre dynamique, comme une fonction des caractéristiques du bassin recueillies sur le terrain (Hey & Thorne, 1986; Leopold & Maddock, 1953; Schumm, 1968). D'autres chercheurs ont évalué l'équilibre dynamique de la rivière en se basant sur des indices comme : la théorie de taux minimum de dissipation d'énergie (CT Yang, 1976), la théorie du minimum de la puissance totale (Chang, 1979), la variance minimale (Williams, 1978) et la capacité maximale de transport de sédiment (White, Bettess, & Paris, 1982). En dépit de la simplicité de l'approche empirique, celle-ci ne se base pas sur une science exacte (Chen & Duan, 2006) et son utilisation n'est pas adaptée aux prévisions de la réponse géomorphologique des cours d'eau, à court et à moyen terme (Simon et al., 2007).

La deuxième approche basée sur les processus physiques tente de simuler le processus sous-jacent à l'évolution des méandres et vise à fournir des prévisions fiables à court et à moyen terme du recul des berges. Les premiers modèles fondés sur les processus physiques supposaient que le taux de recul des berges est proportionnel à la différence entre la vitesse près de la rive et la vitesse moyenne (Hasegawa, 1977; Ikeda, Parker, & Sawai, 1981). Osman et Thorne (1988) ont probablement présenté le premier modèle qui prenait explicitement en compte l'érosion latérale et la rupture en masse des sédiments cohésifs. Plusieurs modèles se basant sur cette approche ont été élaborés, l'ASCE (1998) a recensé l'essentiel des travaux existants. Ce recueil a fait l'objet de mise à jour par plusieurs chercheurs (Langendoen & Simon, 2008; Motta, Abad, Langendoen, & Garcia, 2012; Rinaldi et al., 2008; Rinaldi & Nardi, 2013). Ces modèles, cependant, prescrivent une géométrie idéalisée et simplifient grandement la stratigraphie de la berge en supposant souvent que celle-ci est constituée de matériaux uniformes.

Au cours des dernières années, une série de documents (Darby et al., 2007; Luppi et al., 2009; Rinaldi et al., 2008) a été publiée, portant sur l'utilisation de modèles distincts pour simuler les composantes du processus de recul des berges. Par exemple, Rinaldi et al. (2008) a utilisé une suite de quatre modèles distincts pour simuler l'impact d'une inondation sur une courbe de la rivière Cecina, en Italie. Plus récemment, nous retrouvons aussi l'étude de simulation d'une onde de crue au Goodwin Creek Bendway (Lai et al., 2012) couplant le modèle de stabilité et d'érosion du pied de la berge BSTEM (Bank Stability and Toe Erosion Model) (Simon, Thomas, Curini, & Bankhead, 2004) au modèle hydrodynamique bidimensionnel SRH-2D (Lai, 2010).

Ces études ont contribué de manière significative à la compréhension des interactions entre l'érosion fluviale, la variation de la pression des eaux interstitielles et la rupture de masse. Cependant, les interactions entre le modèle d'écoulement, l'érosion fluviale et les ruptures massives n'étaient que faiblement expliquées. Les modifications topographiques du lit ont également été ignorées, et le temps nécessaire pour réajuster manuellement le maillage n'a pas été considéré. Ainsi, malgré de nombreux progrès vers un modèle numérique totalement couplé capable de simuler le recul des berges, des limitations importantes existent toujours.

2.4 Limitations de la modélisation de recul des berges

Le type d'équation de transport solide implémenté, le caractère dimensionnel du modèle hydrodynamique et l'automatisation du couplage constituent entre autres les limitations de la modélisation des mécanismes d'érosion des berges. En effet, que les modèles hydrodynamiques à fond mobile soient 3D, 2D ou même 1D, les équations de base utilisées en transport solide supposent un régime permanent. Leurs extensions aux régimes des crues, à travers un hydrogramme pseudo-permanent (en escalier), restent compliquées et approximatives.

Le caractère dimensionnel du modèle hydrodynamique peut nuire la qualité des résultats. En effet, les modèles utilisent les équations de propagation d'onde en 1D. Or, dans le cas d'études censées reproduire des crues largement débordantes; la modélisation unidimensionnelle ne permettra pas à priori d'assurer la représentation réaliste du phénomène. Plus encore, le caractère unidimensionnel des modèles peut nuire au couplage. En effet, les sections considérées pour l'analyse de stabilité représentent une portion du chenal en amont et une autre en aval de leurs positions actuelles. En cas de glissement, les deux portions suivront le même comportement que

la section mère, ce qui n'est pas en général vrai vu que celles-ci peuvent être stables. Vouloir augmenter le nombre de sections en vue d'avoir plus de précision se heurte à la condition de Courant qui doit être toujours vérifiée.

Réduire le temps de calcul est justement un point important dans le cadre des études de couplage des processus d'érosion. Le choix entre le développement d'un outil d'évaluation de stabilité des talus et l'utilisation d'un modèle existant, ou entre le développement d'un outil d'automatisation de couplage des modèles et le déplacement de maillage manuellement est en partie fonction du temps de simulation nécessaire.

En effet, les études susmentionnées ont développé des modèles géotechniques pour l'analyse de stabilité des talus (Lai, 2015; T Mahdi & Marche, 2003).Un choix qui peut être critiqué étant donné que des modèles existants avec des méthodes plus sophistiquées et plus précises, en l'occurrence ceux avec éléments finis, peuvent être employés. Nous comprenons que des modèles, faisant appel à des méthodes d'éléments finis, nécessitant les paramètres de déformabilité des matériaux des couches géotechniques (Module de Yong E et coefficient de Poisson ν) rarement déterminés, soient écartés. Cependant, l'omission de modèles plus sophistiqués, faisant appel aux méthodes d'équilibre limite (SLOPE/W, SLIDE) (Fredlund, 1995) et nécessitant seulement les paramètres de résistance au cisaillement, relativement bien connus (la cohésion effective c', l'angle de frottement $\emptyset'$, le poids volumique γ' et la pression interstitielle u_i), reste discutable. En fait, le développement de modèles géotechniques et l'omission de modèles commerciaux sont fonction des objectifs de l'étude. (T Mahdi & Marche, 2003) justifient le développement du modèle BISHOP (T Mahdi, 2004), comparable en termes de performances au modèle SLOPE/W (T Mahdi, 2004), premièrement, par le temps de calcul relativement faible ; un temps qui sera considérablement réduit étant donné que le modèle BISHOP (T Mahdi, 2004) permet de prendre en considération la géométrie des rives et les données géotechniques sans avoir à isoler chaque talus et à introduire les propriétés géotechniques de chaque couche, contrairement aux modèles géotechniques classiques; et deuxièmement, par l'automatisation d'étude étant donné que les entrées et sorties du modèle BISHOP (T Mahdi, 2004) sont sous format accessible facile à manipuler pour l'échange d'information nécessaire au couplage des modèles.

Si le développement de nouveaux modèles géotechniques permet aux chercheurs, entre autres, de réduire le temps total de simulation et ainsi d'étudier de long tronçon de rivière (60 km dans le cas de l'étude menée par (T Mahdi, 2004) avec plusieurs talus à analyser (120 talus dans la même étude), leur couplage aux modèles hydrauliques est discutable. En fait, le couplage des modèles peut se faire soit automatiquement ou manuellement, avec un seul pas de temps ou à des pas de temps différents. L'étude menée par (Lai et al., 2012) est faite avec des pas de temps différents, dont celui de simulation par SRH-2D (Lai, 2010) est petit, et celui de BSTEM (Simon et al., 2004) est plus grand et interpolé sur le pas de temps de SRH-2D (Lai, 2010). Un choix justifié par le fait que la rupture des berges, si elle a eu lieu, prend relativement plus de temps que l'érosion de celles-ci. Une démarche qui reste critiquable étant donné qu'avec un pas de temps hydraulique différent de celui d'analyse de stabilité, le moment exact du glissement ne peut pas être déterminé et des ruptures intermédiaires peuvent être ignorées. Si nous ajoutons à cela le fait que les entrées du modèle BSTEM (Simon et al., 2004) sont issues d'une interpolation des résultats de SRH-2D (Lai, 2010) sur deux pas de temps successifs, et que le déplacement de maillage se fait manuellement en cas de glissement, le couplage des deux modèles dans cette étude devient problématique. Ces problèmes ont pu être devancés dans le cas de l'étude menée par (T Mahdi & Marche, 2003) grâce au modèle d'automatisation de couplage RIVIÈRE (T Mahdi, 2004), qui permet non seulement d'assurer la mise à jour automatique du modèle GSTARS (CT Yang, Trevino, & Simoes, 1998) après chaque analyse de stabilité, mais aussi permet à l'utilisateur de déterminer le moment exact de glissement de berges et de détecter toutes les ruptures de berges qui peuvent avoir lieu en alignant le pas de temps du modèle GSTARS (CT Yang et al., 1998) à celui de BISHOP (T Mahdi, 2004) sans pour autant que la simulation prenne beaucoup plus de temps.

CHAPITRE 3 DÉMARCHE DE TRAVAIL ET ORGANISATION

Comme mentionné précédemment, le thème principal du travail de recherche effectué est la mise au point d'une procédure d'arrimage spéciale intégrant la réponse mécanique de la rivière à sa réponse hydraulique dans une perspective de suivre, de façon ponctuelle, l'évolution des fonds et des rives sous l'effet de la propagation bidimensionnelle d'une onde de crue. Pour y arriver, les deux prochains chapitres sont présentés sous forme d'articles de journaux soumis. Ils représentent, ainsi, la contribution de cette thèse.

Au prime abord, le chapitre 4 présente la méthodologie générale du couplage et une application, en mode prévisionnel, à un tronçon de la rivière des Outaouais en aval du barrage de Première Chute, Québec. Dans ce cas précis, un recul de berge total de presque 100 m a été prédit et plus de 20 sections transversales du cours d'eau ont été réajustées. L'article s'intitule « AUTOMATIC INCORPORATION OF RIVERBANK FAILURE IN TWO-DIMENSIONAL FLOOD MODELING ». Une description détaillée de la méthodologie du couplage et des modèles utilisés y est présentée et les résultats et y sont illustrés et discutés. Cet article valide l'objectif principal de la thèse selon lequel le glissement des berges est pris en considération en modélisation hydrosédimentologique bidimensionnelle. Des problèmes connexes, tels que la densité de maillage, le pas de temps géotechnique, l'étendue de la zone subissant le glissement et leur effet sur les résultats ont également été discutés. Plus important encore, ce premier article a dévoilé un autre potentiel de recherche en rapport avec le caractère dimensionnel des modèles utilisés en prévision de recul des berges.

En effet, la stratégie de couplage élaborée fait intervenir un modèle hydrodynamique, à fond mobile, bidimensionnel associé à un modèle géotechnique de stabilité de talus unidimensionnel. La modélisation bidimensionnelle des écoulements est connue pour être meilleure à fournir une représentation plus réaliste des phénomènes lorsque le flux n'a pas d'axe privilégié, comme ce doit être le cas en modélisation unidimensionnelle. En revanche, elle implique des temps de calcul prohibitifs et des besoins en données considérables. Ainsi, a-t-on réellement besoin d'avoir un modèle hydrodynamique bidimensionnel pour une meilleure prédiction de recul de berges? Le caractère dimensionnel des modèles impliqués, en général, peut-il nuire à la qualité des résultats? Des interrogations qui ont toutes leur importance compte tenu du caractère unidimensionnel du modèle géotechnique.

Le deuxième article vient répondre à ces questions, et même compléter ce travail de recherche. Intitulé « COMPARAISON OF STREAMBANK RETREAT PREDICTIONS USING 1D AND 2D FLUVIAL MODELS COUPLED TO BANK STABILITY MODEL », le second article porte sur la comparaison des prédictions de recul de berges en faisant intervenir deux modèles hydrodynamiques de caractère dimensionnel différent. L'article ratifie l'intérêt de la modélisation bidimensionnelle en cas de variation de la structure de rivière et formule des recommandations quant aux caractères dimensionnels des modèles à utiliser en prédiction du retrait des rives. L'article, en sus, met en exergue l'intérêt de recourir à des modèles géotechniques bidimensionnels flexibles, faciles à intégrer aux modèles hydrodynamiques bidimensionnels existants.

3.1 Contributions

Les contributions de cette thèse sont quintuples:

- Développement d'une plateforme capable d'incorporer la réponse géotechnique du chenal à sa réponse hydraulique en modélisation bidimensionnelle;
- Automatisation d'échange entre modèles géotechnique et hydraulique à tout moment de l'hydrogramme de crue;
- Intégration d'ajustements latéraux sur maillage 2D, automatiquement, et suivi continuel d'évolution morphologique du chenal sous l'effet de l'onde de crue;
- Modélisation du recul des berges indépendamment de la structure du maillage et pour des échelles spatiales et temporelles plus grandes;
- Redistribution automatique des sédiments issus des berges glissantes de façon appropriée sur un maillage 2D.

3.2 Publications

Les publications issues des travaux de recherches effectuées sont :

- I.Ouchebri and T.Mahdi, "Automatic Incorporation of Riverbank Failure in Two-Dimensional Flood Modeling", *ASCE Journal of Civil Engineering* (*soumis*), 2019.

- I.Ouchebri and T.Mahdi, “Comparison of Streambank Retreat Predictions Using 1D and 2D Fluvial Models Coupled to Bank Stability Model”, *CJCE Canadian Journal of Civil Engineering* (*soumis*), 2019.
- I.Ouchebri and T.Mahdi, “Taking Account of Landslides in 2D Hydrodynamics Modeling”, *CSCE 2018 General Conference*. Fredericton: CSCE, 2018, pp. GC1-7. En ligne: https://www.xcdsystem.com/csce/proceedings2018/ authors.cfm.

CHAPITRE 4 ARTICLE 1: AUTOMATIC INCORPORATION OF RIVERBANK FAILURE IN TWO-DIMENSIONAL FLOOD MODELING

Ouchebri, Ismail; Mahdi, Tew-Fik

(cet article a été soumis au ASCE Journal of Hydraulic Engineering le 19 juillet 2019.)

4.1 Abstract

Riverbanks undergo changes caused not only by river hydraulics, mainly sediment erosion and deposition processes, but also by the possible landslides that eventually change the channel bank profiles. Those failures are an important form of alluvial channel adjustments but are usually difficult to include during morphodynamic modeling. This paper proposes a novel approach combining a 2D depth-averaged hydrodynamic, sediment transport and mobile-bed model, SRH-2D, a limit equilibrium slope-stability model, BISHOP, and a bank failure sediment redistribution submodel, REDISSED, into a fully automatic and continuous dynamic simulation to predict vertical bed and lateral bank changes for a river reach undergoing exceptional flooding. The in-stream vertical fluvial changes predicted with the SRH-2D model will be automatically used to update the riverbank geometry profile by profile and assess their geotechnical stability to rotational slip failures with a developed slope-stability model based on Bishop's simplified method. A cone-shaped sliding area is defined in case the driving forces exceed the stabilizing forces. All mesh nodes located within the mass wasting zone will be automatically updated, allowing a new bank face form. The failed materials will be redistributed in the transect according to the geometry of the landslides observed at the study site. The Outaouais River at Notre-Dame-Du Nord, Quebec, is used to test the coupling procedure. Up to 100 m of bank retreat was predicted, and more than 20 cross-sections were reshaped. Typical results showing the effectiveness of the developed framework are presented and discussed.

4.2 Introduction

Rivers are dynamic systems governed by hydraulic and sediment transport processes. Over time, meandering channels respond to changing conditions in the environment by modifying their cross-sectional and planform shapes. In fact, alluvial rivers in nature display morphological adjustments in response to the exerted stresses, especially erosion, triggered by the interaction of

flow and the riverbed or banks. Streambank erosion is considered one of the most important processes in adjusting alluvial systems (Langendoen, Wells, Thomas, Simon, & Bingner, 2009). It is a natural process that occurs when forces exerted by flowing water, exceed the resisting forces of the bank materials and vegetation (Simon, Curini, Darby, & Langendoen, 2000). This type of erosion is generally regarded as a combination of the fluvial entrainment of bank materials by flowing water and the mass failure of unstable banks (ASCE Task Committee on Hydraulics, 1998; Darby et al., 2007; Langendoen & Simon, 2008). From a numerical perspective, riverbank failures are often overlooked when modeling channel morphological evolution; the multidimensional hydrodynamic and bed evolution models only evaluate fluvial erosion and need to be coupled with bank erosion submodels to assess channel morphological adjustments evoked by riverbank geotechnical mass failures.

To properly examine river morphological evolution, researchers and practitioners have established a large number of assumptions, developed tools and models and utilized different approaches and techniques to combine both fluvial erosion and mass wasting (Bosa, Petti, & Pascolo, 2018; Lai et al., 2012, 2015; Langendoen et al., 2016; Langendoen & Simon, 2008; T Mahdi & Marche, 2003; Rousseau, Van de Wiel, & Biron, 2017). Notwithstanding the various employed strategies, they all aim to integrate the different physical processes responsible for bank retreat into one runnable solution by coupling physical and process-based models. One of those solutions consisted of combining the flowing-water and bank erosion computer models with mass failure predictive models. (T Mahdi & Marche, 2003) were probably the first to simulate the morphologic adjustment of both the bed and the banks over a long river reach (9.8 km) in a natural meandering river system by coupling one-dimensional (1D) erosion and sediment transport model GSTARS-1D (CT Yang et al., 1998) with a bank-stability model called BISHOP to assess the circular failures of nonhomogenous cohesive banks (T Mahdi & Marche, 2003; T Mahdi & Merabtene, 2010); the combined model was later used to evaluate bank retreat of the river downstream of the Première Chute Dam (T Mahdi, 2004) in Quebec and yielded a promising results. However, the mobile-bed model GSTARS-1D (CT Yang et al., 1998) uses a simple theory in that the channel geometry adjustments can be vertical or lateral depending on the minimum unit stream power theory (CT Yang, 1976); an approach that can be used only for short- and medium-term predictions (Simon et al., 2007). Similarly (Langendoen & Simon, 2008) merged an unsteady one-dimensional channel evolution and physically based model called

CONCEPTS (Langendoen, 2000) with a geotechnical submodel to simulate the streambank planar failures of riverbanks over the bendway of Goodwin Creek, Mississippi, and later over two incised streams in northern Mississippi, James Creek and the Yalobusha River (Langendoen et al., 2009). (Motta et al., 2012) coupled the physically based algorithms of the channel evolution model CONCEPTS (Langendoen, 2000) with the (2D) hydrodynamic and migration RVR Meander model (Abad & Garcia, 2006) to simulate meander migration at the reach scale. Recently (Motta et al., 2012) simulated bank retreat also using the one-dimensional computer model CONCEPTS (Langendoen, 2000) to investigate the impact of the variability of erodibility parameters on the model's lateral retreat predictions. However, CONCEPTS (Langendoen, 2000) and likely GSTARS-1D (CT Yang et al., 1998) are 1D models they do not incorporate corrections for secondary currents and transversal bed slope, and hydraulics are not adequately resolved to predict bank erosion. Therefore, their applicability to meander bends might underestimate the shear stress along the streambank. Indeed, the increased shear stresses for the CONCEPTS (Langendoen, 2000) model are represented by a reduction in resistance to erosion of the bank material (Langendoen & Simon, 2008); the model is unable to predict the increased hydraulic forces acting on the outer banks caused by the helical flow patterns in the bends, which limits its applicability to only in regions where the phenomena can be neglected (Lai et al., 2012). Moreover (Abad & Garcia, 2006) showed less variation in predicted retreat by the one-dimensional model compared to the incorporated erodibility parameters derived from streambank tests and, more importantly, stressed the need for two- or three-dimensional modeling.

The coupling between riverbank mass failure algorithms and one-dimensional computer models was probably the only way to account for streambank erosion as an important process of river morphological adjustment, despite the simplified physically based equations implemented and the relevant assumptions involved. In recent years, researchers have taken advantage of two-dimensional (2D) morphodynamic numerical models to better understand the interactions between fluvial erosion and mass wasting. (Rinaldi et al., 2008) enhanced our comprehension of this matter by coupling the different components of bank retreat separately using the 2D depth-averaged hydrodynamic model (Deltares Delft 3D) with the commercial groundwater model (GeoSlope, SEEP/W) and the bank stability analysis model (GeoSlope, SLOPE/W) and applied it in a reach-scale hydraulics study within the river bend of the Cecina River, Italy. Despite the overall success of highlighting the roles of fluvial erosion and mass failure driven by

hydrodynamic conditions and geotechnical factors, the (Rinaldi et al., 2008) approach loosely accounted for feedback between the eroded bank and the flow and simply ignored bed-level changes. In addition, the approach is computationally expensive in terms of the time needed for manual remeshing, making it strictly convenient to simulate a single flood event. Recently, (Rousseau et al., 2017) developed and coupled a riparian vegetation module and a geotechnical algorithm with the two-dimensional solver Telemac-Mascaret (Galland, Goutal, & Hervouet, 1991) to predict bank retreat for a semialluvial meandering reach (Medway Creek, Ontario, Canada). The study addressed the effects of plants on the mechanical properties of riverbanks and evaluated the geotechnical stability of the banks independently of the hydrodynamic mesh. It is among the rarest studies to include mass wasting and vegetation processes over a long spatiotemporal scale. (Lai et al., 2015) coupled the deterministic bank stability and toe erosion model (BSTEM) (Simon, Pollen-Bankhead, & Thomas, 2011) developed by the National Sedimentation Laboratory to the 2D depth-averaged hydraulic and sediment transport model SHR-2D (Lai, 2010) to predict streambank retreat and planform development. (Lai et al., 2015) evaluated the bank erosion using the near-bank bed shear stress computed by SRH-2D (Lai, 2010) and manually moved the mesh to account for the bank toe displacement, an approach that might be very costly in terms of time needed to readjust the mesh and especially, as the researchers acknowledged, the time required to update and interpolate variables. Later (Lai, 2017) extended the previous moving mesh approach to the fixed mesh method and showed that it is often useful to combine both approaches to improve the robustness of the numerical model and thus accurately predict vertical stream bed changes and lateral streambank erosion for complex systems. In both cases, bank geometries and their erosion are treated separately from SRH-2D (Lai, 2010) components. A strategy that allows adequate representation of the bank geometry is often difficult using two-dimensional models that generally reduce bank profiles to a single linear segment.

The state-of-the-art method review described above presents the most recent studies coupling multiple versions of one-dimensional or two-dimensional models simulating both bed and bank adjustments. Most of those studies are time consuming if applied on a long-reach scale. Moreover, to correctly represent bank geometry within two-dimensional mobile-bed models, geotechnical evaluations are performed independently from the mesh. Thus, in the case of bank retreat, the mesh needs to be readjusted manually, which makes the coupling procedure strictly

practical on a limited-size channel. Furthermore, since there is no consensus among researchers considering the redistribution of the derived bank materials, morphodynamical studies simply omit or utilize *ad hoc* approaches to redeposit the failed blocks (S. E. Darby & I. Delbono, 2002; Nagata, Hosoda, & Muramoto, 2000; Pizzuto, 1990). In this article, the author's aim is to overcome these difficulties by developing a new platform capable of the following: first, describing the stratigraphy adequately and bank geometry of the cross-sections, along which slope-stability assessments are performed, in a 2D mesh without necessarily needing to idealize them; second, assessing their geotechnical stability to rotational failures using an automatic search routine capable of identifying the minimum factor of safety at the potentially unstable riverbanks; third, and most importantly, redistributing slump blocks onto the 2D mesh based on the topographic form of the failed materials in the study area while conserving the mass; and fourth, simulating the feedback between the coupled models at each time step automatically, including the mesh movement, without user intervention. The developed procedure is an easy-to-use and time-saving tool for evaluating streambank retreat due to both fluvial erosion and geotechnical failure in long-reach scale modeling systems. Details of the pairing scheme are described in the following sections. The model is applied to the analysis of the evolution of a river reach several kilometers downstream of a dam break scenario.

4.3 Overview of the model components

In the present modeling investigation, we combine the 2D mobile-bed model SRH-2D (Lai, 2008, 2010) with the slope stability model BISHOP (T Mahdi, 2004; T Mahdi & Merabtene, 2010) and the riverbank failed material redistribution submodel REDISSED (Mahdi 2004). In the following, the models are presented first, and their coupling is then described and discussed.

4.3.1 SRH-2D Model

The SRH-2D (Sedimentation and River Hydraulics - Two-Dimensional) model (Lai, 2008, 2010) is a two-dimensional flow, mobile-bed and sediment transport model developed by the U.S. Bureau of Reclamation. The model is flexible; it uses an unstructured hybrid mesh numerical method that can be applied to arbitrarily shaped cells. Moreover, SRH-2D solves the 2D dynamic wave equations, i.e., the depth-averaged St. Venant equations, with a very robust and stable numerical scheme based on a finite volume discretization. In terms of hydrodynamic modeling

capabilities, SRH-2D has shown its capacities for hydraulic calculations compared to Hydro_As-2D (Lavoie & Mahdi, 2017) and was previously tested successfully in many other studies (Lai, Greimann, & Wu, 2010; Lai, Smith, & Israel, 2016; Moges, 2010).

For a complete analysis within SRH-2D, the model needs a mesh generator. Since the model adopts the arbitrarily shaped mesh system, any 2D mesh generator program may be used. At present, SRH-2D uses the SMS model (AQUAVEO, 2019) as the mesh generator and postprocessing graphical model. A typical modeling consists of delimiting the initial solution domain on the SMS (AQUAVEO, 2019), defining the topographic and bathymetric data, assigning the channel's materials and boundary conditions and finally generating the mesh. Within the SMS (AQUAVEO, 2019), it is possible to run SRH-2D for single simulation or to export all the simulation data into files for future use, an approach that will be adopted in this study. The authors will use the exported data to launch the SRH-2D processor (*srh-2d*). The model's outputs are results files that describe the time-dependent evolution of the cross-sections. Several forms of data processing can be considered.

4.3.2 BISHOP Model

BISHOP is a geotechnical stability analysis model developed by (T Mahdi, 2004) to evaluate bank profile stability. The model iteratively calculates the minimum factor of safety based on Bishop's modified method (Philiponnat & Hubert, 1979); it isolates the global minimum factor of safety from all the local minima for a given slope. Stability analysis is carried out based on the approach of circular failures, a type of riverbank failure often noticed *in situ* (Highland & Bobrowsky, 2008; Philiponnat & Hubert, 1979) and associated with cohesive soils (CR Thorne, 1982). BISHOP has been tested and compared previously to other commercial rotational failure software (GeoSlope SLOPE/W) (Fredlund, 1995) and has proven its ability to accurately evaluate the force equilibrium factor of safety for rotational failures (T Mahdi, 2004; T Mahdi & Merabtene, 2010). Interested readers can refer to (T Mahdi, 2004; T Mahdi & Merabtene, 2010) for further details concerning the numerical implementation.

BISHOP combines the bank geometry and bank soil geotechnical properties (effective cohesion, undrained cohesion, interior effective friction angle, and saturated unit weight) in the same input file. One to nineteen stratigraphic layers might be defined for each riverbank, with each layer having its own geotechnical properties as well as pore water pressure conditions. In addition, the

model can be adjusted when applied to a watercourse submerged by water; it takes into account the hydrostatic water pressure by assuming the surface water as a soil layer of unit weight equal to that of water but with no shear strength.

The BISHOP model was mainly used in the study instead of conventional software (i.e., GeoSlope, SLOPE/W) to facilitate the automatic coupling of the models. In fact, the conventional software were avoided since they require the model user to draw the bank profile and its different geotechnical layers as well as the groundwater table, which is impractical in this study since many hydraulic cross-sections must be analyzed during the flooding event which will be tedious and time consuming to do for each riverbank.

4.3.3 REDISSED Submodel

REDISSED is a sediment redistribution submodel developed by (T Mahdi, 2004) to reshape the bank profiles following a circular failure. The model conserves the mass and accommodates the observed failure form of the banks in the study site. In the case of bank failure, the model redistributes the bank-derived materials in the flow section where their erosion and/or transport will be decided by the subsequent hydraulic conditions incorporated in the mobile-bed model.

As stated above, since there is no consensus among researchers regarding the redistribution of the derived bank materials (S. E. Darby & I. Delbono, 2002; Nagata et al., 2000; Pizzuto, 1990), the authors considered a field-based approach implemented in the REDISSED submodel. It consists of redistributing the failed materials as follows: The initial bank geometry is first described by a set of points (mesh nodes); for simplification purposes, we consider the points ABCXZ plotted in Figure 4-1.

In the case of bank failure, the circular sliding surface is along points ADC. The ABCD block is rotated so that the difference in altitude between A and its image A' will be equal to $H/_{\alpha}$, where H is the failure height (the difference in altitude between points A and C) and α is a coefficient greater than unity and is specified by the user based on observations of the study site. Point B', the image of B, is projected orthogonally to obtain point B'' as shown in the Figure 4-2.

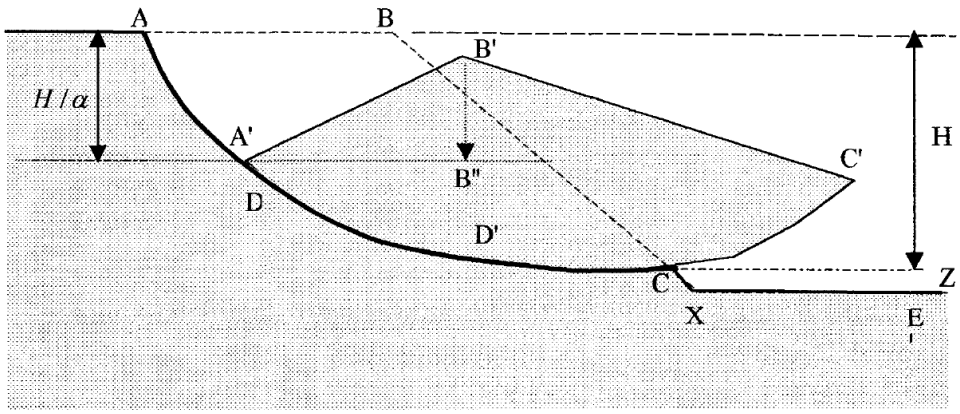


Figure 4-1: Initial geometry and circular failure (Scale-adjusted to display the details) (Adapted from (T Mahdi, 2004)).

Figure 4-2 illustrates the new bank profile defined by the points $AA'B''C'EZ$, where point E belongs to section XZ, so that $A'B'C'B''A'$ and $CC'EXC$ have equal areas for mass (or area) conservation purposes.

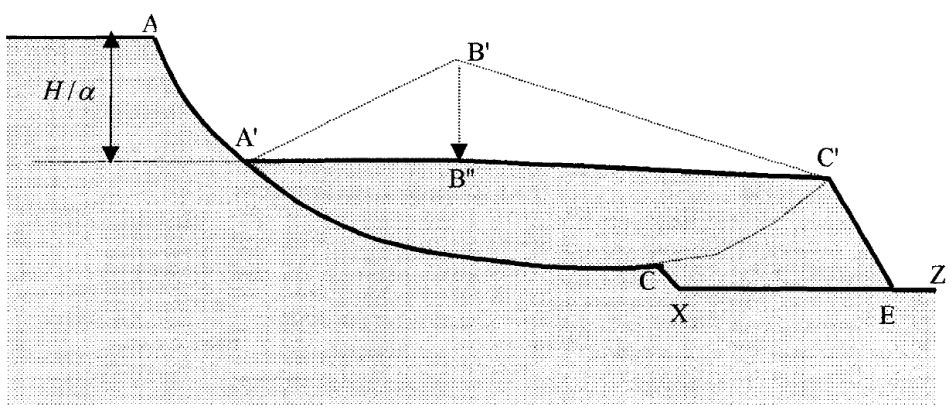


Figure 4-2 : Redistribution of the slump blocks following a circular failure (Scale-adjusted to display the details) (Adapted from(T Mahdi, 2004)).

In a nutshell, the slump blocks undergo a rotation followed by a translation that moves the upper end of the sliding bank to the bottom of the cross-section while conserving the mass. Once the submodel redefines the form of the failed blocks, the topography of the bank section is automatically updated accordingly before moving on to the next hydraulic time step. Meanwhile, the geotechnical layers are updated through linear interpolation assumptions between the different points defining the geotechnical layers.

4.3.4 Sliding cone area

Redistribution of the mass wasting deposits of the unstable talus will be performed by using REDISSED (T Mahdi, 2004) along the predefined cross-sections. However, the unstable failure block is a 2D planar surface. Hence, to ensure the fully two-dimensional aspect of the study, the authors considered a sliding bank area in the shape of a right cone with its axis as the cross-section line, its vertex as the upper point of intersection between the riverbank and the slip circle computed by BISHOP (T Mahdi, 2004), and its opening angle is a user-defined parameter (Figure 4-3).

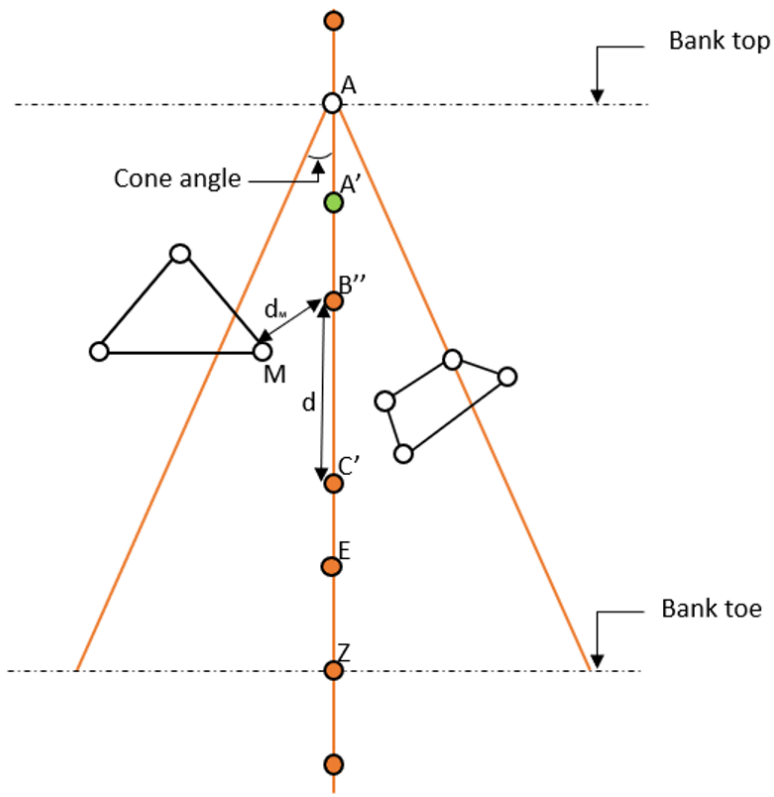


Figure 4-3 : Top view of the extents of the failed area defined within a cone-shaped form. The elevation of mesh nodes located in that area will be updated to account for the newly defined bank profile.

The mesh nodes located within the sliding cone area will have their topography automatically interpolated to accommodate the new reshaped bank profile. The mesh nodes affected by the failure will have a vertical displacement according to their position with respect to the new bank geometry, i.e,

$$Z_M = Z_{B''} + \frac{d_M}{d} \times (Z_{C'} - Z_{B''}) \quad 4\text{-}1$$

where Z_M is the mesh node elevation obtained by interpolation; $Z_{B''}$ and $Z_{C'}$ are the elevations of the mesh nodes B'' and C', respectively, belonging to the new bank profile; d_M is the distance from the node B'', the nearest mesh node from node M; and d is the distance between the two mesh nodes B'' and C'.

The choice of the mesh nodes to be used for interpolation is done automatically, and the x coordinate of the interpolated mesh node (M) should be between the abscissa of the two mesh nodes, here nodes B'' and C'.

4.4 Coupling SRH-2D and BISHOP-REDISSED

The coupling between models started by incorporating bathymetric and topographic data on the SMS (AQUAVEO, 2019) in a similar fashion to the conventional mobile-bed and sediment transport modeling with SRH-2D (Lai, 2010), and defining the cross-sections where the stability analysis will be performed. They will be set as node strings on the SMS (AQUAVEO, 2019) just before generating the mesh (Figure 4-4).

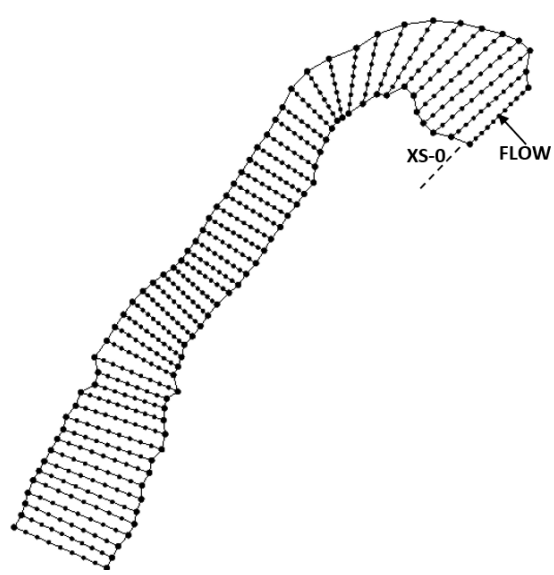


Figure 4-4 : The cross-sections before generating the mesh on the SMS.

Once generating the mesh (Figure 4-5) and assigning the boundary conditions, the pre-established cross-sections will be defined as monitor lines (maximum of 98 monitor lines) to get

access to their nodes when exporting data. All other necessary modeling inputs (Manning's roughness, materials, simulation time, and initial conditions) can be fixed; thereafter, the key simulation data can be exported to three principal files, the most important of which holds the node coordinates at the monitor lines. This file will be used to ensure automatic feedback between the vertical changes predicted by the 2D mobile-bed model and the lateral changes predicted by the geotechnical-stability and sediment-redistribution model BISHOP-REDISSED.

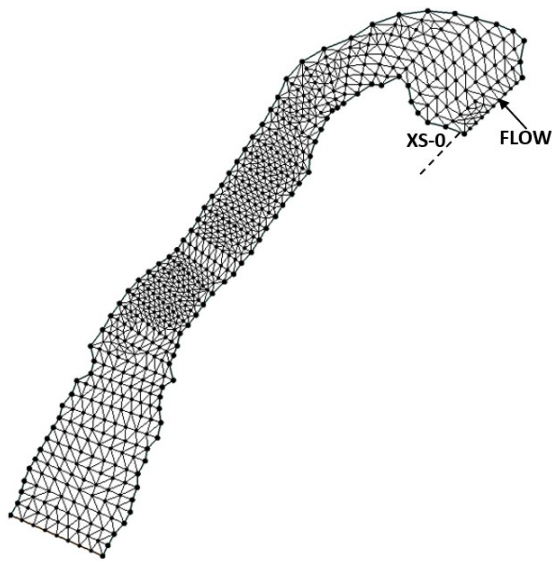


Figure 4-5 : The cross-sections after generating the mesh on the SMS.

Assessing the geotechnical stability of the riverbanks and updating automatically the flow-wise 2D geometry in case of bank failure for a long-reach-scale system without having to manually move the mesh is seen as a key contribution of this study. Significant effort was expended to find a suitable procedure to model hydraulic cross-sections while considering their geotechnical characteristics. Herein, each cross-section was modeled as a set of vertical lines whose abscissa are the mesh nodes defining the transects. These vertical lines form points of intersection at each change in the geotechnical properties of the predefined layers (Figure 4-6). Thus, two text files are used in compiling geometric and geotechnical data. The geometric file stores data in a vector whose components are the x-coordinate of the vertical line, the elevation of the highest point of the cross-section and the elevation of the base of the different geotechnical layers. We note that it is also possible to include the elevation of the crevice if it exists and the elevation of the water level in it. Similarly, the geotechnical file regroups the geotechnical properties of each soil layer for each riverbank profile separately, which includes the values of the effective cohesion c', the

undrained cohesion c_u, the unit weight γ' and the interior effective friction angle $\emptyset'$ as well as the elevation of the groundwater table or the pore pressure ratio r_u. It is worth mentioning that the global coordinates of the nodes of the mesh in the SMS (AQUAVEO, 2019) will be automatically transformed, translated and rotated to have local coordinates with an origin at the far-left bank node of each cross-section (Node 1 in Figure 4-6). These coordinates will be used to define the geometric files. This is a fundamental and necessary step since it will avoid distortion when updating the mesh and yet allows consideration of river sinuosity.

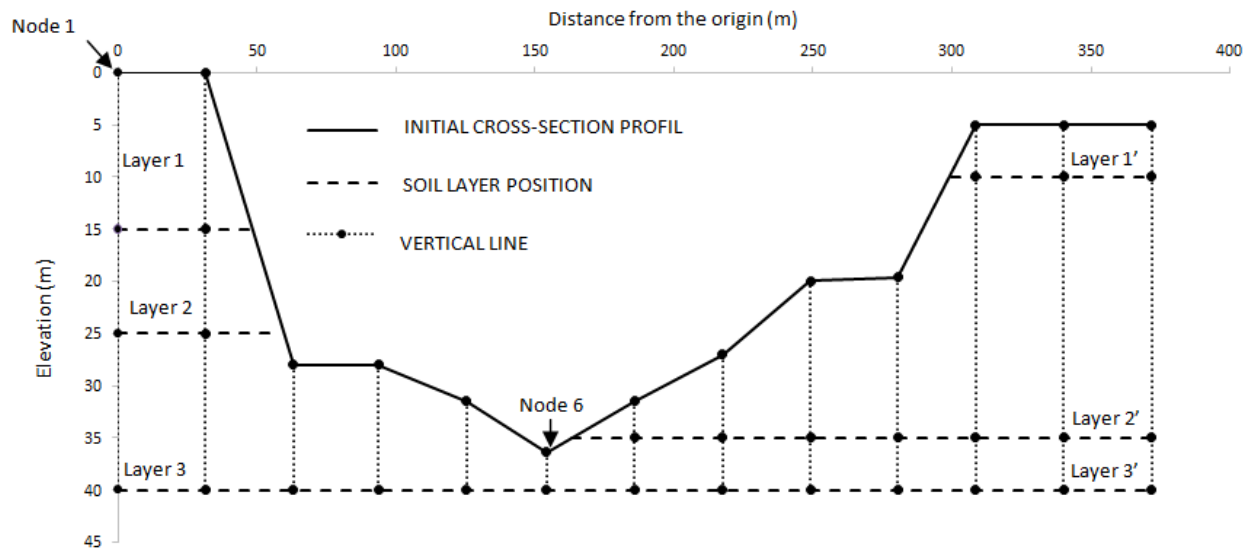


Figure 4-6 : The initial cross-section bed profile and the associated soil layers.

Having defined the hydraulic and geotechnical parameters, the next step consists of launching the developed automation algorithm. With a text-based interactive user interface, the user defines the case name, the number of cross-sections, the slope of the potential sliding cone and finally the time step Δt' to test the stability of the banks (Figure 4-7). The developed algorithm, which uses, inter alia, an AutoHotkey script, will automatically launch the *srh-pre* and inputted SMS-exported files. The preprocessor stage will first check the possible errors and then output a directory file that contains the entire model input information, especially the topography. That file will be used to launch the processor *srh-2d* automatically. However, prior to that, the automation algorithm will make two principal modifications:

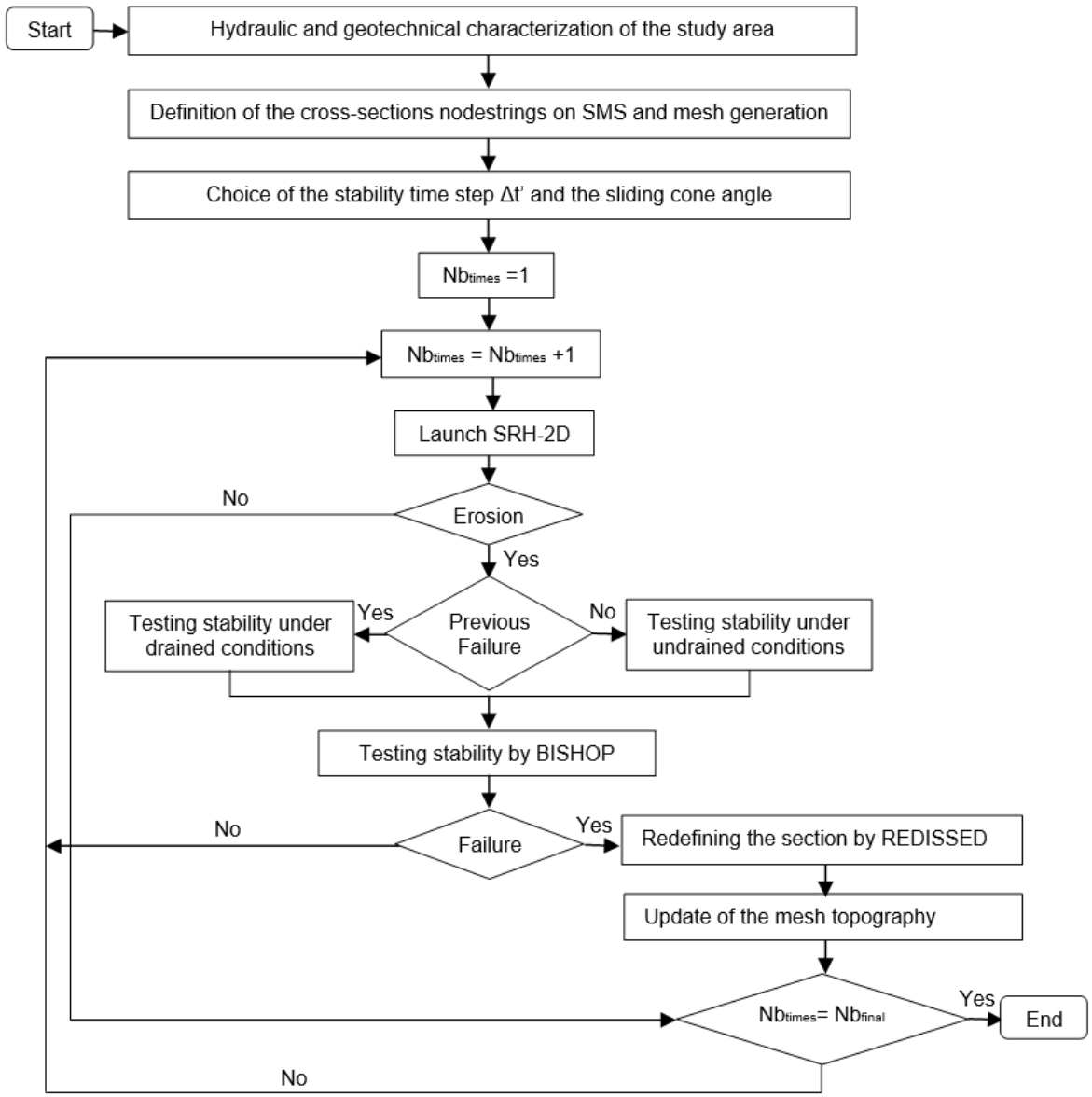


Figure 4-7 : The coupling procedure methodology.

(1) The initial start time, time step and end time are among the simulation information stored on the directory file. The initial simulation end time will be automatically changed to the BISHOP time step Δt'. In addition, for the first run, the initial start time will be kept unchanged. However, starting from the second run, the start time will be the end time of the previous simulation, and the new end time will be Δt' plus the start time. The simulation will accordingly last Δt' of the flood event for each run. The algorithm will call up the BISHOP model (T Mahdi, 2004) to evaluate the bank stability at the end of each

run. The program will launch SRH-2D (Lai, 2010) several times (Nb_{times}) and test the bank stability at the end of each run until the total number of times is equal to the ratio between the initial end time and the BISHOP time step $\Delta t'$ (Nb_{total}). It is worth noting that the chosen time step $\Delta t'$ should preferably be a divisor of the initial end time if not the hydraulic time step.

(2) In addition to time information, the directory file records the name of the restart file, a file created by the SRH-2D model (Lai, 2010) in a previous simulation using the same mesh and hydraulic conditions. The name of the file will be changed to the case name followed by _RST1. During each SRH-2D (Lai, 2010) simulation, the restart file is generated at each interval specified within the model control. Herein, this file will be generated only at the end of each run and will be used as the initial condition of the next simulation. This allows a continuation from the end of the previous simulation and thus takes into account the last hydraulic-sediment transport conditions.

Following these few changes in the directory file, the program will launch the SRH-2D (Lai, 2010) model for the first run. The vertical model proceeds in its own time until it reaches the bank time step, when the BISHOP model is activated. The SRH-2D (Lai, 2010) model outputs a results file that describes the time-dependent evolution of the cross-sections. The developed program will compare the node elevations of the cross-sections with the initial elevation. In the absence of erosion, the analysis is advanced for the next time step, as illustrated in the flowchart (Figure 4-7). If erosion occurs, at least around one riverbank, the new sections representing the bed at the end of the time step are tested for the stability of their banks. The new cross-sections will be divided into two riverbanks from the lowest bed elevation (Node 6 in Figure 4-6). Each bank will be subsequently coupled with its corresponding pre-established geotechnical properties files to define the input files for BISHOP. Hence, the stability of the riverbank will be assessed; it will be performed under drained conditions for the first potential bank failure and under undrained conditions afterwards. In fact, after the first failure, the stability analysis will be performed using the resistance of the shear stress of the undrained materials. This is due to the decrease in the interstitial pressure that allows the bank to resist geometric changes over a certain timespan (Mahdi and Merabtene, 2010) and then accounts for the protection afforded by the failed materials.

In the absence of rupture (FS>1), the simulation is advanced for the next time step (Figure 4-7). Otherwise, the bank profile will be reshaped based on the REDISSED (T Mahdi, 2004) submodel; the corresponding geometric file will be updated to account for the new bank profile. Although the program will renew the channel bed and bank topography based on the updated geometry, prior to that, the program will make necessary transformations (translation and rotation) to adapt the new node coordinates to their initial global system on the SMS (AQUAVEO, 2019). In addition, the bed topography of all the nodes located inside the sliding cone area will be automatically interpolated to accommodate bank failure; the mesh will therefore be updated before moving to the next hydraulic time step.

Once the bed topography is updated, the program will set the restart file as an initial condition to continue from the last hydraulic-sediment transport conditions and ultimately make necessary changes in the start and end times, as explained before. The simulation will run as many times as necessary until the initial end time is achieved (see the application section below).

4.5 Application: case study

The approach adopted to verify the coupling procedure was applied over a long-reach scale; 7 kilometers of river length extending from the Première Chute Dam to Lake Témiscamingue along the Outaouais River at Notre-Dame-du-Nord, Quebec, was considered. The study reach is characterized by the presence of cohesive sediments along the river, and the slopes of the local banks typically vary between 35 m high near the dam and 15 m high at the entrance of Lake Témiscamingue. It is an interesting field site since the water never overflows, even in the case of dam failure; therefore, bank failures are the only risk for the riverside population.

4.5.1 Model setup

A 2D mesh initial solution domain representing the initial channel topography of the study area was prepared in the SMS (AQUAVEO, 2019). The solution domain includes the positions of the selected cross-sections, where the geotechnical stability analysis will be performed, modeled as straight segments where the 2D mesh node coordinates define the bank face geometry. Herein, 52 regularly spaced cross-sections were selected (including inlet and outlet transects), as shown in (Figure 4-8). The cross-sections were carefully chosen to consider the hydraulic features of the

channel, they relatively represent the field domain as they present the same soil characteristics and riverbank slopes around them from field observations.

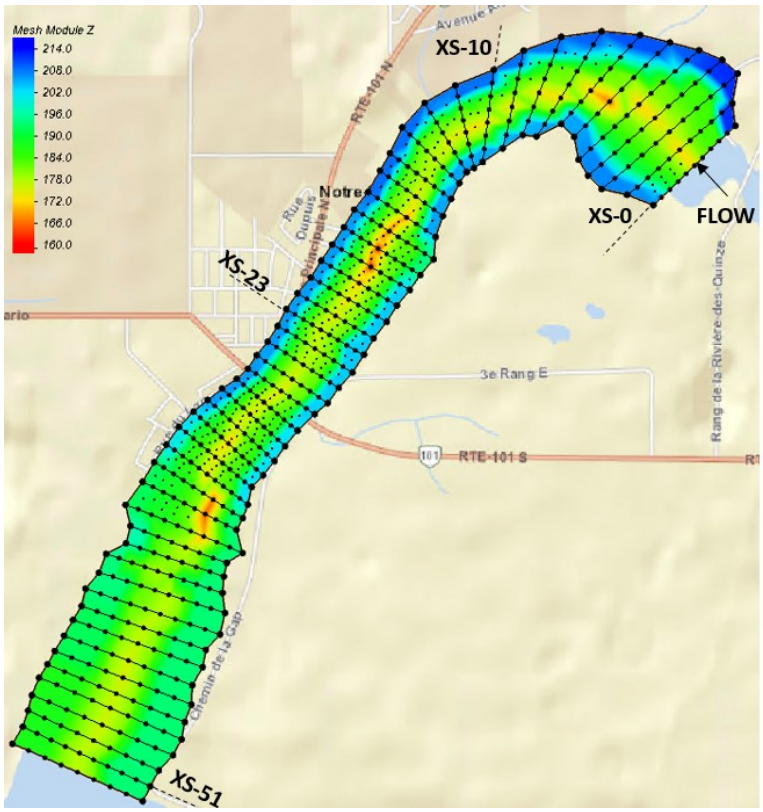


Figure 4-8 : The initial bathymetry for the Outaouais River at Notre-Dame-du-Nord, Quebec.

A time series discharge with a peak of approximately 9,780 m^3/s, which corresponds to the dam failure scenario, was imposed upstream (Figure 4-9). A constant surface elevation of 179 m was enforced downstream that corresponds to the water elevation in the lake. To represent the bed behavior, a constant Manning's roughness coefficient (n) of 0.040 (d_{50}=160 mm) was used for the entire reach; it was estimated based on field observations in 2002 (Thibault, 2002); no calibration was needed. The sediment transport computation was carried out by using the Yang formula (CT Yang, 1973), which is compatible with the bed material of the reach, which was assumed to be made of the same material as the riverbanks. Note, however, that the selection of the sediment transport equation is not important for the analysis below.

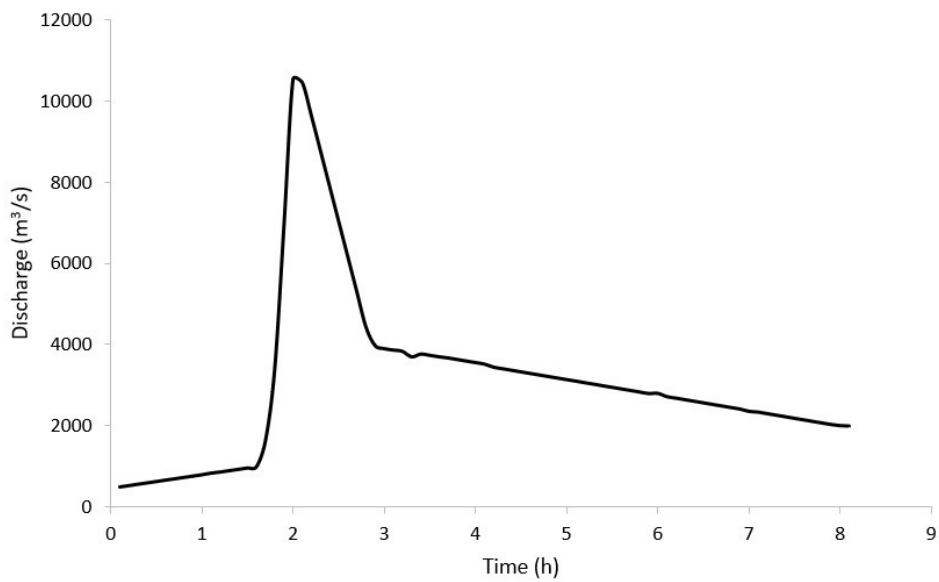


Figure 4-9 : The flood hydrograph at the upstream.

Table 4-1 lists the grain size composition of the bed and bank material segregated into seven size classes supported by SRH-2D (Lai, 2010). The volumetric compositions considering the seven classes listed in Table 4-1 are 80%, 7%, 7%, 4%, 1%, 0% and 0%.

Table 4-1: Size ranges of seven sediment size classes used for the channel bed modeling.

Sediment Size Class	Size Range (mm)
1	0.0025 to 0.0625
2	0.0625 to 0.125
3	0.125 to 0.25
4	0.25 to 0.5
5	0.5 to 1
6	1 to 2
7	>2

The geotechnical input parameters were prepared for each bank profile separately (104 bank profiles). They consist of a single homogeneous cohesive layer with measured properties supplemented by field test results carried out on some collected samples: effective cohesion c' =1.6 KPa; undrained cohesion c_u = 9 KPa; unit weight γ' = 18.6 KN/m^3; and interior effective friction angle $\emptyset'$ =32°. The pore pressure ratio, the ratio of the pore water pressure to the overburden pressure, was set to its maximum value r_u= 0.45 (Fredlund & Barbour, 1986). In this regard, we emphasize that within BISHOP (T Mahdi, 2004; T Mahdi & Merabtene, 2010), it

is also possible to define pore water pressures given the pressure field or the groundwater table. Since information was not available, we assumed the most unfavorable case and chose the maximum pore pressure ratio.

The coupling procedure between SRH-2D (Lai, 2010) and BISHOP (T Mahdi, 2004) was applied for 9 hours of the event. The flow, sediment transport and bed evolution time step was set to 5 s, whereas the stability analysis was carried out each $\Delta t' = 0.125$ h. The time scale to assess the geotechnical stability of the banks is usually much greater than the time scales of hydrodynamic and channel bed morphological evolution. A sensitivity analysis will be conducted later to explore the impact of the time scale on the results of the model. Given the above values, the simulation will run 72 times ($Nb_{total} = 9/(\Delta t') = 72$), and at the end of each run, the stability analysis will be assessed profile by profile. As stated earlier, to update the flow-wise 2D geometry, a cone-shaped failure block was considered. Since there are no available measured data regarding the extents of the failed area and because the mesh is relatively coarser, a 60° opening cone angle was assumed in the case of bank failures. Finally, the REDISSED parameter α was set to 5.5 as suggested by (Thibault C, Leroueil S, & J, 2002) to represent the form of the failed banks at the study site.

4.6 Results

Two different scenarios were simulated. The first scenario considered only vertical erosion modeling using the SRH-2D (Lai, 2010) model, and the second scenario combined vertical and lateral erosion modeling using the coupling procedure. Figure 4-10 and Figure 4-11 show the initial and final profiles for selected riverbanks considering both scenarios. The evolution of the factor of safety for the riverbanks during the simulation period is illustrated in Figure 4-12. Furthermore, the predicted net bank retreat distances for all the cross-sections are displayed in Figure 4-13.

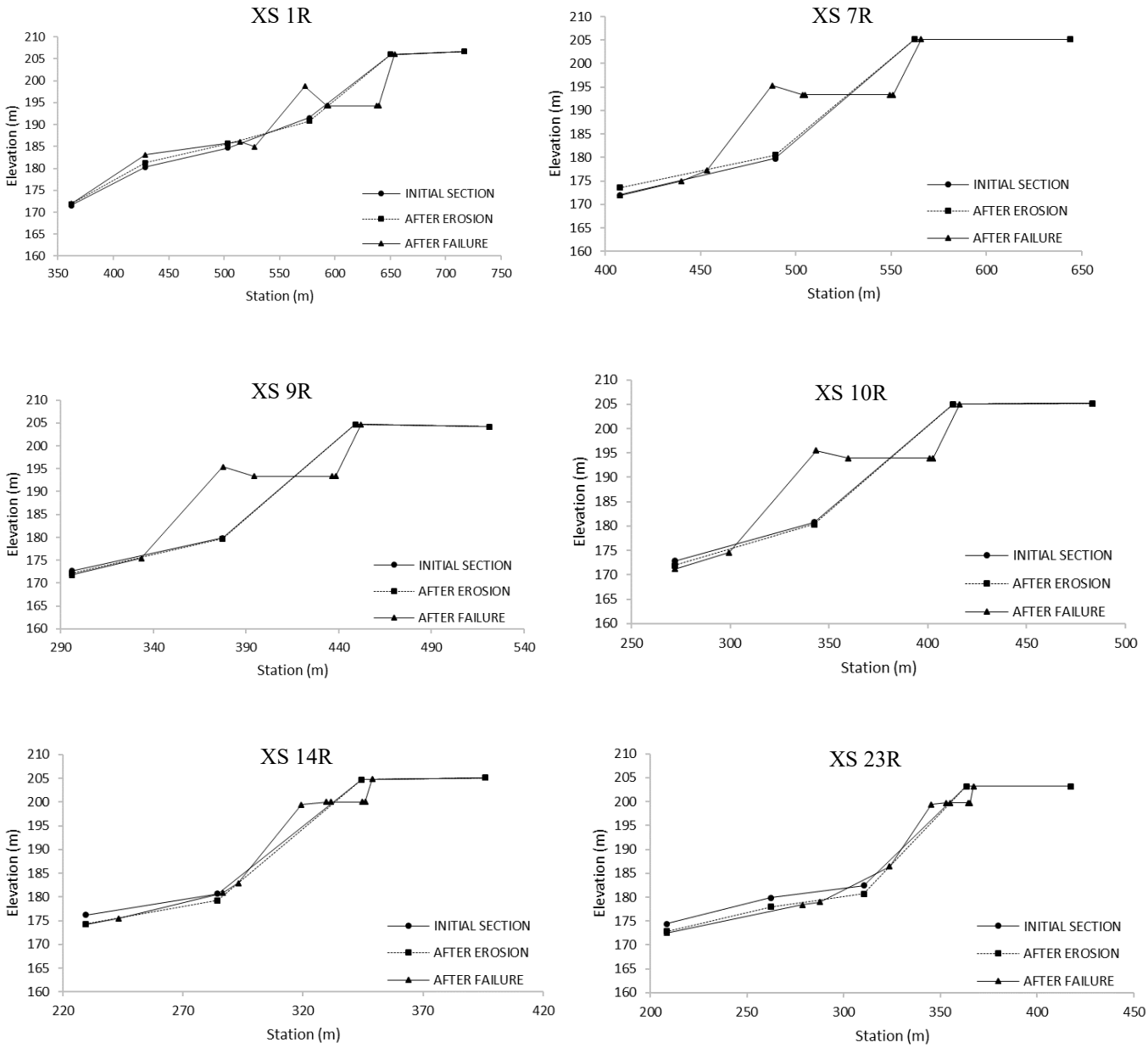


Figure 4-10: The initial and final bank profiles for selected right riverbanks.

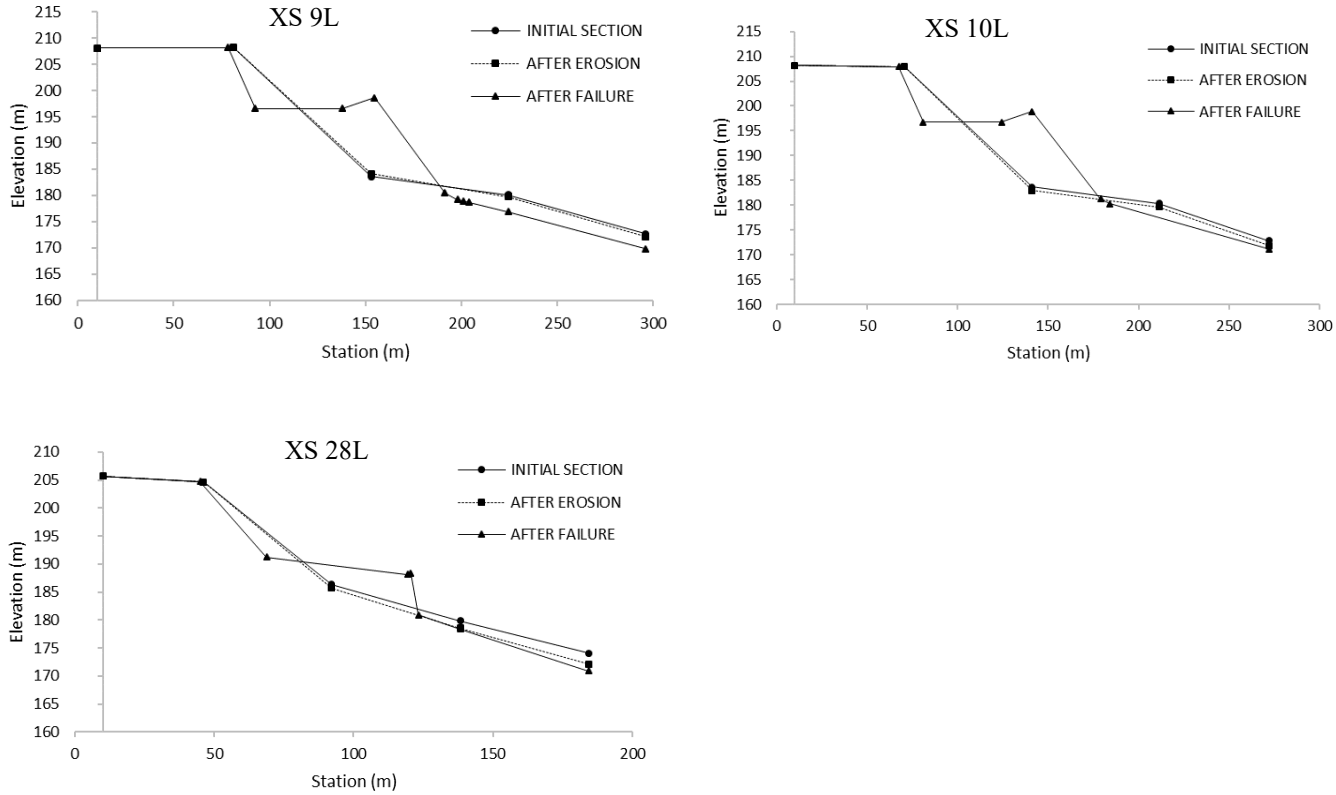


Figure 4-11: The initial and final bank profiles for selected left riverbanks.

These results show that bank failures are mostly observed alongside the bend and in the upstream section above it, where banks are high and steep. The bank retreat process was particularly significant within the river bend, which reveals a bank retreat up to 6 m for cross-sections 13 to 16, particularly on the right bank section (Figure 4-13). This can most likely be attributed to the optimal combination of slope and flow, to similarities in bank geometry and to the relatively narrower cross-sections in that area. In fact, fluvial erosion seems to have contributed more to steepening the bank profiles upstream, making them susceptible to geotechnical failures. Downstream, bank failures were almost absent, flow velocity and shear stress were smaller, bank heights and slopes were lower, and the channel morphological changes were then exclusively dominated by fluvial erosion.

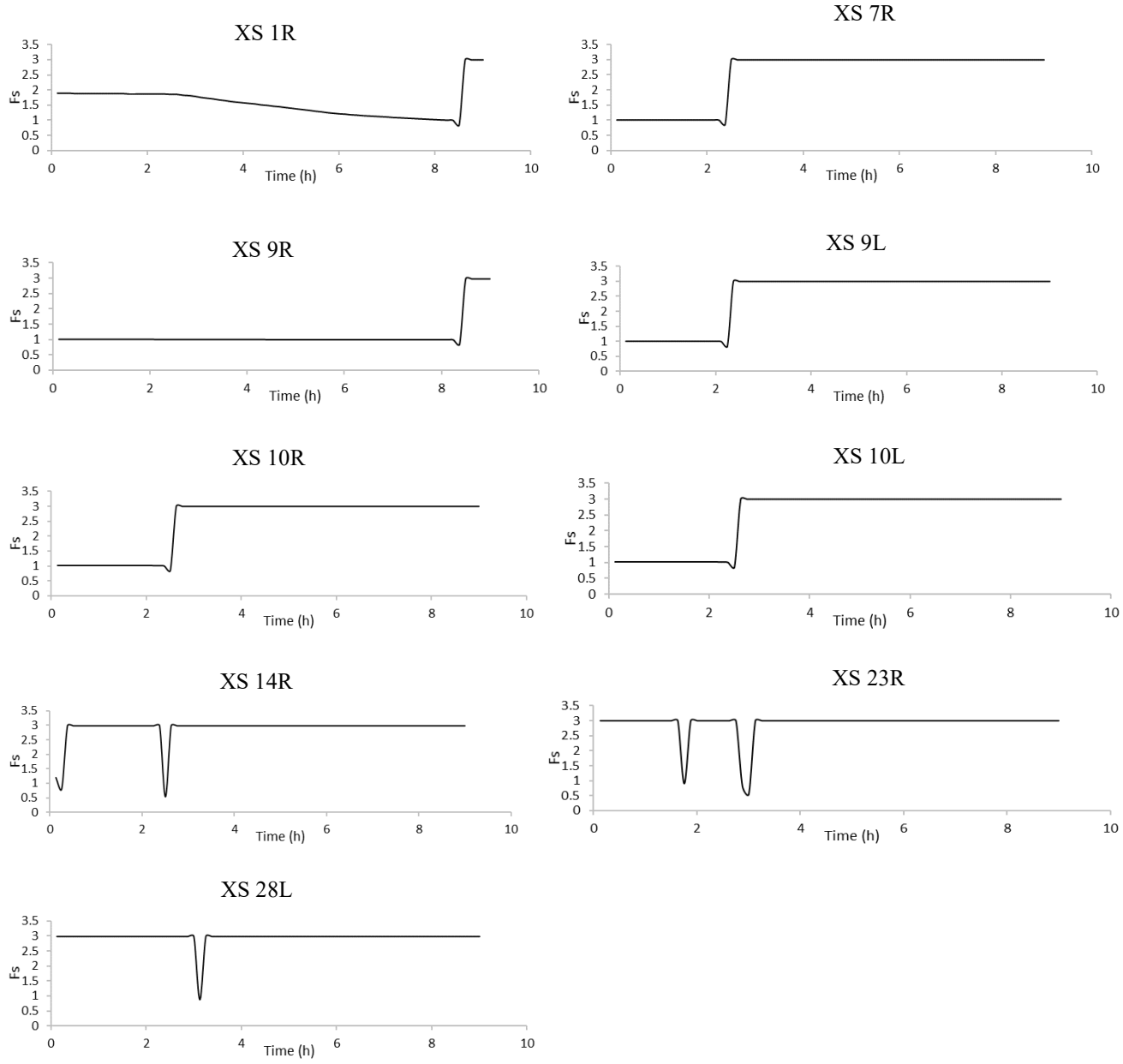


Figure 4-12: The evolution of the factor of safety during the simulation period for the selected right and left riverbanks.

Moreover, the erosion of the channel bed is noticeably stronger when exhibiting the bank failure process, especially for the first cross-sections (7R, 9L, and 9R) (hereafter denoting L for the left bank and R for the right bank) and along the bend (10L, 10R and 14R). The failed bank-

deposited materials downslope seem to serve as temporary protection from the fluvial erosion but make the cross-sections narrower and the slopes steeper, which increase the speed of the flowing water and the channel bed erosion rate. Furthermore, this rate appears to be related to the timing of the mass failure. In fact, the channel bed zone of the transects where the banks were predicted to fail early have been eroded more (9R, 14R, 23R and 28L) compared to those that failed later (1R and 9R) where the simulated bed deepening is approximately the same when considering the fluvial erosion only. This may be justified because the bank predicted to fail earlier becomes much more stable over the rest of the simulation period, which makes the channel narrower for a long period. Indeed, after the first bank failure, we hypothesize that bank stability will be evaluated with undrained conditions, which enhance the geotechnical stability of the bank. In addition, as stated above, the protection afforded by the failed materials further increases their stability, as the failed materials have to be removed first by fluvial erosion. Together, these findings explain the slightly higher channel bed erosion rate for banks predicted to fail earlier compared to those that failed later.

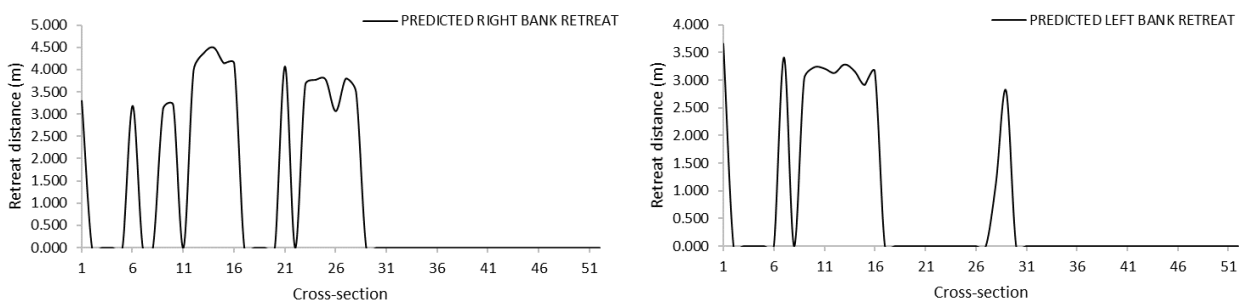


Figure 4-13 : The predicted net bank retreat distances for all the predefined cross-sections.

Furthermore, after the bank failure, we note that the bank geometry was reshaped, and the failed blocks were redistributed along the cross-section. The redistribution of the eroded materials is clearly visible for the banks that failed later (1R and 9R) since the fluvial erosion did not consume all the material deposits. However, the volume of the failed bank materials is seen to be reduced for banks that failed earlier (14R, 23R). In addition, the slump blocks have been redistributed all around the neighboring transects considering the failure cone shape assumption established in the process of this study. Figure 4-14 shows the bank geometry profile of the cross-

sections neighboring the failed bank at cross-section 10, where the bed elevations of the mesh nodes were displaced to account for the newly defined bank profile.

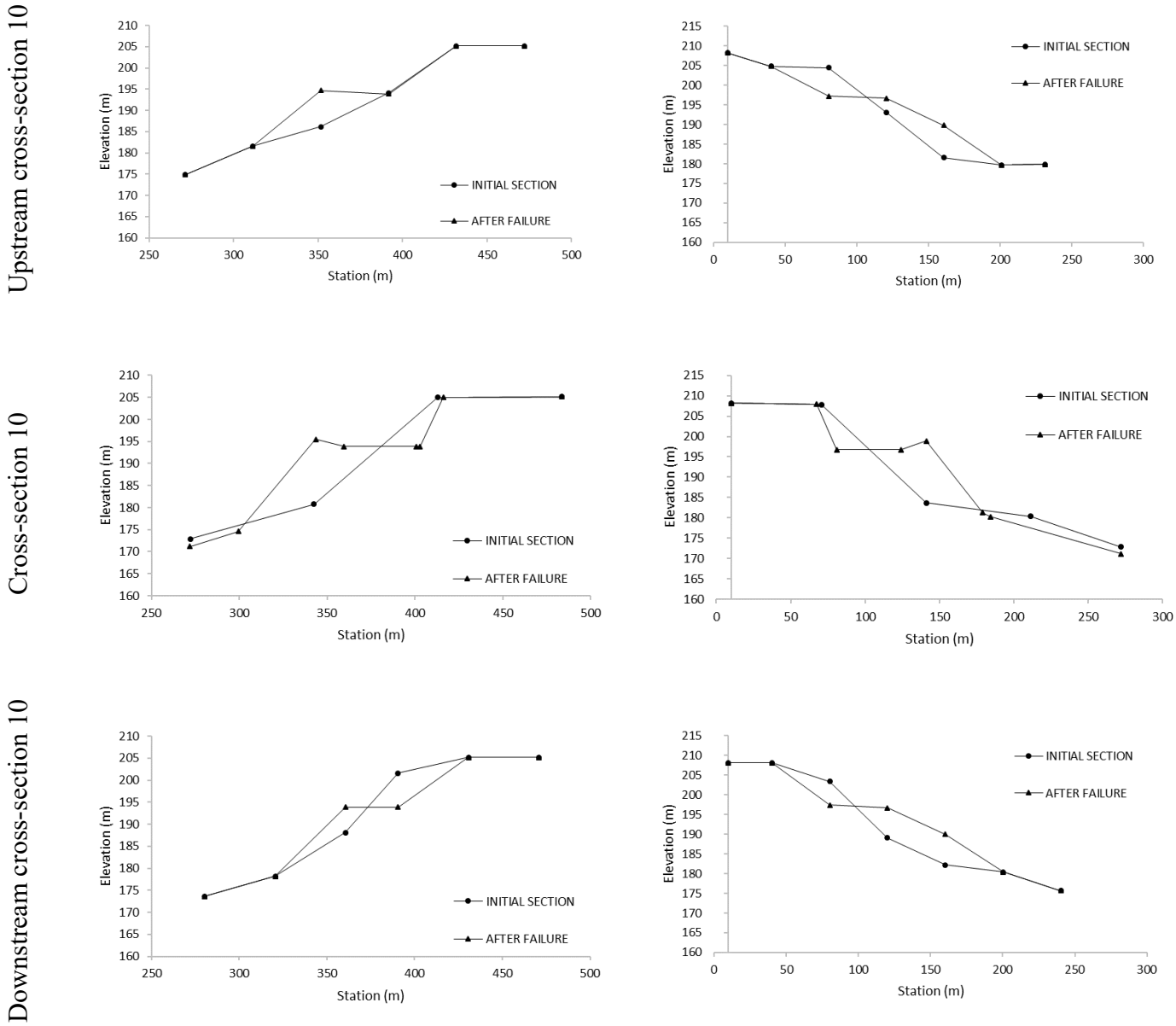


Figure 4-14 : The left and right bank profiles for cross-sections upstream and downstream cross-section 10.

4.6.1 Sensitivity to the BISHOP time step

Sensitivity analysis was completed to determine the impact of the geotechnical stability analysis time step on the bank failure prediction and retreating distances. Simulations with different time steps were run using 0.0625, 0.125, 0.25 and 0.5 h. The selected time steps are all divisors of the simulation total time (9 hours) to ensure having the necessary runs to reach it. Hence, the simulation was run 144, 72, 36 and 18 times for each time step. By doing so, we reasonably hypothesize that the closer the BISHOP time step is to the SRH-2D time step, the more we are certain to capture all the potential riverbank failures.

Figure 4-15 shows the retreating bank distances for the right and left top bank lines for different geotechnical time steps. Table 4-2 lists only riverbanks that were predicted to fail for certain time steps but not for others. As expected, more banks were predicted to fail while decreasing the BISHOP time step. In fact, the right bank at cross-section 7 and the left bank at cross-section 28 were predicted to fail for both time steps 0.0625 and 0.125 h but not for the highest time steps. Three and even four bank failures were missed for time steps of 0.25 and 0.5 h; the flow conditions have perhaps changed, and the banks are no longer unstable. However, we note that the left bank at cross-section 9 was predicted to fail when considering time step 0.125 but not time step 0.0625. This can be attributed to the BISHOP order of accuracy. Figure 4-16 shows that the factor of safety was very close to unity; to three decimal places, the bank was considered, though, stable.

Table 4-2: Riverbanks predicted to fail for different geotechnical time steps.

BISHOP's time step(h)	Expected failures	Unexpected failures
0.0625	1R,7R, 28L	9L
0.125	1R,7R, 9L, 28L	-
0.25	1R	7R, 9L, 28L
0.5	-	1R, 7R, 9L, 28L

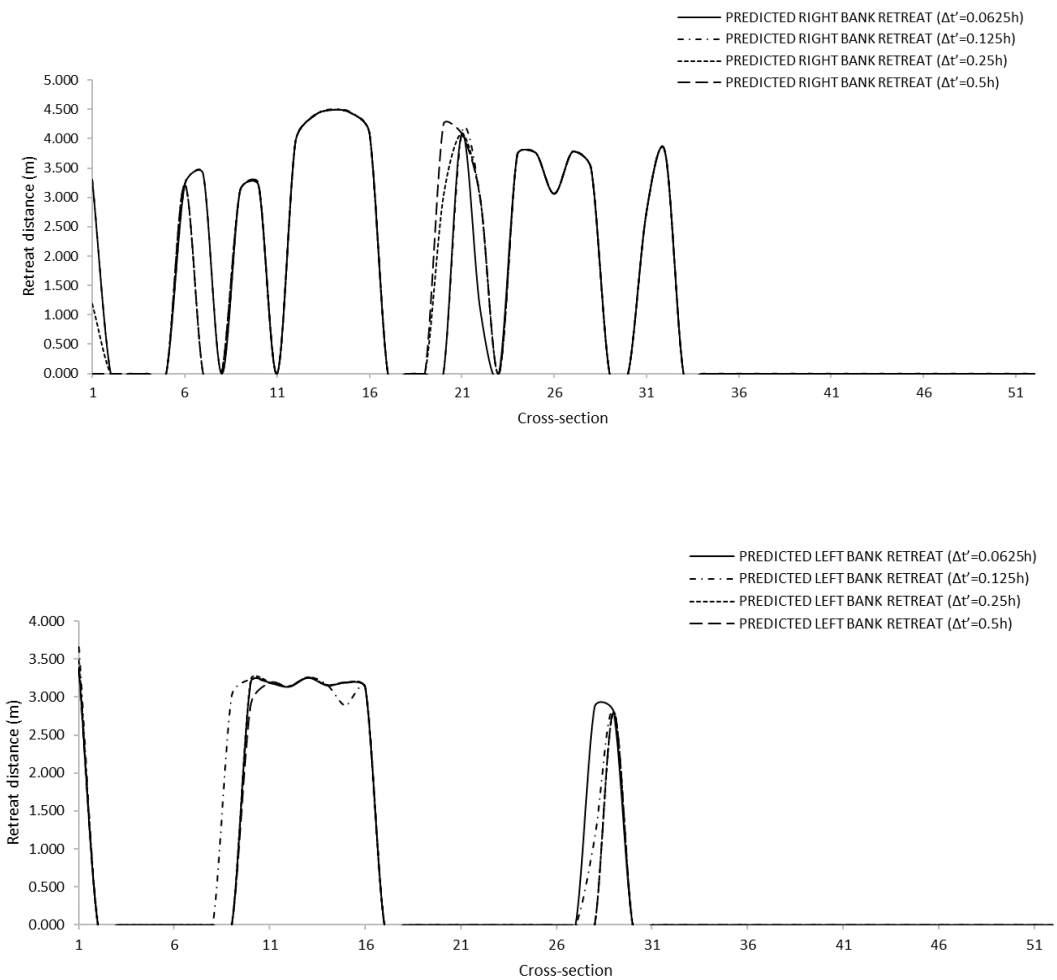


Figure 4-15 : The net bank retreat sensitivity to the BISHOP time step for the right and the left riverbanks.

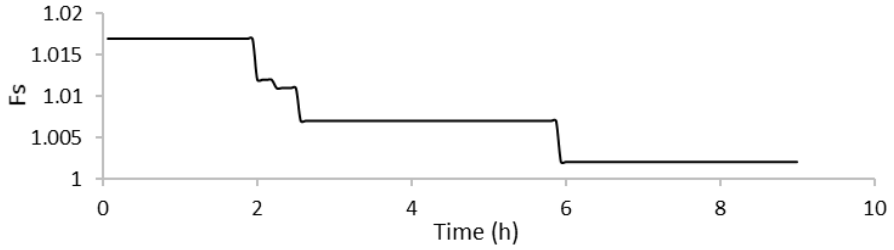


Figure 4-16 : The evolution of the factor of safety of the right bank at cross-section 9.

Moreover, the timing of bank failure seems to be accurately predicted using small time steps. Figure 4-17 shows the evolution of the factor of safety at the left bank of cross-section 10 considering the four configurations. The failure occurs 2.375 hours from the start of the simulation when using time steps of 0.0625 and 0.125 h. However, the riverbank was predicted to fail later for the two other time steps (almost one hour later). This can most likely be justified by the subsequent failures along the directly neighboring transects of the channel bank. In fact, the left bank of transect 9 was predicted to fail 2 hours after the simulation begins when using 0.0625 and 0.125 time steps but not for the highest time steps. This probably impacted the 10L bank failure time when using 0.25- and 0.5 time steps, as the channel bank form in that area was different. Although the 10L bank profile was slightly the same for the four different time steps (not shown), the difference between the timings was insignificant compared to the total remaining time of the simulation.

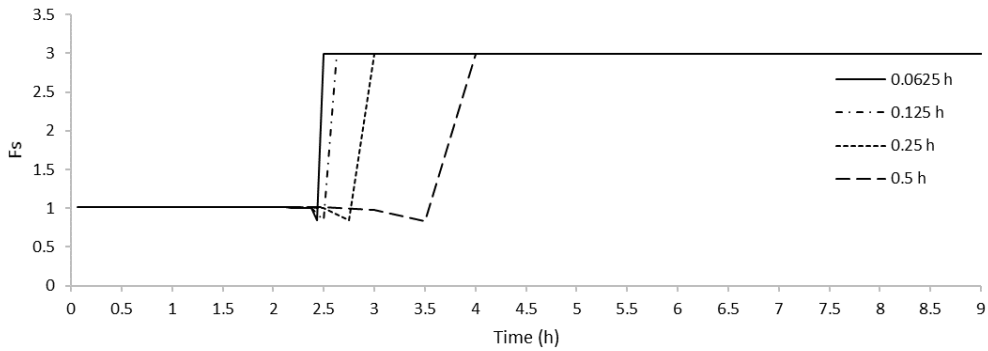


Figure 4-17 : The evolution of the factor of safety of the right bank at cross-section 10 considering four different geotechnical time steps.

Overall, despite the timing issues highlighted above, we notice that the predicted bank retreat area and the retreating bank distances were considerably close for the small time steps (Figure 4-15). The model was nevertheless capable of capturing the potential troubling spots without regard to the chosen time step. We recommend, however, using small time steps to improve predictions of the retreat location with respect to the computational cost of the simulation.

4.7 Discussion

Despite the overall success in predicting the bank retreat and redistributing the removed unstable failure blocks, some aspects of the study need more attention. First, the predicted bank retreat depends on the mesh size considered. With the current mesh, the bank zone is badly represented, an average of ten lateral nodes define the transects, which unsatisfactorily capture the bank face geometry and would yield to a scarce bank retreating prediction. Second, after bank failure, only a few neighboring cross-sections were reshaped to account for the newly defined bank profile, perhaps because of the cone interior angle and again the mesh density. Indeed, we used a relatively coarser mesh, and few elements were affected. The mesh was locally refined at cross-section 10 to take account of the newly reshaped bank profile; further mesh refinement may allow defining the sliding area accurately but increases the study computational cost and may induce model divergence, as the mesh representing the failed banks might be distorted considerably. The cone interior angle considered could affect the extent of the sliding area, especially for a much-refined mesh. The angle of 60° was set as an assumption in the present study, a sensitivity analysis might be conducted to evaluate the influence of the angle, but it is outside the scope of this research. Third, after bank failure, the REDISSED (T Mahdi, 2004) submodel reshapes the bank profile as described in detail earlier, although the submodel adds some supplementary points to correctly represent the geometry of the bank face toward ensuring mass conservation. However, the elevation of those additional points will be used to shift the mesh node elevations using a simple linear interpolation method, which may induce loss of precision. Higher-order interpolation functions could potentially yield better accuracy but were abandoned during the study since it would be reasonable and suitable to combine the functions with a much finer mesh. Fourth, the fluvial erosion rate before and after the bank failure was considered the same, which might be incorrect as the critical shear stress of the materials differs, but this was also an assumption that we have made in the present research, which seems to be acceptable since it does not affect the objectives of the study. Finally, the pore pressure ratio was considered constant for all the banks, which might influence the bank failure prediction since cohesive banks are more susceptible to failure during rapid-drawdown, high-flow events (Alonso & Pinyol, 2016). The constant pore pressure ratio was again an assumption that we considered in the present study and might be a subarea for future improvement.

Streambank erosion modeling of the river reach extending from the Première Chute Dam to Lake Témiscamingue along the Outaouais River was very challenging. The reach longitudinal length was approximately 7 km, the banks are very tall and steep, and landslides along this river reach are the predominant existing risk. Simulation of the river reach evolution was conducted considering a dam break scenario that requires a frequent decrease in the hydraulic time step to ensure model convergence. Notwithstanding those difficulties, up to 100 m of bank retreat was predicted at several riverbanks (Figure 4-13), and almost 20 cross-sections were reshaped using the developed coupling procedure. Typical results demonstrating the effectiveness of the developed methodology were presented in the study. Importantly, the model allows the automatic prediction of bank retreat due to both fluvial erosion and geotechnical failure in long-reach-scale modeling systems using a 2D mesh in a simple and easy-to-use manner. Without survey data, the model is valid primarily for the identification of potential trouble spots for streams without necessarily requiring various input parameters.

4.8 Conclusion

In this paper, a new platform coupling a 2D mobile-bed modeling software, SRH-2D, a rotational failure analysis model, BISHOP, and a bank failure sediment-redistribution submodel, REDISSED, was developed. The major contributions are the redistribution of the slump blocks produced by riverbank mass failures onto the 2D mesh while conserving the mass; automation of the data exchanges between the different models, which makes the simulation less tedious; and finally, the robustness and ease of use of the model, which makes it applicable to practical stream events.

The developed coupling procedure has been applied to simulate the channel morphology of the Outaouais River at Notre-Dame-Du Nord; considering the complexities of the study site and the shortage of geotechnical and survey data, all four established objectives were nonetheless attained. The coupling approach showed encouraging results; up to 100 m of bank retreat was predicted, and the bank faces of over 20 cross-sections were renewed. However, the study can be further enhanced. In this field application, it has been noted that redistribution of unstable blocks is done merely along the failed banks, yet the bed elevations of only a few nodes of the neighboring cross-sections were updated. The study can accordingly be improved by integrating a more accurate submodel capable of evaluating the extent of the slumped area based on the real

topography and soil properties, which could be an interesting area of future research. Moreover, given the influence of pore pressure on the factor of safety (Casagli et al., 1999) , it would be beneficial to improve the BISHOP model by coupling it to a hydrogeological model giving the distribution of interstitial pressure in the soil instead of fixing a constant pore pressure ratio for all the riverbanks during the simulation period. Finally, nonfluvial processes such as seepage or rainfall events were not included in this study. Those processes could also impact the streambank erosion predictions; the fluvial process-based models alone are insufficient. Modeling those nonfluvial processes is another avenue for future research.

4.9 Acknowledgment

This research was supported in part by a National Science and Engineering Research Council (NSERC) Grant and *Hydro-Quebec.*

CHAPITRE 5 ARTICLE 2: COMPARISON OF STREAMBANK RETREAT PREDICTIONS USING 1D AND 2D FLUVIAL MODELS COUPLED TO A BANK-STABILITY MODEL

Ouchebri, Ismail; Mahdi, Tew-Fik

(Cet article a été soumis au CJCE Canadian Journal of Civil Engineering, le 19 juillet 2019.)

5.1 Abstract

Streambank erosion is a key process in fluvial dynamics. It affects the sedimentary load of rivers and controls their lateral evolution. Bank retreat often combines both fluvial erosion and mass wasting. Recently, researchers have developed bank-retreat models capable of simulating hydraulic erosion and predicting the stability and failure geometry of eroding riverbanks simultaneously. This paper aims to compare two of those coupling models by applying them to a cohesive homogenous bank-failure process using the limit equilibrium slope-stability model BISHOP paired first with the one-dimensional hydrosedimentology model GSTARS-1D and second with the two-dimensional depth-averaged hydrodynamic, sediment-transport and mobile-bed model SRH-2D. The study was applied during the analysis of the evolution of a river reach downstream of a dam break scenario and showcases that the use of two-dimensional models reasonably improves streambank predictions over the one-dimensional models when applied to natural meander bends.

5.2 Introduction

Streambank erosion is a combination of several complex and cyclical processes involving, most importantly, fluvial erosion and geotechnical failures. In recent decades, researchers have attempted to understand and characterize bank erosion mechanisms by putting forward both hydraulic and geotechnical knowledge to properly examine river morphological adjustments. Hence, to account for vertical channel bed changes and lateral bank retreat, authors couple hydrodynamic and bed-evolution models with bank erosion submodels. The literature review treating the coupling models was reported by several authors. For instance, (ASCE Task Committee on Hydraulics, 1998) made an inventory of the vertical and lateral models that existed

before 1997; the inventory was later updated by (Rinaldi & Darby, 2007) to include seepage modeling as a nonfluvial process. Recently, (Motta et al., 2012) listed a review of models that linearized the 2D mass and momentum equations; (Lai, 2015; Lai, Greimann, & Simon, 2013) added a review of most process-based models.

The morphological evolution of rivers combines two bounded mechanisms that strongly interact with one another: flow-induced erosion and mass wasting. Simulation of both processes requires a vertical mobile bed model capable of providing reliable bank fluvial variables used by the geotechnical slope-stability model. Authors combined both one-dimensional (1D) or two-dimensional (2D) flow and mobile-bed models to the talus slope-stability models. One of the early attempts was probably (T Mahdi & Marche, 2003) who developed a numerical platform capable of integrating the in-channel vertical and lateral bank erosion processes by coupling a one-dimensional erosion and sediment transport model GSTARS-1D (CT Yang et al., 1998) with a limit equilibrium bank stability model BISHOP (T Mahdi & Marche, 2003; T Mahdi & Merabtene, 2010). The model has been applied to a reach of the Ha! Ha! River (Quebec, Canada), a tributary of the Saguenay River, for the 1996 “downpour” (T Mahdi & Marche, 2003), and in a provisional mode, to a reach of the Outaouais River at Notre-Dame-Du-Nord (Quebec, Canada) during a dam break scenario (T Mahdi, 2004). However, the GSTARS-1D (CT Yang et al., 1998) empirical model uses simple theory in that the channel geometry adjustments can be vertical or lateral depending on the minimum unit stream power theory (CT Yang, 1976), an approach that seems to be used only for short- to medium-term channel changes (Simon et al., 2007). A few years later, (Langendoen & Simon, 2008) merged an unsteady one-dimensional vertical model CONCEPTS (Langendoen, 2000) with a geotechnical submodel to simulate the bank retreat of the bendway in Goodwin Creek, Mississippi. However, the vertical model was reported to be only valid for mildly curved channels where helical flows can be ignored. Indeed, CONCEPTS (Langendoen, 2000) was unable to predict the increased hydraulic forces acting on the outer bank caused by the helical flow pattern in the bend; the increased shear stresses were represented by a reduction in resistance to erosion of the bank material (Langendoen & Simon, 2008), which then limits the model applicability to only in regions where the phenomena can be neglected (Lai et al., 2012).

The coupling between one-dimensional flow, mobile-bed model and lateral bank retreat models was probably the unique modeling approach to combine the vertical and lateral bank erosion

processes. However, in recent years, researchers have taken advantage of two-dimensional hydrodynamic and mobile-bed numerical models to better understand the interactions between fluvial erosion and mass wasting. In fact, computer models based on three-dimensional governing equations would be able to satisfactorily capture the three-dimensional flow structures induced by the meander morphology; however, they are computationally expensive to be applied to large river systems. Bidimensional models work on depth-integrated variables and are therefore not appropriate to strongly capture the three-dimensional channel networks and especially local phenomena. However, 2D models can provide a valuable general description of river evolution without the pretension of catching localized phenomena. (Langendoen et al., 2016) highlighted the capability of the 2D models to reproduce reach-scale complex river morphology. With this in mind, 2D depth-integrated models are revealed to be suitable and computationally efficient for dealing with large and complex river systems.

(Mosselman, 1998) was one of the earliest researchers to incorporate an excess-height bank concept into a 2D flow model to simulate an equilibrium sediment transport of a single grain size. The simulation, however, was time consuming and presented some numerical errors as the mesh became skewed and generally needed to be rearranged manually. (Mosselman, 1998) attributed errors to the formulation of bank erosion and to the simplicity of the 2D flow model. Mosselman's (1998) bank erosion model was later used with an upgraded 2D depth-averaged flow model RIPA (Darby et al., 2002) but so far did not improve the previous results. However, (Darby et al., 2002) were able to extend Mosselman's (1998) 2D morphological model with a bank failure model. More importantly, researchers included the effects of the failed bank materials generated by mass failure at the toe of the bank. (Nagata et al., 2000) developed a numerical analysis to investigate channel bed and bank deformation in which the basic equations are used in a moving boundary fitted-coordinate system with a new formulation of nonequilibrium sediment transport. The model was used to examine the morphological behavior of experimental channels and yielded promising results in comparison with the observed ones. The model, however, ignores the difference between vertical and lateral erosion processes. (Duan, Wang, & Jia, 2001) developed a bank erosion numerical-empirical model that integrates a 2D depth-averaged hydrodynamic model CCHE2D with a noncohesive bank submodel. The model was tested with flume cases and reported differences between the predicted and observed meandering wavelengths and amplitudes. Following the (Langendoen & Simon, 2008) 1D

approach, (Lai et al., 2012, 2015) advanced simulation of vertical and lateral bank erosion by coupling the 2D depth-averaged mobile-bed model SRH-2D (Lai, 2010) to predict the vertical changes and the deterministic bank-stability and toe-erosion model BSTEM (Simon et al., 2000) to simulate the lateral processes. Satisfactory results were obtained when applied at a bend of the Goodwin Creek, Mississippi. The simulation, however, was time consuming, as bank failure assessment is performed profile by profile at each time step and the retreating bank distances were manually integrated on the mesh, which makes the model less practical for long-scale river systems.

The state of art described here presents some of the recent studies treating the coupling of vertical and lateral bank erosion models. However, few notable exceptions exist where comparison between 1D and 2D mobile-bed and bank-erosion models was emphasized. (Lai et al. 2015) reported that the use of the 2D depth-averaged vertical model incorporated into the lateral model BSTEM (Simon et al., 2000) improved the bank-retreat prediction of the Goodwin Creek bendway over the previous 1D modeling of the same site by (Langendoen & Simon, 2008). This may, in fact, encourage the use of two-dimensional hydraulic models for streambank retreat predictions, particularly since a few model parameters need to be calibrated as stated by the authors. However, Lai's (2015) model was applied for a short reach scale with few riverbanks to test; simulating bank retreat can become tedious and time consuming if applied to long-reach scale modeling with several riverbanks. In addition, (Lai et al. 2015) consider that the bank failure occurred locally along the predefined cross-sections within the 2D mesh. By doing so, the lateral erosion processes are not reproduced correctly in a 2D manner; hence, it cannot be definitively concluded that the two-dimensional vertical model is suitable for streambank predictions without first establishing the right modeling approach. This paper forms part of this perspective and aims to come up with more concluding results by comparing 1D and 2D bank erosion models. The previous flooding scenario results conducted by (T Mahdi, 2004) using the RIVIERE model are compared to those of a newly developed model SRH-2D-BISHOP-REDISSED that fully coupled the flow, sediment transport, bank stability and sediment redistribution models in a continuous dynamic and two-dimensional simulation for the same study site. Our objective is to highlight the ability of the 1D and 2D numerical models to predict the lateral bank erosion caused by fluvial and geotechnical processes.

5.3 Overview of the components of the model

The geotechnical model BISHOP (T Mahdi, 2004; T Mahdi & Merabtene, 2010) was coupled to the 1D hydrosedimentology model GSTARS-1D (CT Yang et al., 1998) and then to the 2D vertical mobile-bed and sediment-transport model SRH-2D (Lai, 2010) to evaluate the river lateral adjustments and demonstrate the extended model. Two similar coupling procedures were used to feed the predicted bank retreat into the river erosion models. In the following, a summary of relevant components of the models is presented; the coupling procedure is briefly described.

5.3.1 Flow, Sediment-Transport and Bed-Evolution models

5.3.1.1 SRH-2D

SRH-2D (Sedimentation and River Hydraulics - Two-Dimensional) is a two-dimensional hydraulic, mobile-bed and sediment-transport model developed by the U.S. Bureau of Reclamation. SRH-2D (Lai, 2010) relies on a system of four equations; three of them (shallow water equations) describe the flow continuity and momentum conservation by depth averaging the Euler equations, assuming that the vertical component of acceleration has a negligible effect on the fluid pressure; the remaining equation, however, expresses the sediment continuity. The model solves the 2D depth-averaged St. Venant equations using the following form:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial hU}{\partial x} + \frac{\partial hV}{\partial x} = e \qquad 5\text{-}1$$

$$\frac{\partial hU}{\partial t} + \frac{\partial hUU}{\partial x} + \frac{\partial hVU}{\partial y} = \frac{\partial hT_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial hT_{xy}}{\partial y} - gh\frac{\partial z}{\partial x} - \frac{\tau_{bx}}{\rho} + T_{xx} + T_{xy} \qquad 5\text{-}2$$

$$\frac{\partial hV}{\partial t} + \frac{\partial hUV}{\partial x} + \frac{\partial hVV}{\partial y} = \frac{\partial hT_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial hT_{yy}}{\partial y} - gh\frac{\partial z}{\partial y} - \frac{\tau_{by}}{\rho} + T_{yx} + T_{yy} \qquad 5\text{-}3$$

In the above, t is time; x and y are horizontal cartesian coordinates; h is water depth; U and V are depth-averaged velocity components in the x and y directions, respectively; e is a source term; g is the gravitational acceleration; z is the water surface elevation; ρ is the mass density; T_{xx}, T_{xy}, T_{yx}, and T_{yy} are the turbulence stresses and τ_{bx}, and τ_{by} are the bed shear stresses calculated using Manning's resistance equation:

$$\begin{pmatrix}\tau_{bx}\\ \tau_{by}\end{pmatrix} = \rho C_f \begin{pmatrix}U\\ V\end{pmatrix}\sqrt{U^2+V^2}\,;\;\; C_f = \frac{gn^2}{h^{\frac{1}{3}}} \qquad 5\text{-}4$$

where n is Manning's roughness coefficient.

Boussinesq's formulations are used to compute the turbulence stresses as follows:

$$T_{xx} = 2(\nu+\nu_t)\frac{\partial U}{\partial x} - \frac{2}{3}k \qquad 5\text{-}5$$

$$T_{xy} = (\nu+\nu_t)\left(\frac{\partial U}{\partial y} - \frac{\partial V}{\partial x}\right) \qquad 5\text{-}6$$

$$T_{yy} = 2(\nu+\nu_t)\frac{\partial V}{\partial y} - \frac{2}{3}k \qquad 5\text{-}7$$

where ν is the kinematic viscosity of water; ν_t is the turbulent eddy viscosity and k is the turbulent kinetic energy.

SRH-2D (Lai, 2010) solves the 3D Navier-Stokes vertically averaged equations with a very robust and stable numerical scheme based on a finite volume discretization. The Gaussian integral is applied to transform the volume integral to flow fluxes on the mesh faces. Readers may refer to (Lai, 2008, 2010) for further technical details concerning numerical implementation.

Furthermore, SRH-2D (Lai, 2010) utilizes the nonuniform and nonequilibrium approach for sediment transport modeling. The nonuniform transport consists of representing the sediments with several sediment size classes where transport of each size is tracked separately. However, nonequilibrium transport refers to the adoption of a full sediment transport equation in which the sediment concentration differs from the sediment transport capacity. This is in stark contrast with the commonly used Exner equation that supposes a reliable instantaneous transfer between the transported loads and the bed materials. The nonequilibrium approach allows the sediment concentration to vary depending on the local flow features.

In short, the SRH-2D model adopts a single sediment transport governing equation with different size classes of sediments, and each sediment size class obeys the following transport equation derived from mass conservation:

$$\frac{\partial hC}{\partial t} + \frac{\partial \cos(\alpha)\, V_t hC}{\partial x} + \frac{\partial \sin(\alpha)\, V_t hC}{\partial y} = S_E \qquad 5\text{-}8$$

where C is the depth-averaged sediment concentration; h is water depth; t is time; x and y are horizontal cartesian coordinates; V_t is the depth-averaged total sediment velocity; α is the angle of sediment transport direction relative to the x-axis and S_E is the sediment exchange term between the transported sediments and those in the active layer. The exchange term, as well, may be expressed as:

$$S_E = \frac{1}{L_{tot}}(q_{tot}{}^* - V_t hC) \qquad 5\text{-}9$$

where $q_{tot}{}^*$ is the equilibrium transport capacity for the total load that can be computed by more than a dozen commonly used sediment transport formulas, and L_{tot} is the adaptation length of the total load defined as:

$$L_{tot} = (1 - f)L_b + f\zeta V_t h/\omega_s \qquad 5\text{-}10$$

where f is the fraction of the suspended sediments in the total load, ζ is the parameter for the rate of suspended load exchange, L_b is the bed load adaptation length and ω_s is the particle fall velocity. The bed load adaptation length refers to the distance for sediments to adjust from the nonequilibrium state to the equilibrium state and is related to scales of sediment transport, bedform and geometry. The suspended sediment coefficient ζ equals 1.0 for net erosion and 0.25 for net deposition. Readers may consult (Lai & Greimann, 2008) for further details concerning the concepts and approaches adopted in SRH-2D (Lai, 2010).

5.3.1.2 GSTARS-1D

The GSTARS (Generalized Sediment Transport model for Alluvial River Simulation) model is a series of computer models developed by the Sedimentation and River Hydraulics Group, U.S. Bureau of Reclamation (CT Yang et al., 1998). GSTARS-1D (CT Yang et al., 1998) used the stream tube concept, which simulates the flow conditions in a semi-two-dimensional manner and the change of channel geometry in a semi-three-dimensional manner. The model uses a conceptual tube whose walls are defined by streamlines. Although no sediment or flow can cross

the stream tube boundaries, which allows simulation of semi-two-dimensional flow conditions even though the hydraulic computations are one-dimensional along a stream tube (C. T. Yang, Molinas, & Song, 1988). GSTARS-1D allows computing quasi-steady flows for which the flood hydrographs are approached by bursts of constant discharge. This permits the use of conceptual stream tubes along the river reach while locally adjusting the existing conditions at some hydraulic transects. In addition, the model handles both subcritical and supercritical flows as well as hydraulic jumps by using both the energy equation and the momentum equation.

Sediment transport and deposition processes are carried out along each stream tube independently for each of the sediment diameters to give a semi-three-dimensional variation of the bed geometry. The basis for sediment routing is the sediment continuity equation, which can be formulated for one-dimensional unsteady flow as follows:

$$\frac{\partial Q_s}{\partial x} + (1-\lambda)\frac{\partial A_d}{\partial t} = q_{slat} \qquad 5\text{-}11$$

where Q_s is the volumetric sediment discharge; λ is the bulk volume of the sediment; A_d is the volume of the bed sediment per unit length and q_{slat} is the lateral sediment inflow.

GSTARS-1D uses several sediment transport formulas to compute sediment transport rates or concentrations. The model allows computing the sediment transport by size fractions, bed sorting and armoring, which could be completed using the equilibrium sediment transport approach, as well as the nonequilibrium method developed by (Han, 1980) and implemented in the model.

One of the key features of GSTARS-1D (CT Yang et al., 1998) is its ability to unlikely vary the shape of the section by changing the channel width during the simulation process. In the case of global erosion, GSTARS-1D (CT Yang et al., 1998) applies the theory of the minimum stream power to determine the optimum channel geometry. The theory states that the river minimizes its stream power depending on the constraints applied to it, which might be geological, hydrological or even man-made. Interested readers may refer to (CT Yang, Simões, Huang, & Greimann, 2005; CT Yang et al., 1998; C. T. Yang et al., 1988) for further technical details.

5.3.1.3 Bank Erosion Submodel

The BISHOP model (T Mahdi, 2004; T Mahdi & Merabtene, 2010) was developed to automate and systematize bank stability analysis to be coupled to hydraulic models. The geotechnical

model iteratively calculates the minimum factor of safety based on Bishop's modified method (Philiponnat & Hubert, 1979) by solving the following implicit equation:

$$FS = \frac{\sum_i^N \left(\frac{(W_i - u_i b_i) \tan \emptyset'_i + c'_i b_i}{\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \frac{\tan \emptyset'_i}{FS}} \right)}{\sum_i^N (W_i \sin \alpha_i)} \qquad 5\text{-}12$$

In the above, FS is the factor of safety, and banks are considered unstable when $FS < 1$, and for any slice i (Figure 5-1), W_i is the weight; b_i is the river width; u_i is the pore water pressure at the bottom of the slice; α_i is the angle between the vertical and the radius R of the circular slip surface; c'_i is the effective cohesion and $\emptyset'_i$is the effective angle of friction. In Figure 5-1, H refers to the horizontal interslice force, and I represents the center of a trial circle of radius R.

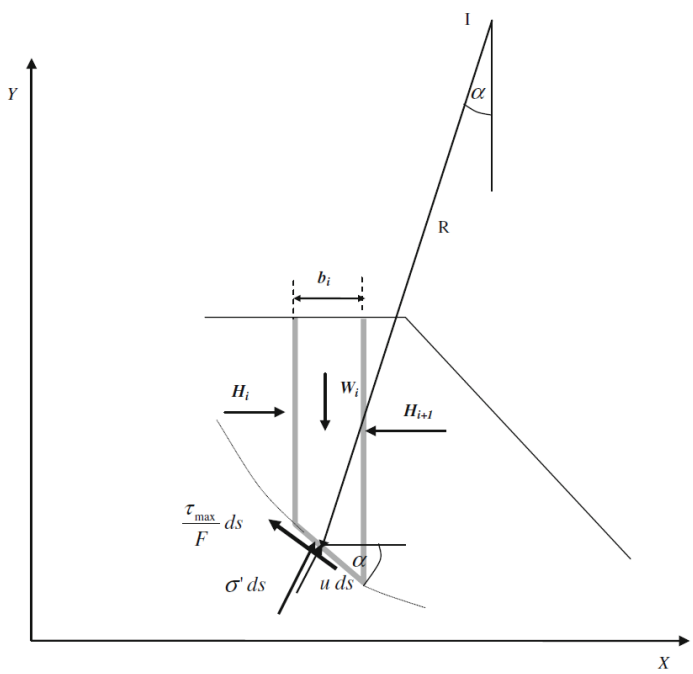


Figure 5-1 : Equilibrium of a soil layer (simplified Bishop method) (Adapted from (T Mahdi, 2004)).

BISHOP isolates the global minimum factor of safety from all the local minima for a given slope. Stability analysis is carried out based on the approach of circular failures; a type of riverbank failure often noticed *in situ* (Philiponnat & Hubert, 1979) and associated with cohesive soils (CR

Thorne, 1982). The BISHOP (T Mahdi & Merabtene, 2010) model can be adjusted when applied to a watercourse submerged by water, taking into account the hydrostatic water pressure by assuming the surface water as a soil layer of unit weight equal to that of water but with no shear strength. Interested readers may refer to (T Mahdi, 2004; T Mahdi & Merabtene, 2010)'s work for further details concerning implemented equations and numerical computations.

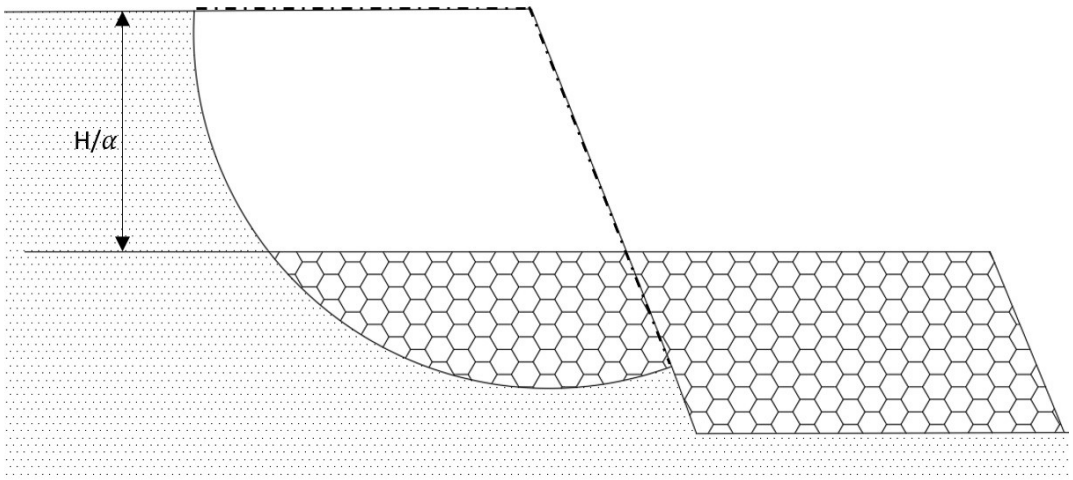


Figure 5-2 : Redistribution of the slump blocks following a circular failure to the channel (Scale-adjusted to display the details) (Adapted from(T Mahdi, 2004)).

REDISSED (T Mahdi, 2004) is the bank material partitioning submodel implemented in BISHOP (T Mahdi, 2004) that allows the establishment of the new bank geometry following river embankment failure based on the observed bank form in the study site (Figure 5-2). REDISSED (T Mahdi, 2004) determines the new bank face geometry by distributing the mass coming from the circular failure; the quantity discharged by it will represent a sedimentary stress at the next hydraulic time step. One of the key features of the model is its ability to conserve the mass while redistributing the derived materials. Furthermore, the model can be updated when applied to another study site by changing the user-defined parameter α considering the failure height H (Figure 5-2). Readers may refer to (T Mahdi, 2004) for further details.

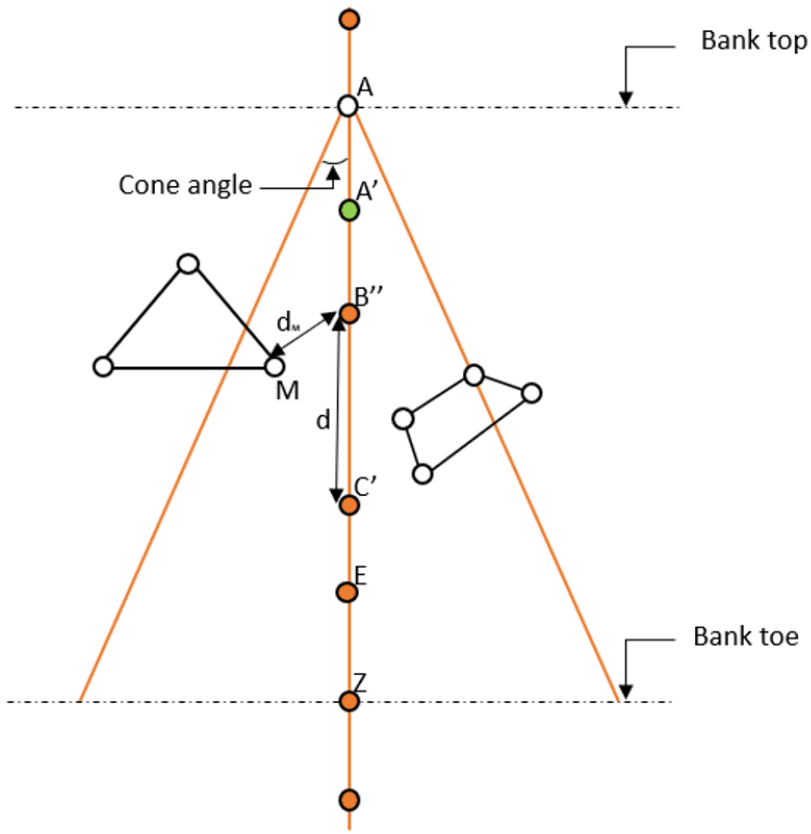


Figure 5-3 : Top view of the extents of the failed area defined within a cone-shaped form. The elevation of mesh nodes located in that area will be updated to account for the newly defined bank profile.

As stated earlier, REDISSED (T Mahdi, 2004) allows redistributing the failed materials along the unstable riverbanks in a one-dimensional manner. Hence, to ensure the fully two-dimensional aspect of the study, the authors considered a sliding bank area in the shape of a right cone with an opening angle defined by the user based on field observations. The mesh nodes located within the failed area (Figure 5-3) will have a vertical displacement to accommodate the new reshaped bank profile. The mesh nodes will be interpolated based on the following equation:

$$Z_M = Z_{B''} + \frac{d_M}{d} \times (Z_{C'} - Z_{B''}) \qquad 5\text{-}13$$

where Z_M is the mesh node elevation obtained by interpolation; $Z_{B''}$ and $Z_{C'}$ are the elevation of the mesh nodes B'' and C', respectively, belonging to the new bank profile; d_M is the distance

from the node B'', the nearest mesh node from node M; and d is the distance between the two mesh nodes B'' and C'.

5.3.2 The coupling procedure

The flowchart depicted in Figure 5-4 summarizes the key steps of the coupling procedure that lead to the predictions. The pairing started by setting the initial hydraulic and geotechnical data supplemented by the test results carried out on some collected samples and choosing the cross-section representing the river reach where the slope stability analysis will be performed.

The mobile bed models SRH-2D (Lai, 2010) and GSTARS-1D (CT Yang et al., 1998) simulate the in-stream fluvial erosion processes and describe how cross-sections evolve over time. Models proceed in their own time until they reach the bank time step Δt when the BISHOP (T Mahdi & Merabtene, 2010) model is activated. In the absence of erosion, simulation continues for the next hydraulic time step. In the case of erosion, at least for one riverbank, the cross-section characteristics and water levels are transferred to the BISHOP (T Mahdi & Merabtene, 2010) model to assess their geotechnical stability to rotational failures.

Riverbank geotechnical stability is evaluated in drained conditions for the first potential slope slide and with undrained conditions afterwards. In fact, after the first failure, the stability analysis will be performed using the shear stress resistance of the undrained materials (Thibault C et al., 2002). This is due to the decrease in interstitial pressure that allows the bank to resist to geometric changes over a certain timespan (Mahdi and Merabtene, 2010).

If the banks are stable, the analysis is advanced for the next time step. Otherwise, the REDISSED (T Mahdi, 2004) model defines a new bank face geometry by redistributing the slump blocks produced by the mass failure along the riverbank. The analysis is subsequently advanced for the next hydraulic time step. The only extra effort with the SRH-2D-BISHOP-REDISSED model is the definition of a cone shape failure area to renew the neighboring cross-sections of the failed bank, as explained above. However, that area is nonexistent when using the RIVIERE (T Mahdi, 2004) model because bank erosion only occurs locally at each cross-section. Interested readers may refer to (T Mahdi, 2007; T Mahdi & Marche, 2003)‘s work for further details concerning the different stages of the coupling procedures.

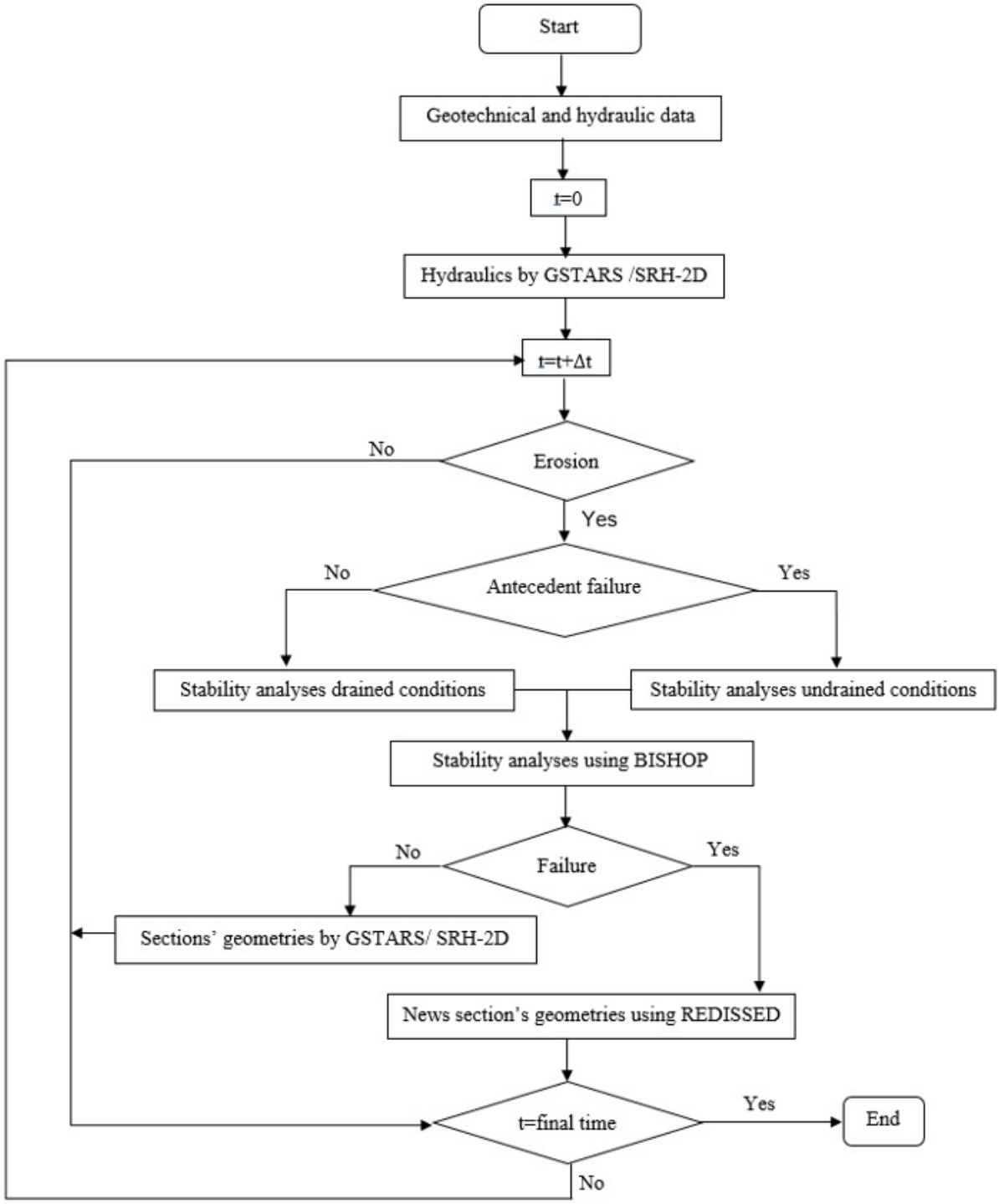


Figure 5-4 : Detailed analysis methodology (Adapted from (T Mahdi, 2007)).

5.4 Field evaluation: case study of the Outaouais River

The presented models have been used to define the bank retreating area associated with the surge wave following a dam-break. The river reach from "Première Chute" Dam to "Lake Témiscamingue" along the Outaouais River at "Notre-Dame-du-Nord" (Figure 5-5) was designated as a demonstration site. The bank materials composed of fine-grained cohesive sediments associated with steep slopes make this river reach an ideal case study.

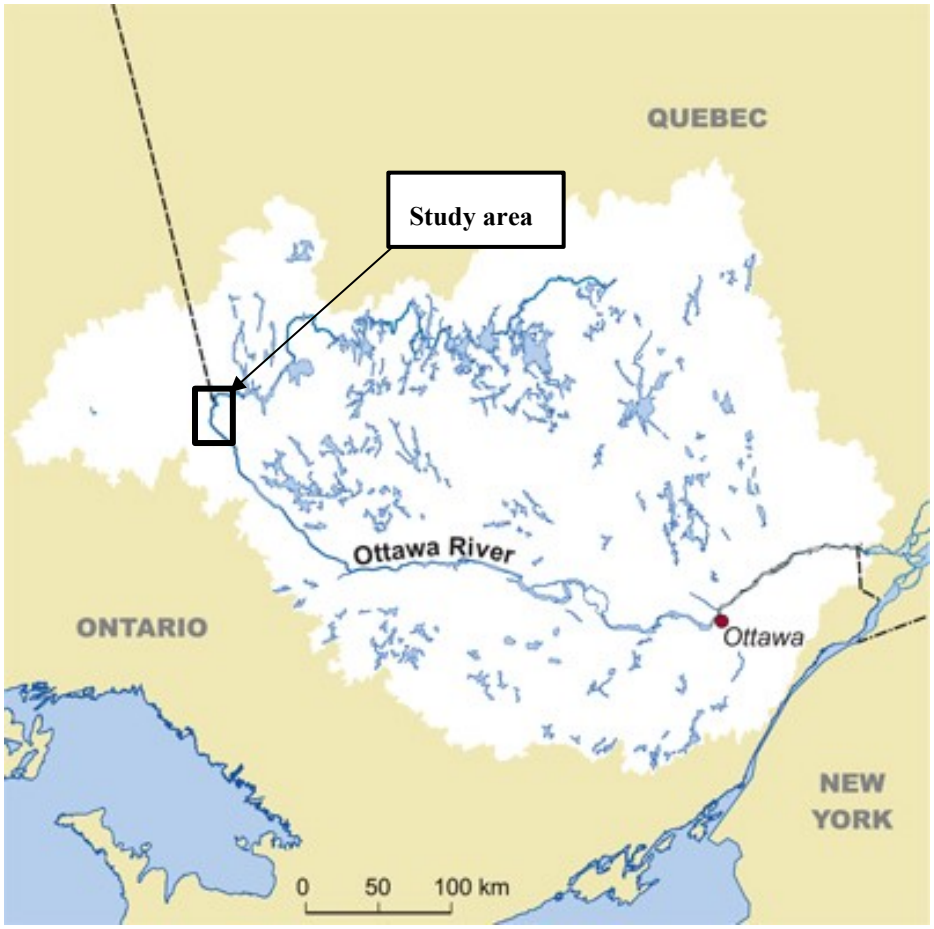


Figure 5-5 : The Ottawa River and the domain area (WWF, 2019).

5.4.1 Site description

The dam Première Chute is the last reservoir built on the "Outaouais supérieure" upstream of the river discharge into lake Témiscamingue. The Outaouais River is almost seven kilometers long from the dam outlet to the lake Témiscamingue entrance. Immediately upon the dam exit, where the flow is in a westerly direction, the river veers to north before shifting southwesterly in the lake along a steady curve. The river flows through a board trench just after the dam exit and one can currently observe an island composed of loose rock and debris. Then, the river narrows progressively and retains almost the same width until the Notre-Dame-du-Nord Bridge at 3.3 km from the dam. Finally, the river widens toward the lake mouth at the junction of "la Pointe Miller".

5.4.2 The soil characteristics and riverbank topography

The river flows across a zone of clay deposits that are left behind after the glaciers receded. Both riverbanks and flow ridges are subsequently made of clay with the presence, in certain areas, of sand layers of a thickness between 0.5 and 1.5 m. Drilling also indicates the presence of a granular soil layer several meters thick beneath the clay. Summary of the results from laboratory and field tests are listed in Table 5-1 .It can be seen that the clay presents low values of shear stress strength and then appears to be sensitive to remolding; however, the values are not low enough to liquefy and produce a quick clay.

Table 5-1: Geotechnical data.

Parameters	Sand	Clay crust	Unaffected Clay
Amount of water (%)	50	35	50
Plasticity index (PI)		25	~25
Liquidity index (LI)		0,65	~0,8
Unit weight γ' (KN/m^3)	18,5	18,6	17
Shear strength c_u (KPa)	0	50	35 upstream of the XS-15 50 downstream of the XS-15
Effective cohesion c' (KPa)	0	2-6	9
Interior effective friction angle (°)	32	32	32

The riverbank height of the reach varies between 35 m near the dam and 15 m at the "Lake Témiscamingue" entry, which ensures that the water never overflows, even in the case of dam failure. Except for the right bank area next to an old campsite where the banks are almost vertical, the average bank slopes generally range from 20 to 25 degrees. Field observations related to the bank height and average slope were conducted for several sections of the reach on both sides of the river. Generally, the right riverbanks look to be higher than the left ones. Moreover, they seem to be steepest, particularly upstream of the lake entrance, probably due to the erosion effect of the wind-generated waves in the lake.

5.4.3 Flow conditions in the case of a dam failure scenario

The failure of the dam-associated structures or of those located upstream could considerably increase the velocity and water levels in the watercourse. A series of failures in dry weather conditions of the concrete spillway and the earthen embankment at the Rapide des Quinze leading to the spillway break and breaching of dikes at the Rapides des Iles and failure of the Première Chute Dam was considered as the analysis scenario for this study. The dam break generates a maximum discharge of approximately 9,780 m^3/s at the inlet of Lake Témiscamingue (T Mahdi, 2007). The relativity short length and steeply incised reach reduces the flood routing caused by the dam failure.

5.4.4 Model setup

The river reach was modeled by 52 cross-sections regularly spaced by approximately 100 m, as illustrated in (Figure 5-6) The cross-sections were carefully chosen to consider the hydraulic features of the channel, and they represent the field domain as they present the same soil characteristics and riverbank slopes from field observations.

The model inputs for the flow and sediment transport components used in this study consist of the time series discharge corresponding to the dam-failure scenario imposed upstream (Figure 5-7); a hydrograph approximated by a burst of constant discharge and finite duration was used for SRH-2D to line up with the GSTARS approach. A constant surface elevation of 179 m is enforced downstream that corresponds to the water elevation in the lake; a constant Manning's roughness coefficient (n) of 0.040 (d_{50}=160 mm) for the entire reach to represent the bed behaviour, it was estimated based on the field observations; no calibration is needed.

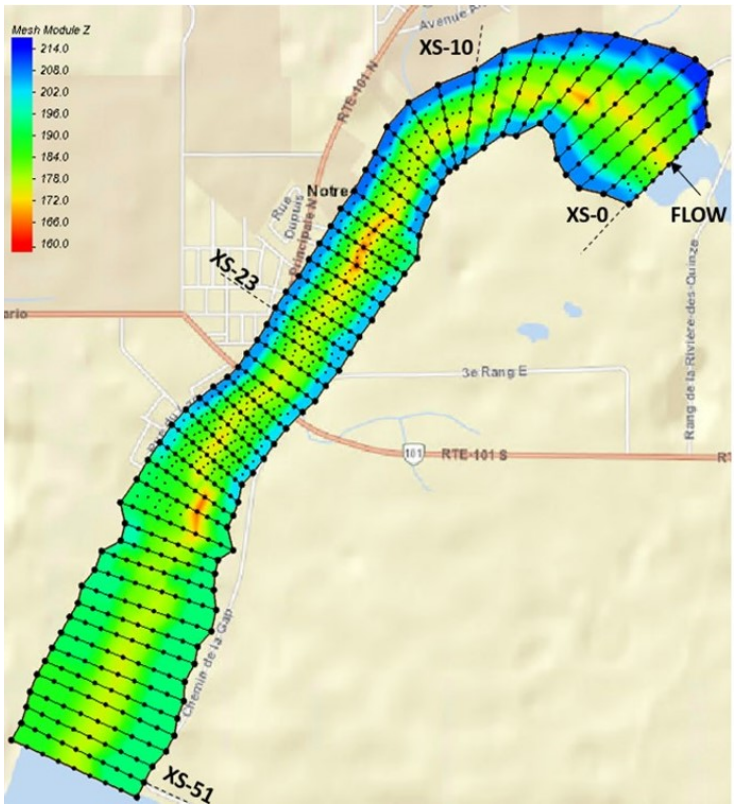


Figure 5-6 : The solution domain, the initial bathymetry for the Outaouais River at Notre-Dame-du-Nord, Quebec.

At each bank, a set of geotechnical properties, supplemented by the test results carried out on some collected samples, were used (Table 5-1). The pore pressure ratio was set to its maximum value r_u= 0.45 (Fredlund & Barbour, 1986) since no information was available.

As mentioned above, a cone-shaped failure block was considered when using the SRH-2D-BSIHOP-REDISSED model to represent the failed zone as in the field. Based on the survey data and since we considered a relatively coarse mesh within SRH-2D, a 60° opening cone angle was assumed in the case of bank failure. Finally, the parameter α in REDISSED was set to 5.5 as suggested by (Thibault C et al., 2002).

The coupling procedure was applied for 9 hours of the flood event. SRH-2D (Lai, 2010) and GSTARS-1D (CT Yang et al., 1998) time steps were set to 5 s, and the stability analysis was carried out each Δt =0.125 hour with the SRH-2D-BSIHOP-REDISSED model and at GSTARS-1D's (CT Yang et al., 1998) hydraulic time step for the RIVIERE (T Mahdi, 2004) model.

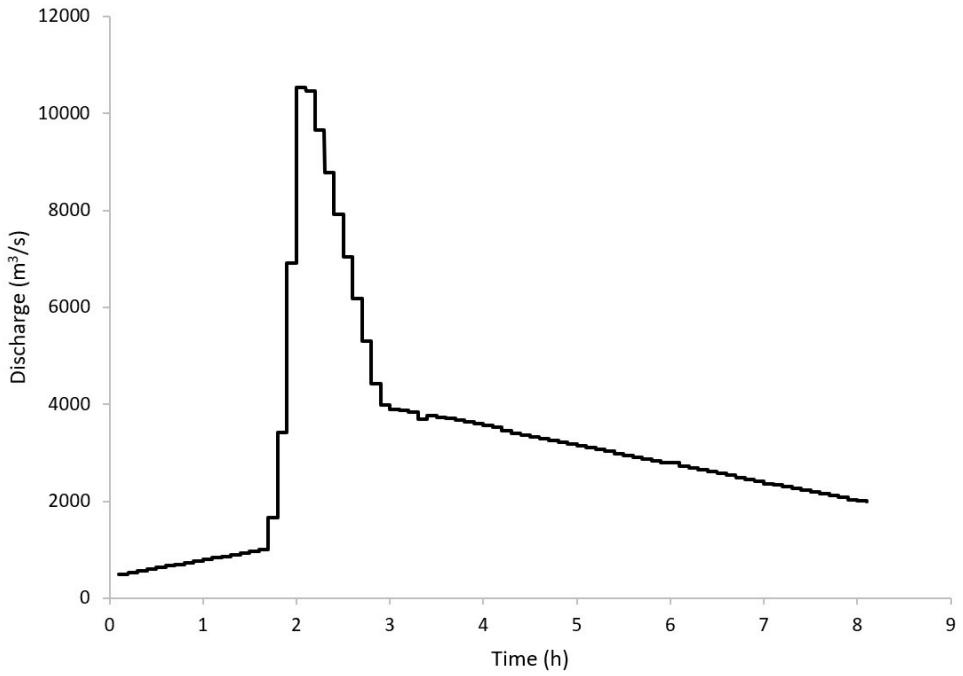


Figure 5-7 : The flood hydrograph at the upstream, representation of the hydrograph by a series of steps with constant discharges and finite duration (Adapted from (T Mahdi & Marche, 2003)).

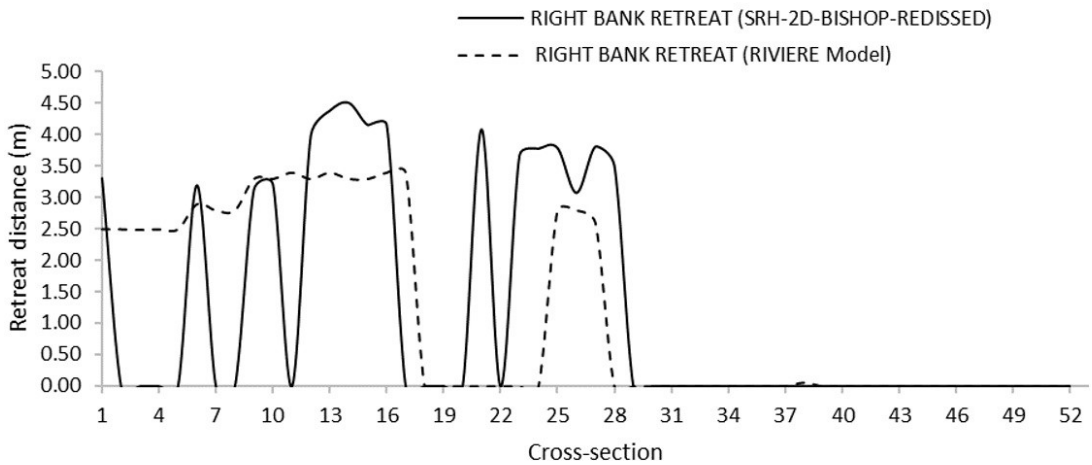
5.5 Results

Riverbank evolution between Première Chute and Lake Témiscamingue was evaluated by both models for the dam-break scenario. Recall that for each time step, GSTARS-1D (CT Yang et al., 1998) and SRH-2D (Lai, 2010) allow monitoring of the evolution of the channel bed and banks triggered by erosion and deposition processes, and the BISHOP (T Mahdi & Merabtene, 2010) model evaluates the geotechnical stability of the banks at each transect and then the REDISSED (T Mahdi, 2004) submodel reshapes the bank profiles in the case of streambank failure. At the end of the simulation, it is possible to establish the retreating bank distances for each cross-section and compute the setback length of the edge of the channel banks.

Figure 5-8 shows the predicted top bank retreat for the right (Figure 5-8a) and the left (Figure 5-8b) riverbanks. On the one hand, bank retreat is mostly predicted in the left bank section when using the RIVIERE (T Mahdi, 2004) model; the retreating distances vary between 2 and 6 m. However, the right bank section remains stable except in the river channel section from the dam to the Notre Dame du Nord, where a bank retreat of up to 3 m was predicted. In contrast, a net bank retreat between 3 and 5 m was predicted by the SRH-2D-BISHOP-REDISSED model for

the same area for both the left and right riverbanks. However, no bank failure was predicted at the lake entrance.

a)



b)

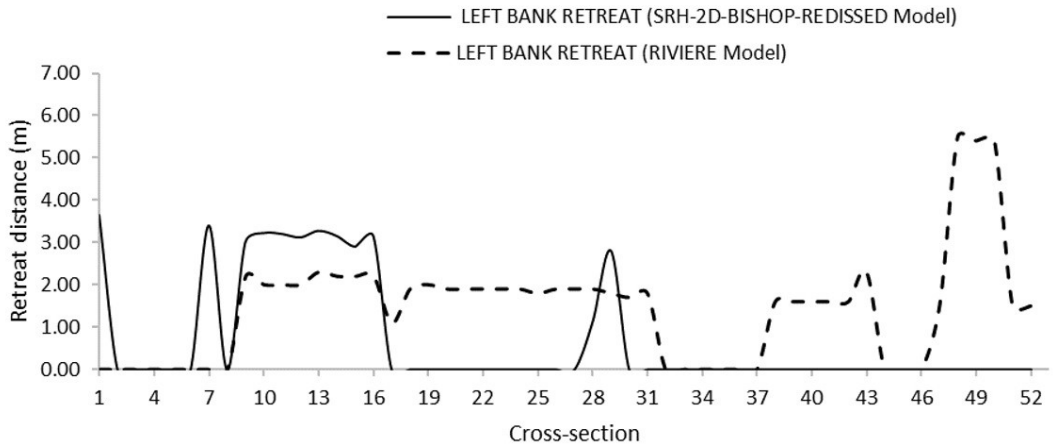


Figure 5-8 : Comparison between (a) the net bank retreat distances of the right bank section and (b) the net bank retreat distances for the left bank section using SRH-2D-BISHOP-REDISSED and RIVIERE models.

The results show that, overall, bank retreat is predicted in the downstream section below the bend as velocity and shear stress are higher than in the section upstream due to narrower cross-sections downstream. The combined vertical and lateral models were capable of identifying potential

landslides, except for the river left section downstream. However, it seems that the predicted bank retreat distances are impacted by the dimensional character of the vertical model. Bank retreat in the upstream section along the bend, and especially the river right, is 28% higher when using the two-dimensional vertical erosion model SRH-2D (Lai, 2010). This is not surprising and can be explained by the redistribution of the main flow and the sediment transport by the secondary flow. In fact, the one-dimensional model GSTARS-1D (CT Yang et al., 1998) does not incorporate corrections for secondary currents and is incapable of predicting the enhanced near-bank shear stress at bends. However, the SRH-2D (Lai, 2010) model seems to be more comfortable in predicting secondary flows. Indeed, Figure 5-9 shows a steep sloping bank near the outer wall (the right bank Figure 5-9a) and a smoothly sloping bank next to the inner wall (the left bank Figure 5-9b), which shows great significance and matches our expectations on how bank profiles should be on the bends.

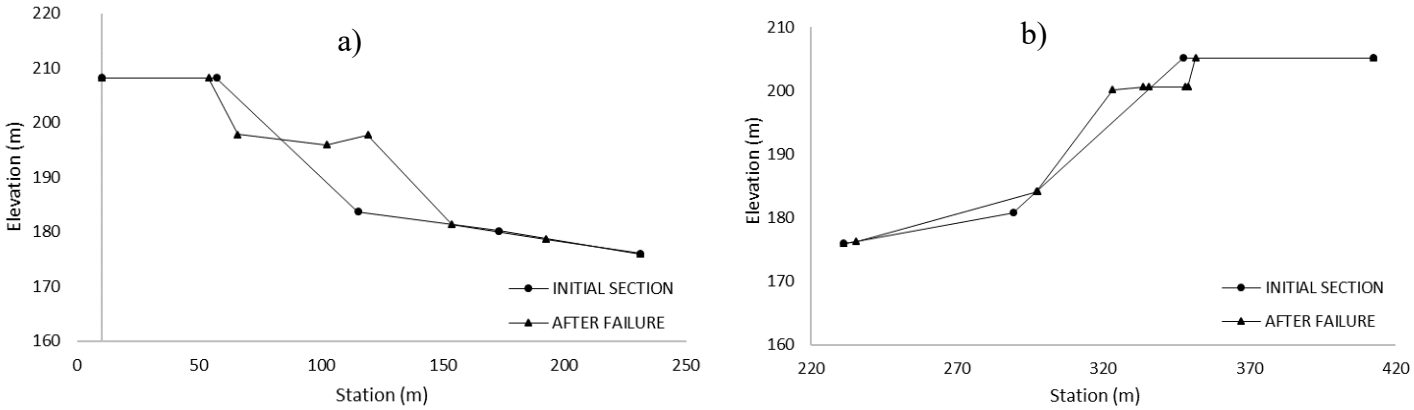


Figure 5-9 : The new bank profiles of the (a) right bank (outer wall) and (b) the left bank (inner wall) at cross-section 13 after the flood event.

As stated earlier, a large mismatch between the predicted bank retreat distances is observed near the downstream boundary. Riverbank failure on the river left is not predicted by the SRH-2D-BISHOP-REDISSED model at all. This is not surprising considering that this river section is subject to moderate fluvial loading with relatively small shear stresses; therefore, riverbanks are expected to be stable. However, there are many reasons for this discrepancy. First, the banks must be made of weaker materials; (T Mahdi, 2004) explained that for sections 47 to 52 on the left river section, banks were predicted to fail before the flood event, and (T Mahdi, 2004) suggested adjusting the effective cohesion and interstitial ratio so the banks become stable as observed in

the field. However, the factor of safety of the riverbank seems to be close to unity even after changes. Second, only four mesh nodes are used to define the bank geometry in the downstream section when applying the RIVIERE (T Mahdi, 2004) model, which is considered insufficient to represent the bank profile details and may cast doubts on the reasonableness of the predicted results. Third, the terrain data of the retreating banks in the main channel are too scarce. The river bathymetry constructed from the cross-section surveys in the 2003 data is probably inaccurate, and the geometry of the banks in that area is slightly the same when using the RIVIERE (T Mahdi, 2004) model. All the banks are predicted to fail with the same retreating distance (1.5 m). Fourth, the presence of numerical errors produced by the GSTARS-1D (CT Yang et al., 1998) model in the metric unit system when reprinting the initial data impacts the bank stability. (T Mahdi, 2009) reported that the cross-section locations are moved by >3 m in some cases, which changes the initial bank geometry and may affect the bank retreat predictions. Fifth, the GSTARS-1D (CT Yang et al., 1998) model does not systematically deepen the section to remove the necessary volume as does SRH-2D (Lai, 2010). The model may adjust the section by widening the cross-section, commanded by the minimization of the total stream power of the reach; this may subsequently influence the bank erosion predictions. Finally, banks predicted to fail are located near the downstream boundary condition, the predicted erosion trend in the area is less accurate.

5.6 Discussion

Overall, both models predict trouble spots, and the agreement is more qualitative than quantitative (Figure 5-10). The 2D vertical model SRH-2D (Lai, 2010) performs reasonably well in capturing the bank retreat over the bend, and the 1D vertical model GSTARS-1D (CT Yang et al., 1998) shows limited consideration of secondary flows and seems to be valid only in regions where the phenomena can be neglected. This study demonstrates that the use of two-dimensional mobile-bed models reasonably improves bank erosion predictions over one-dimensional models when applied to natural channel bends. The predicted results need, however, to be completed by a field investigation. Moreover, it should be noted that the two-dimensional aspect of the study depends greatly on the cone approach. The method allows consideration of the effect of bank failure on the neighboring area in a two-dimensional space, but it is simplest and cannot necessarily be applied for different study sites. We also recognize that our approach is highly

dependent on the mesh size; several bank failures occurred along the cross-section and mesh refining is often needed locally. This makes the study time costly and tedious, especially if the hydraulic time step should be reduced to avoid model divergence. An effort to improve the lateral model by integrating a two-dimensional geotechnical model capable of evaluating bank stability near the selected cross-sections and defining the form of the failed block is of interest to streambank erosion studies.

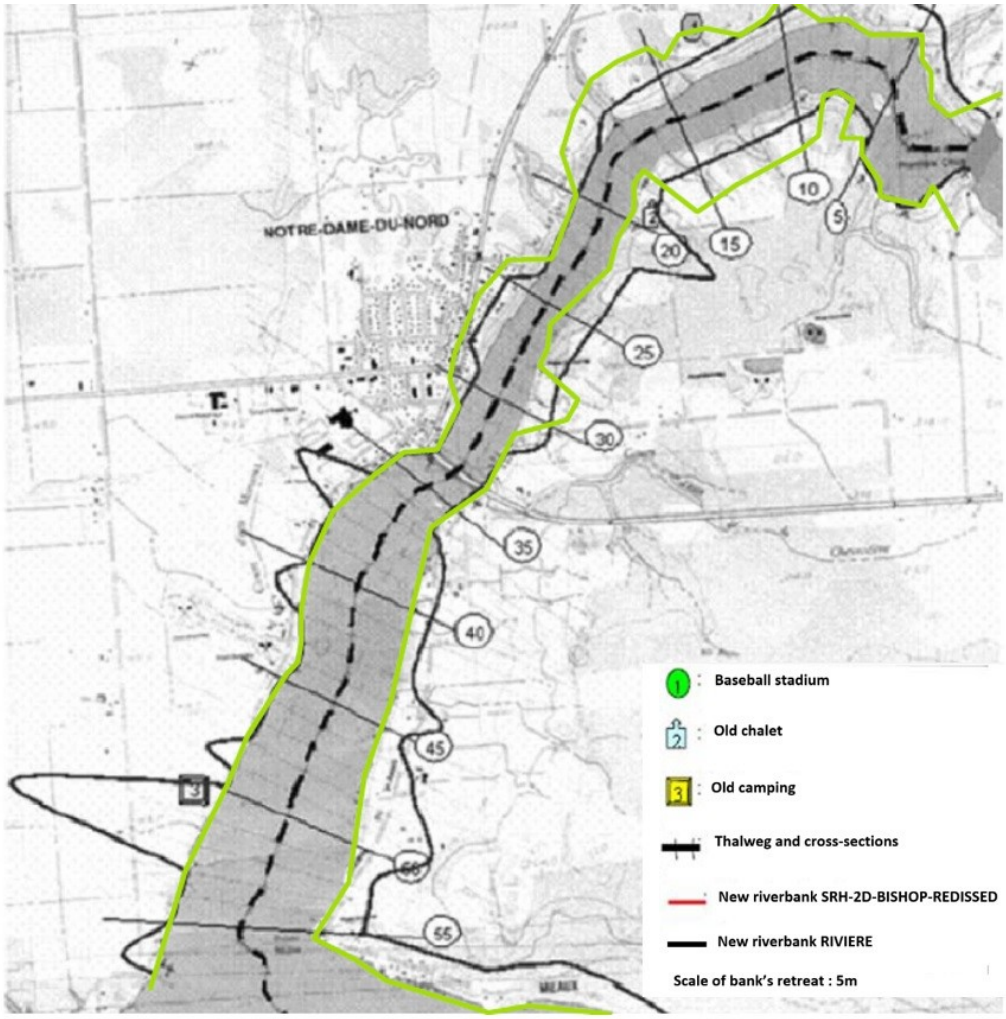


Figure 5-10 : Comparison between the predicted bankline changes after dam break occurrence using SRH-2D-BISHOP-REDISSED and RIVIERE models (retreats are 10 times exaggerated) (Adapted from Mahdi (T Mahdi, 2009)).

Furthermore, streambank erosion prediction seems to be highly dependent on the number of cross-sections. (T Mahdi, 2004) conducted a sensitivity analysis using few cross-sections and explained that this may lead to erroneous prediction of the retreating bank extent. The same conclusion was made when using SRH-2D-BISHOP-REDISSED. Figure 5-11 shows the difference between the net bank retreat when selecting 23 cross-sections instead of 52. Indeed, if we test the scenario with 23 cross-sections, the predicted retreat on the right bank sections 9 to 15 is approximately 4 m. We may consider, by linear interpolation, that the left bank at cross-section 11 will retreat by the same distance. However, Figure 5-8 shows that the riverbank is stable. The same applies for the right bank in section 22.

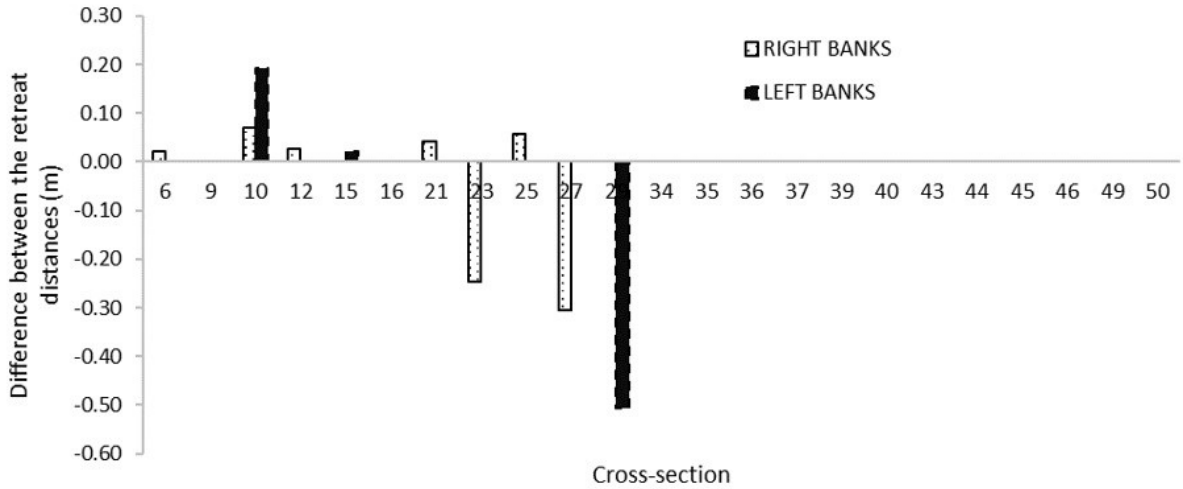


Figure 5-11 : Comparison between the bank retreat distances using 23 and 52 cross-sections.

The seldom agreement between the predicted bank retreat distances for both scenarios is because bank failures occurred at the first time steps and riverbanks were at the limit of stability ($FS \approx 1$). However, the evolution of the security factors is different. Indeed, all cross-sections in the second scenario (23 sections) remain stable after the first failure, which is not the case for the basic scenario as depicted, for example, in Figure 5-12 for the right bank of section 23. Moreover, the evolution of the thalweg is different for both scenarios, as illustrated in (Figure 5-13).

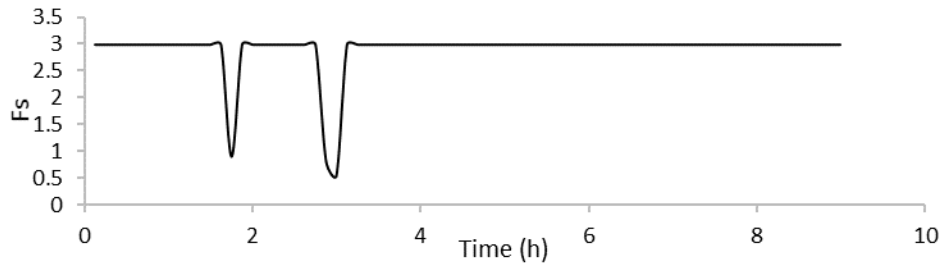


Figure 5-12 : The evolution of the factor of safety of the right bank at cross-section 23.

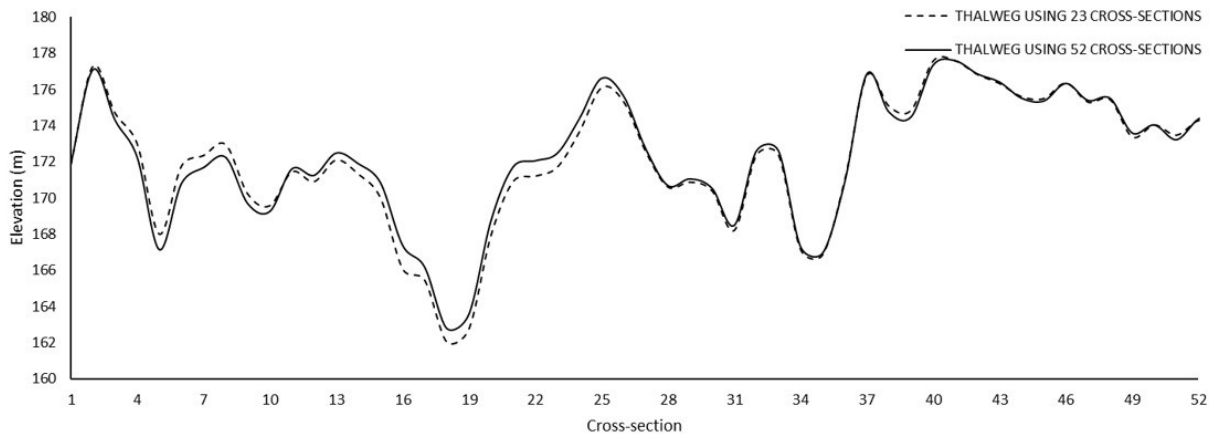


Figure 5-13 : The thalweg after the flooding event for both scenarios.

It is therefore necessary to not oversimplify the geometric definition of the study site by limiting the number of cross-sections. Thus, the choice of the number of cross-sections cannot be made based on the geotechnical characteristics only. We suggest taking account of both the geotechnical and hydraulic representativeness of the selected cross-sections of the reach. Care must be taken to select enough cross-sections in each geotechnical area, increase the number if necessary, to correctly represent their response to the hydraulic phenomena. However, we should be aware that increasing the number of cross-sections to represent reach features correctly may result in prohibitively long computing times, especially if the calibration parameters is needed at different cross-sections. In this context, (Lai et al., 2012) explains that 2D mobile-bed models are more advantageous compared to the 1D model since the determination of the calibration parameters can be reach-based rather than individual cross-section based.

Finally, nonfluvial processes such as seepage or rainfall events were not supported by the models used in this study. Those processes could also impact the bank erosion predictions; the fluvial process-based models alone are insufficient. At best, the interstitial pressure ratio may be adjusted to account for nonfluvial processes, but only to a limited extent.

5.7 Conclusion

In this paper, 2D and 1D vertical models were paired to a geotechnical stability analysis model to predict the bank retreat generated by landslides for a river reach undergoing exceptional flooding. The authors used almost the same coupling procedure and the same key inputs to the models to demonstrate the performances and abilities of the models to handle bank retreat predictions. The study shows that the 2D model captures the bank retreat in the bend reasonably well over the previous 1D modeling of the same site by (T Mahdi, 2004). This allows us to recommend the use of 2D vertical models through bends if the bank retreat distance is of primary interest and 1D models if identifying potential risk zones is the overriding objective. However, care must be taken as the results depend on the considered assumptions. The cone-shaped failure area considered in the process of this study is a simple approach to take into account the two-dimensional aspect of the unstable block and cannot be extended to other areas. The authors recommend using more sophisticated geotechnical slope stability models capable of defining the extents of the failed area by taking into account the general soil properties near the unstable riverbanks. A general yet simple coupling procedure needs to be developed to facilitate the model integration to the 2D mesh. In addition, the river-scale extent seems to be controlled by the number of cross-sections when using 1D vertical models, which makes it difficult to simulate flow-wise geometry realistically. Therefore, we recommend coupling multidimensional vertical models with lateral bank-erosion models. Finally, every simulation can only be as good as its inputs and care must be taken when defining the flow and sediment parameters as they may stand for different effects according to whether they are used for 1D or 2D numerical models.

5.8 Acknowledgment

This research was supported in part by a National Science and Engineering Research Council (NSERC) Discovery Grant for the corresponding author, application No: RGPIN-2016-06413,

and a Hydro-Quebec and NSERC Collaborative Research and Development Grant, application No: CRSNG RDC 491880-15.

CHAPITRE 6 DISCUSSION GÉNÉRALE

Les résultats globaux de cette recherche ont permis de relever quelques points importants à la discussion. À noter, toutefois que les articles (chapitre 4 et 5) comportent des discussions plus détaillées en relation avec la contribution générale.

La revue de littérature a montré que la recherche dans le domaine de prévision de la dynamique morphologique des cours d'eau est orientée vers le développement de nouvelles stratégies de couplage de modèles numériques. Ces modèles permettent, au mieux, de représenter les processus physiques associés à l'évolution du lit et des berges. Des processus qui peuvent parfois être ignorés en raison de la difficulté à les intégrer par rapport aux équations utilisées dans les modèles hydrodynamiques. Cette thèse s'est limitée donc aux mécanismes fondamentaux inhérents au retrait des berges soit: l'érosion fluviale et les ruptures de masse.

L'article 1 du présent travail détaille la procédure d'intégration du processus de glissement de berges en modélisation hydrodynamique bidimensionnelle. La stratégie de couplage fonde, principalement, son fonctionnement sur l'automatisation des échanges entre modèles géotechnique et hydraulique, sa compatibilité avec de longues échelles spatio-temporelles et sa simplicité d'utilisation. La procédure de couplage a été testée en premier sur un tronçon de la rivière Ha!Ha! et appliquée ensuite, en mode prévisionnel, au tronçon de la rivière des Outaouais en aval du barrage Première chute à Notre Dame du Nord au Québec. Bien que le cas de la rivière Ha!Ha! ait permis de démontrer la validité technique de la méthodologie développée, il n'a pas permis de mettre en avant les fonctionnalités de l'outil, notamment ce qui se rapporte à la redéfinition du profil des berges et à la distribution des matériaux effondrés, tel que présenté à l'annexe A. En fait, la méthodologie n'a pas pu être validée pour un cas réel et en particulier pour le cas de la rivière Ha!Ha! principalement par manque de données; aucune mesure de reculs de berges n'a été faite suite au déluge de Saguenay, l'érosion était tellement significative, le module de couplage n'a pas pu apporter de réponse. Les atouts du module de couplage développé ont pu, toutefois, ressortir pour le tronçon de rivière des Outaouais; plusieurs reculs de berges ont été prédits et moult profils de sections transversales ont été reconstitués. Cependant, la distribution des sédiments en provenance des effondrements semble être problématique. En fait, la distribution se fait le long des sections transversales et au voisinage de celles-ci en adoptant l'approche du cône de glissement. La démarche est approximative et dépend largement de la

taille de maillage considéré. En effet, un maillage grossier limitera la distribution des sédiments uniquement au niveau de la section problématique et rendra le couplage quasi bidimensionnel. Un maillage plus raffiné permettra de définir avec précision la zone d'effondrement, mais impliquera un temps de calcul prohibitif et possiblement une divergence du modèle.

Le processus de distribution des sédiments des berges glissantes est, en partie, à l'origine du deuxième article (chapitre 5). La question se posait sur l'impact du caractère dimensionnel du modèle sur les résultats, précisément à savoir si le couplage de modèle de même dimension serait plus adapté. L'étude a montré l'intérêt d'utiliser les modèles hydrodynamiques bidimensionnels en prévision de recul des berges pour les systèmes fluviaux avec courbures. Ainsi, l'étude met en lumière l'intérêt de jumeler les modèles hydrodynamiques bidimensionnels avec des modèles géotechniques de même caractère qui seront capables de prendre en considération les caractéristiques globales du sol, dans les zones d'étude, et d'évaluer leur stabilité au glissement. En effet, l'intérêt est manifeste, mais, la stratégie de couplage se doit d'être robuste, précise, facile à utiliser et surtout complètement automatisé (pas d'intervention en cours de simulation).

La méthodologie proposée s'applique, certes, facilement en cas de crues exceptionnelles telles que les crues de rupture de barrage. Cependant, il faut toujours se rappeler que les équations de base utilisées en transport solide supposent un régime permanent. Leurs extensions aux régimes des crues restent dès lors compliquées et approximatives. Pareillement, la modélisation des crues nécessite souvent une réduction du pas de temps hydraulique, une démarche qui permet d'assurer la convergence de la solution et la stabilité numérique, mais qui risque de rendre le temps de calcul significatif compte tenu du temps nécessaire pour la mise en œuvre initiale du modèle.

Comme il a été mentionné auparavant, la méthodologie de couplage pourra s'appliquer à la détermination de la zone de risque associée à une crue violente, surtout pour les rivières où le niveau maximal atteint par l'eau est en dessous de l'élévation de la crête des berges. Toutefois, il faut se rappeler, en analysant les résultats, que les limites de la zone de risque sont évaluées au moyen du facteur de sécurité qui indique une instabilité potentielle, s'il est inférieur à l'unité. Le seuil de stabilité définit le niveau de sécurité, sa valeur devrait, dès lors, être ajustée pour tenir compte du niveau du risque propre au site étudié.

CHAPITRE 7 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Le travail de recherche présenté dans cette thèse consiste à développer une nouvelle plateforme intégrant le processus hydraulique par simulation d'onde de crue au processus géotechnique par analyse de stabilité des talus. Pour clore cette thèse, une synthèse des travaux de recherche est faite, suivie d'un inventaire des limitations de la méthodologie proposée puis un tour d'horizon des pistes de développement futures.

7.1 Synthèse des travaux

L'érosion des berges est un processus fondamental de la dynamique fluviale. Elle implique souvent une combinaison complexe et interdépendante de l'érosion fluviale et la rupture de masse. Cependant, la contribution relative de chacun des deux mécanismes dans le processus général d'érosion des berges est complexe et difficile à départager. Il s'agit de mécanismes couplés, rarement observables individuellement, dont la compréhension des principes de base en vue d'une meilleure évaluation est primordiale. Cette thèse s'inscrit dans cette optique et vise à développer une nouvelle méthode, sous forme de module d'automatisation numérique, permettant une meilleure prédiction de la dynamique morphologique des cours d'eau moyennant un arrimage de connaissances poussées en hydraulique et en géotechnique, tant au niveau de la compréhension des fondements de base que des méthodes de calcul implémentées.

Ainsi, dans notre thèse nous avons mis en place une nouvelle plateforme spécifique au suivi de l'évolution du lit et des berges et à la prédiction des reculs potentiels de celles-ci. Il s'agit d'une méthodologie adaptée, transposable à d'autres systèmes fluviaux qui intègre le modèle hydrodynamique bidimensionnel à lit mobile, largement utilisé, SRH-2D, avec le modèle géotechnique de stabilité des berges cohésives BISHOP et le sous-modèle de redistribution des sédiments provenant des ruptures de masse REDISSED. Ceci constitue notre module d'automatisation SRH-2D-BISHOP-REDISSED qui a été testé, au début, en l'appliquant à un tronçon de la rivière Ha!Ha! afin de simuler le déluge du Saguenay en 1996, pour ensuite l'appliquer, en mode prévisionnel, dans une simulation géofluviale dynamique et continue à un tronçon de rivière en aval du barrage Première chute à Nord Dame du Nord au Québec.

Les comparaisons entre les données prédites et observées, ainsi que les résultats d'une étude précédente de modélisation 1D, montrent que notre module d'automatisation est capable de

prédire les déplacements verticaux et les mouvements horizontaux du lit et des berges, en tenant compte des mécanismes et des variables affectant leurs évolutions spatiotemporelles. En outre, l'outil permet de définir les zones problématiques qui représentent un risque d'effondrement et qui nécessitent, dans le cadre d'étude de délimitation des zones de risque, leur inclusion dans l'extension finale de la zone de danger. L'étude montre également que l'utilisation du modèle bidimensionnel SRH-2D permet d'améliorer la prédiction du recul des berges par rapport à celle du modèle unidimensionnel GSTARS-1D, particulièrement, dans les zones présentant des courbures. Enfin, l'étude recommande l'utilisation de modèle géotechnique bidimensionnel plus sophistiqué capable de définir les limites de la zone de glissement des berges sur maillage 2D toute en maintenant la robustesse et la précision de la solution.

7.2 Limites des travaux

Premièrement, la méthodologie développée est limitée aux phénomènes liés à l'interaction fluide-berge, le modèle ne permet pas de caractériser la dynamique des rives à la suite des mécanismes de nature non fluviale. Deuxièmement, le modèle géotechnique utilisé considère uniquement les ruptures rotationnelles ; de nouveaux modules doivent être développés pour inclure les autres types de glissements. Troisièmement, l'approche de redistribution des sédiments adoptée est propre au site d'étude, elle est adaptable seulement aux régions présentant des ruptures circulaires ; de nouvelles approches sont à prévoir pour des environnements fluviaux différents. Finalement, la méthodologie proposée n'a pas pu être validée pour un cas réel par manque des données de recul des berges, le module d'automatisation développé est applicable uniquement au tronçon de la rivière des Outaouais à Notre Dame du Nord, son extension à d'autres cas d'étude nécessitera une redéfinition des hypothèses considérées et des paramètres de contrôle.

7.3 Améliorations futures

La distribution des sédiments issus de la rupture des berges est un processus difficile à cerner théoriquement et à modéliser numériquement. Dans ce projet de recherche, et tel que discuté à maintes reprises, un cône de rupture est considéré pour reprendre la forme de rupture des berges au site à l'étude. Néanmoins, la redistribution des sédiments se fait le long des sections transversales ce qui donne au couplage un caractère pseudo-bidimensionnel. Ainsi, il serait pertinent d'utiliser un modèle de stabilité des berges capable de prendre en considération les

paramètres géotechniques du sol et de définir la forme de la zone de glissement sur un maillage 2D. Dans cette avenue d'amélioration, le modèle géotechnique pourrait aussi être couplé à un modèle hydrogéologique permettant de donner la répartition des pressions interstitielles dans le sol, compte tenu de leur effet sur la stabilité des talus. Par ailleurs, considérant le temps de calcul nécessaire pour mettre en œuvre le module d'automatisation SRH-2D-BISHOP-REDISSED, il serait intéressant aussi d'imbriquer les différents codes sources en un seul et même modèle. Finalement, il serait également envisageable de considérer les processus subaériens en évaluation de stabilité des berges. Ces processus se manifestent particulièrement par les mécanismes de météorisation, tel que les cycles d'humidification/ dessiccation et ceux de gel/dégel, qui peuvent impacter considérablement le comportement rhéologique du sol et changer ces paramètres géotechniques.

RÉFÉRENCES

Abad, J. D., & Garcia, M. H. (2006). RVR Meander: A toolbox for re-meandering of channelized streams. *Computers & Geosciences, 32*(1), 92-101.

Alonso, E. E., & Pinyol, N. M. (2016). Numerical analysis of rapid drawdown: Applications in real cases. *Water Science and Engineering, 9*(3), 175-182.

AQUAVEO. (2019). SMS 12.3 - The Complete Surface-water Solution. Retrieved from http://www.aquaveo.com/software/sms-surface-water-modeling-system-introduction

Arulanandan, K., Gillogley, E., & Tully, R. (1980). *Development of a Quantitative Method to Predict Critical Shear Stress and Rate of Erosion of Natural Undisturbed Cohesive Soils*. Retrieved from

ASCE Task Committee on Hydraulics, B. M., and Modeling of River Width Adjustment (1998). River width adjustment II: Modeling. *Journal of hydraulic engineering, 124*(9), 903-917.

Bosa, S., Petti, M., & Pascolo, S. J. W. (2018). Numerical Modelling of Cohesive Bank Migration. *10*(7), 961.

Brien, M. (2006). *Mesure de l'érosion des berges, du ravinement et de la migration des cours d'eau dans la portion agricole du bassin versant de la rivière des Envies (Québec).* Université du Québec à Trois-Rivières,

Brierley, G. J., & Fryirs, K. A. (2013). *Geomorphology and river management: applications of the river styles framework*: John Wiley & Sons.

Carson, M., & Kirkby, M. (1972). Hillslope form and process. In: Cambridge University Press.

Casagli, N., Rinaldi, M., Gargini, A., & Curini, A. (1999). Pore water pressure and streambank stability: results from a monitoring site on the Sieve River, Italy. *Earth Surface Processes and Landforms: The Journal of the British Geomorphological Research Group, 24*(12), 1095-1114.

CBC. (2016). Devastating flood in Quebec's Saguenay region remembered on 20th anniversary. Retrieved from https://www.cbc.ca/news/canada/montreal/saguenay-quebec-floods-20-year-anniversary-1.3684983

Chang, H. H. (1979). Minimum stream power and river channel patterns. *Journal of Hydrology, 41*(3-4), 303-327.

Chen, D., & Duan, J. G. (2006). Modeling width adjustment in meandering channels. *Journal of Hydrology, 321*(1), 59-76. doi:https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2005.07.034

Dapporto, S., Rinaldi, M., Casagli, N., & Vannocci, P. (2003). Mechanisms of riverbank failure along the Arno River, Central Italy. *Earth Surface Processes Landforms: The Journal of the British Geomorphological Research Group, 28*(12), 1303-1323.

Darby, S., Alabyan, A., & Van de Wiel, M. (2002). Numerical simulation of bank erosion and channel migration in meandering rivers. *Water Resources Research, 38*(9), 2-1-2-21.

Darby, S., & Delbono, I. (2002). A model of equilibrium bed topography for meander bends with erodible banks. *Earth Surface Processes and Landforms: The Journal of the British Geomorphological Research Group, 27*(10), 1057-1085.

Darby, S., Gessler, D., & Thorne, C. (2000). Computer program for stability analysis of steep, cohesive riverbanks. *Earth Surface Processes Landforms: The Journal of the British Geomorphological Research Group, 25*(2), 175-190.

Darby, S., Rinaldi, M., & Dapporto, S. (2007). Coupled simulations of fluvial erosion and mass wasting for cohesive river banks. *Journal of Geophysical Research: Earth Surface, 112*(F3).

Darby, S., & Thorne, C. (1996). Development and testing of riverbank-stability analysis. *Journal of hydraulic engineering, 122*(8), 443-454.

Darby, S. E., & Delbono, I. (2002). A model of equilibrium bed topography for meander bends with erodible banks. *Earth Surface Processes and Landforms: The Journal of the British Geomorphological Research Group, 27*(10), 1057-1085.

Duan, J. G., Wang, S. S., & Jia, Y. (2001). The applications of the enhanced CCHE2D model to study the alluvial channel migration processes. *Journal of Hydraulic Research, 39*(5), 469-480.

Dunn, I. S. (1959). Tractive resistance of cohesive channels. *Journal of the Soil Mechanics Foundations Division, 85*(3), 1-24.

Florsheim, J. L., Mount, J. F., & Chin, A. (2008). Bank erosion as a desirable attribute of rivers. *BioScience, 58*(6), 519-529.

Fredlund, D. (1995). User's guide SLOPE/W. *GEO-SLOPE International, Ltd., Calgary, Alb*.

Fredlund, D., & Barbour, S. (1986). *The prediction of pore pressure for slope stability analysis.* Paper presented at the Slope Stability Seminar, Univ. of Saskatchewan, Saskatoon, SK.

Galland, J.-C., Goutal, N., & Hervouet, J.-M. (1991). TELEMAC: A new numerical model for solving shallow water equations. *Advances in water resources, 14*(3), 138-148.

Gaskin, S., Pieterse, J., Shafie, A. A., & Lepage, S. (2003). Erosion of undisturbed clay samples from the banks of the St. Lawrence River. *Canadian Journal of Civil Engineering, 30*(3), 585-595.

Hagerty, D. (1991). Piping/sapping erosion. I: Basic considerations. *Journal of hydraulic engineering, 117*(8), 991-1008.

Ham, D., & Church, M. (2012). Morphodynamics of an extended bar complex, Fraser River, British Columbia. *Earth Surface Processes and Landforms, 37*(10), 1074-1089.

Han, Q. (1980). *A study on the non-equilibrium transportation of suspended load.* Paper presented at the Proceedings of the International Symposium on River Sedimentation, Beijing, China.

Hanson, G. (1990). Surface erodibility of earthen channels at high stresses 1. open channel testing. *Transactions of the Asae, 33*(1), 127-131.

Hanson, G., & Cook, K. (1997). Development of excess shear stress parameters for circular jet testing. *American society of Agricultural Engineers, 972227*.

Hasegawa, K. (1977). Computer simulation of the gradual migration of meandering channels. *Proceedings of the Hokkaido Branch , Japan Society of Civil Engineering*, 197-202.

Henshaw, A., Thorne, C., & Clifford, N. (2013). Identifying causes and controls of river bank erosion in a British upland catchment. *Catena, 100*, 107-119.

Hey, R., & Thorne, C. (1986). Stable channels with mobile gravel beds. *Journal of hydraulic engineering, 112*(8), 671-689.

Highland, L., & Bobrowsky, P. T. (2008). *The landslide handbook: a guide to understanding landslides*: US Geological Survey Reston.

Hilldale, R. C. (2001). *Fluvial erosion of cohesive banks considering turbulence and secondary flow.* Washington State University,

Hooke, J. M. (1979). An analysis of the processes of river bank erosion. *Journal of Hydrology, 42*(1-2), 39-62.

Ikeda, S., Parker, G., & Sawai, K. (1981). Bend theory of river meanders. Part 1. Linear development. *Journal of Fluid Mechanics, 112*, 363-377.

Julian, J. P., & Torres, R. (2006). Hydraulic erosion of cohesive riverbanks. *Geomorphology, 76*(1-2), 193-206.

Kamphuis, J., Gaskin, P., & Hoogendoorn, E. (1990). Erosion tests on four intact Ontario clays. *Canadian geotechnical journal, 27*(5), 692-696.

Knighton, A. (1973). Riverbank erosion in relation to streamflow conditions, River Bollin-Dean, Cheshire. *East Midland Geographer, 5*(8), 416-426.

Knighton, D. (1998). *Fluvial forms and processes: a new perspective*: Routledge.

Lai, Y. (2008). SRH-2D version 2: Theory and User's Manual, Sedimentation and River Hydraulics–Two-dimensional River Flow Modeling. *US Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Technical Service Center, Denver, CO*.

Lai, Y. (2010). Two-dimensional depth-averaged flow modeling with an unstructured hybrid mesh. *Journal of hydraulic engineering, 136*(1), 12-23.

Lai, Y. (2015). Advances in geofluvial modeling: Methodologies and applications. In *Advances in Water Resources Engineering* (pp. 407-470): Springer.

Lai, Y. (2017). Modeling Stream Bank Erosion: Practical Stream Results and Future Needs. *Water, 9*(12), 950.

Lai, Y., & Greimann, B. (2008). *Modeling of erosion and deposition at meandering channels.* Paper presented at the World Environmental & Water Resources Congress.

Lai, Y., Greimann, B., & Simon, A. (2013). *A coupled stream bank erosion and two-dimensional mobile-bed model*. Retrieved from

Lai, Y., Greimann, B., & Wu, K. (2010). Soft bedrock erosion modeling with a two-dimensional depth-averaged model. *Journal of hydraulic engineering, 137*(8), 804-814.

Lai, Y., Smith, D., & Israel, J. (2016, 2016). *2D and 3D Flow Modeling of the Sacramento River Fremont Weir Section.* Paper presented at the World Environmental and Water Resources Congress

Lai, Y., Thomas, R., Ozeren, Y., Simon, A., Greimann, B., & Wu, K. (2012). *Coupling a two-dimensional model with a deterministic bank stability model.* Paper presented at the Proceedings of the ASCE World Environmental and Water Resources Congress, Albuquerque, NM, USA.

Lai, Y., Thomas, R., Ozeren, Y., Simon, A., Greimann, B., & Wu, K. (2015). Modeling of multilayer cohesive bank erosion with a coupled bank stability and mobile-bed model. *Geomorphology, 243*, 116-129.

Lane, E. W. (1955). Design of stable channels. *Transaction of American Society of Civil Engineers, 120*, 1234-1260.

Langendoen, E. J. (2000). *Concepts: Conservational channel evolution and pollutant transport system*: USDA-ARS Naitonal Sedimentation Laboratory.

Langendoen, E. J., Mendoza, A., Abad, J. D., Tassi, P., Wang, D., Ata, R., . . . Hervouet, J.-M. (2016). Improved numerical modeling of morphodynamics of rivers with steep banks. *Advances in water resources, 93*, 4-14.

Langendoen, E. J., & Simon, A. (2008). Modeling the evolution of incised streams. II: Streambank erosion. *Journal of hydraulic engineering, 134*(7), 905-915.

Langendoen, E. J., Wells, R. R., Thomas, R. E., Simon, A., & Bingner, R. L. (2009). Modeling the evolution of incised streams. iii: model application. *Journal of hydraulic engineering, 135*(6), 476-486.

Lavoie, B., & Mahdi, T.-F. (2017). Comparison of two-dimensional flood propagation models: SRH-2D and Hydro_AS-2D. *Natural hazards, 86*(3), 1207-1222.

Lawler, D., Couperthwaite, J., Bull, L., & Harris, N. (1997a). Bank erosion events and processes in the Upper Severn basin. *Hydrology Earth System Sciences Discussions, 1*(3), 523-534.

Lawler, D., Grove, J., Couperthwaite, J., & Leeks, G. (1999). Downstream change in river bank erosion rates in the Swale–Ouse system, northern England. *Hydrological processes, 13*(7), 977-992.

Lawler, D., Thorne, C., & Hooke, J. (1997b). Bank erosion and instability. Applied Fluvial Geomorphology for River Engineering and Management, CR Thorne, RD Hey, and MD Newson, eds. *Applied Fluvial Geomorphology for River Engineering and Management*.

Lemieux, L. (2005). *technical note 14A*. Retrieved from http://belsp.uqtr.ca/1305/1/MAPAQ_2008_Diagnostic_érosion_berges_A.pdf

Leopold, L. B., & Maddock, T. (1953). *The hydraulic geometry of stream channels and some physiographic implications* (Vol. 252): US Government Printing Office.

Luppi, L., Rinaldi, M., Teruggi, L., Darby, S., & Nardi, L. (2009). Monitoring and numerical modelling of riverbank erosion processes: a case study along the Cecina River (central Italy). *Earth Surface Processes and Landforms, 34*(4), 530-546.

Mahdi, T. (2004). *Prévision par modélisation numérique de la zone de risque bordant un tronçon de rivière subissant une rupture de barrage [Prediction by numerical modeling of the risk zone bordering a section of river undergoing a dam break].* (Ph.D. Thesis), Ecole Polytechnique de Montréal, Quebec, Canada.,

Mahdi, T. (2007). Pairing geotechnics and fluvial hydraulics for the prediction of the hazard zones of an exceptional flooding. *Natural hazards, 42*(1), 225.

Mahdi, T. (2009). Semi-two-dimensional numerical model for river morphological change prediction: theory and concepts. *Natural hazards, 49*(3), 565-603.

Mahdi, T., & Marche, C. (2003). Prévision par modélisation numérique de la zone de risque bordant un tronçon de rivière subissant une crue exceptionnelle [Prediction by numerical modeling of the risk zone bordering a section of river undergoing an exceptional flood]. *Canadian Journal of Civil Engineering, 30*(3), 568-579.

Mahdi, T., & Merabtene, T. (2010). Automated numerical analysis tool for assessing potential bank failures during flooding. *Natural hazards, 55*(1), 3-14.

Mehta, A. J., & Partheniades, E. (1982). Resuspension of deposited cohesive sediment beds. *Coastal Engineering Proceedings, 1*(18).

MELCC. (2019). Retrieved from http://www.mddelcc.gouv.qc.ca/eau/inter.htm

Millar, R. (2000). Influence of bank vegetation on alluvial channel patterns. *Water Resources Research, 36*(4), 1109-1118.

Millar, R., & Quick, M. (1998). Stable width and depth of gravel-bed rivers with cohesive banks. *Journal of hydraulic engineering, 124*(10), 1005-1013.

Moges, E. M. (2010). *Evaluation of sediment transport equations and parameter sensitivity analysis using the SRH-2D Model.* Universität Stuttgart,

Mosselman, E. (1998). Morphological modelling of rivers with erodible banks. *Hydrological processes, 12*(8), 1357-1370.

Motta, D., Abad, J. D., Langendoen, E. J., & Garcia, M. H. (2012). A simplified 2D model for meander migration with physically-based bank evolution. *Geomorphology, 163*, 10-25.

Nagata, N., Hosoda, T., & Muramoto, Y. (2000). Numerical analysis of river channel processes with bank erosion. *Journal of hydraulic engineering, 126*(4), 243-252.

Nascimento, Ú. (1981). *The mechanism of erosion in noncohesive soils*: Laboratory National of Civil Engineering, Lisbonne, Portugal. .

Osman, A., & Thorne, C. (1988). Riverbank stability analysis. I: Theory. *Journal of hydraulic engineering, 114*(2), 134-150.

Papanicolaou, A. N., Elhakeem, M., & Hilldale, R. (2007). Secondary current effects on cohesive river bank erosion. *Water Resources Research, 43*(12).

Partheniades, E. (1965). Erosion and deposition of cohesive soils. *Journal of the Hydraulics Division, 91*(1), 105-139.

Philiponnat, G., & Hubert, B. (1979). Fondation et ouvrage en terre. *Eyrolles*, 19-20.

Pizzuto, J. E. (1990). Numerical simulation of gravel river widening. *Water Resources Research, 26*(9), 1971-1980.

Pouv, K. S., Besq, A., Guillou, S. S., & Toorman, E. A. (2014). On cohesive sediment erosion: a first experimental study of the local processes using transparent model materials. *J Advances in water resources, 72*, 71-83.

Recking, A. (2009). Theoretical development on the effects of changing flow hydraulics on incipient bed load motion. *Water Resources Research, 45*(4).

Rinaldi, M., & Darby, S. (2007). 9 Modelling river-bank-erosion processes and mass failure mechanisms: progress towards fully coupled simulations. *Developments in Earth Surface Processes, 11*, 213-239.

Rinaldi, M., Mengoni, B., Luppi, L., Darby, S., & Mosselman, E. (2008). Numerical simulation of hydrodynamics and bank erosion in a river bend. *Water Resources Research, 44*(9).

Rinaldi, M., & Nardi, L. (2013). Modeling interactions between riverbank hydrology and mass failures. *Journal of Hydrologic Engineering, 18*(10), 1231-1240.

Rousseau, Y. Y., Van de Wiel, M. J., & Biron, P. M. (2017). Simulating bank erosion over an extended natural sinuous river reach using a universal slope stability algorithm coupled with a morphodynamic model. *Geomorphology, 295*, 690-704.

Schumm, S. A. (1968). *River adjustment to altered hydrologic regimen, Murrumbidgee River and paleochannels, Australia* (Vol. 598): US Government Printing Office.

Shields, A. (1936). Application of similarity principles and turbulence research to bed-load movement.

Simon, A. (1989). A model of channel response in disturbed alluvial channels. *Earth Surface Processes and Landforms, 14*(1), 11-26.

Simon, A., Bankhead, N., Thomas, R., & Klimetz, L. (2010). Iterative bank-stability and toe-erosion modeling for predicting streambank loading rates and potential load reductions. *USDA-ARS, National Sedimentation Laboratory*.

Simon, A., & Collison, A. J. (2002). Quantifying the mechanical and hydrologic effects of riparian vegetation on streambank stability. *Earth Surface Processes Landforms, 27*(5), 527-546.

Simon, A., Curini, A., Darby, S., & Langendoen, E. (1999). Streambank mechanics and the role of bank and near-bank processes in incised channels. *Incised river channels*, 193-217.

Simon, A., Curini, A., Darby, S., & Langendoen, E. (2000). Bank and near-bank processes in an incised channel. *Geomorphology, 35*(3-4), 193-217.

Simon, A., & Darby, S. (1997). Process-form interactions in unstable sand-bed river channels: A numerical modeling approach. *Geomorphology, 21*(2), 85-106.

Simon, A., Doyle, M., Kondolf, M., Shields Jr, F., Rhoads, B., & McPhillips, M. (2007). Critical Evaluation of How the Rosgen Classification and Associated "Natural Channel Design" Methods Fail to Integrate and Quantify Fluvial Processes and Channel Response 1. *JAWRA Journal of the American Water Resources Association, 43*(5), 1117-1131.

Simon, A., Langendoen, E. J., Collison, A., & Layzell, A. (2003). *Incorporating bank-toe erosion by hydraulic shear into a bank-stability model: Missouri River, Eastern Montana.* Paper presented at the World Water and Environmental Resources Congress and Related Symposia.

Simon, A., Pollen-Bankhead, N., & Thomas, R. E. (2011). Development and application of a deterministic bank stability and toe erosion model for stream restoration. *Stream restoration in dynamic fluvial systems*, 453-474.

Simon, A., & Pollen, N. (2006). *A model of streambank stability incorporating hydraulic erosion and the effects of riparian vegetation.* Paper presented at the Proceedings of the Eighth Federal Interagency Sedimentation Conference.

Simon, A., & Rinaldi, M. (2000). Channel Instability in the Loess area of the Midwestern United States 1. . *JAWRA Journal of the American Water Resources Association, 36*(1), 133-150.

Simon, A., Thomas, R., Curini, A., & Bankhead, N. (2004). Bank-Stability and Toe-Erosion Model. In: Ver.

Smerdon, E. T., & Beasley, R. P. (1961). Critical tractive forces in cohesive soils. *Agricultural Engineering, 42*(1), 26-29.

Tal, M., & Paola, C. (2010). Effects of vegetation on channel morphodynamics: results and insights from laboratory experiments. *Earth Surface Processes and Landforms, 35*(9), 1014-1028.

Thibault C, Leroueil S, & J, L. (2002). *Évolution des berges de rivière en cas de rupture de barrage: cas du barrage Première-Chute.* Université Laval, Québec,

Thorne, C. (1982). Processes and mechanisms of river bank erosion. *Gravel-bed rivers*, 227-271.

Thorne, C. (1990). Effects of vegetation on riverbank erosion and stability. *Vegetation and erosion*.

Thorne, C. (1991). *Bank erosion and meander migration of the Red and Mississippi Rivers, USA* (Vol. 201).

Thorne, C., & Abt, S. (1993). Analysis of riverbank instability due to toe scour and lateral erosion. *Earth Surface Processes Landforms, 18*(9), 835-843.

Thorne, C., & Lewin, J. (1979). Bank processes, bed material movement and planform development in a meandering river. In *Adjustments of the Fluvial System* (Vol. 10, pp. 117-137): Kendall/Hunt Dubuque, Iowa.

Thorne, C., & Tovey, N. (1981). Stability of composite river banks. *Earth Surface Processes Landforms, 6*(5), 469-484.

Vanoni, V. A., & Brooks, N. H. (1957). Laboratory studies of the roughness and suspended load of alluvial streams.

White, W. R., Bettess, R., & Paris, E. (1982). Analytical approach to river regime. *Journal of the Hydraulics Division, 108*(10), 1179-1193.

Williams, G. P. (1978). *Hydraulic geometry of river cross-sections: Theory of minimum variance* (Vol. 1029): Department of the Interior, Geological Survey.

Winterbottom, S. J., & Gilvear, D. J. (2000). A GIS-based approach to mapping probabilities of river bank erosion: regulated River Tummel, Scotland. *Regulated Rivers: Research Management: An International Journal Devoted to River Research Management, 16*(2), 127-140.

Wolman, M. G. (1959). Factors influencing erosion of a cohesive river bank. *American Journal of Science, 257*(3), 204-216.

WWF. (2019). Ottawa River Watershed. Retrieved from http://assets.wwf.ca/custom/wwfca/riversatrisk/ottawa.html

Wynn, T., & Mostaghimi, S. (2006). The effects of vegetation and soil type on streambank erosion, southwestern Virginia, US 1. *JAWRA Journal of the American Water Resources Association, 42*(1), 69-82.

Yang, C. (1973). Incipient motion and sediment transport. *Journal of the Hydraulics Division, 99*(10), 1679-1704.

Yang, C. (1976). Minimum unit stream power and fluvial hydraulics. *Journal of the Hydraulics Division, 102*(7), 919-934.

Yang, C., Simões, F. J., Huang, J., & Greimann, B. (2005). *Generalized Sediment Transport Models for Alluvial Rivers and Reservoirs.* Paper presented at the US-China Workshop on advanced Computational modeling in Hydroscience & Engineering, Sep.

Yang, C., Trevino, M., & Simoes, F. J. (1998). *User's Manual for GSTARS 2.0 (Generalized Stream Tube Model for Alluvial River Simulation Version 2.0)*: US Department of Interior, Bureau of Reclamation.

Yang, C. T., Molinas, A., & Song, C. C. (1988). GSTARS-generalized stream tube model for alluvial river simulation. *Twelve Selected Stream Sedimentation Models Developed in the United States*.

ANNEXE A – RÉSULTATS COMPLÉMENTAIRES-APPLICATION DE LA MÉTHODOLOGIE DE COUPLAGE POUR LE CAS DE LA RIVIÈRE HA!HA!

A.1 Présentation du cas d'étude

Entre le 19 et 21 juillet 1996, une pluie torrentielle exceptionnelle s'est abattue sur l'est du Canada. Elle est considérée, selon Environnement Canada, comme étant l'événement météorologique le plus intense jamais enregistré depuis plus d'un siècle. Les inondations provoquées par ces pluies ont été particulièrement dévastatrices, l'eau emportait quasiment tout sur son passage, de nombreuses rivières sont sorties de leurs lits et plusieurs routes ont été inondées ou carrément arrachées. Le bilan du déluge a été particulièrement lourd, 50 villes et villages ont été inondés et 15 825 personnes ont été évacuées. En plus des dommages matériels estimés à 1 milliard de dollars, les inondations ont provoqué la mort de 10 personnes (CBC, 2016).

Les cours d'eau ont aussi subi les conséquences de ces inondations. En effet, les pentes longitudinales de plusieurs rivières et ruisseaux ont été modifiées, leurs lits creusés et leurs sections d'écoulement élargies. La rivière Ha! Ha! dans la petite municipalité de Freland-et-Boileau en est un bon exemple. En fait, la rivière a subi un changement morphologique dramatique, l'élargissement à certains endroits du cours d'eau a atteint 280 m et l'affouillement du lit 20 m.

C'est un tronçon de cette même rivière qui a été choisi pour l'application de la nouvelle méthodologie. Le tronçon est d'une longueur de 9.8 km allant du lac Ha! Ha! jusqu'aux premières chutes rencontrées, tel que représenté sur la figure A-1a. Le site est particulièrement intéressant étant donné la disponibilité des informations pré- et post-inondation ainsi que les données hydrauliques et géotechniques. L'application vise à simuler l'évolution morphologique de la rivière à la suite de la rupture de la digue "Cut-away" qui, après avoir cédé, a engendré un hydrogramme de crue avec un débit maximum voisinant 900 m^3/s.

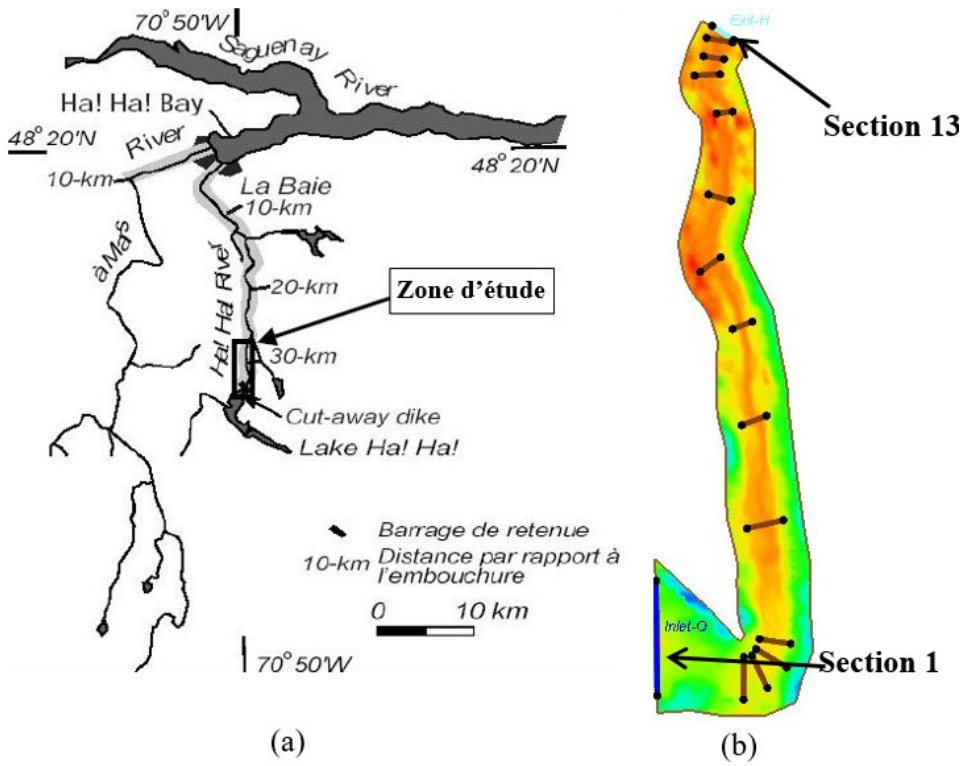


Figure A-1: (a) Tronçon à l'étude de la rivière Ha!Ha! (Adapté de Mahdi and Marche, 2003); (b) Topographie initiale du tronçon à l'étude sur SMS avec les 13 sections transversales.

A.2 Configuration du modèle

A.2.1 Modèle SRH-2D

Un domaine de solution initiale représentant la topographie a été préparé dans SMS moyennant un maillage bidimensionnel. Le maillage comprend la position des sections transversales modélisées sous la forme de segments droits, comme illustré sur la figure A-1b. Treize sections transversales (deux rives par section) irrégulièrement espacées ont été sélectionnées. Les sections ont été choisies avec soin pour tenir compte des caractéristiques hydrauliques du cours d'eau et de ses berges.

Un hydrogramme de crue avec un pic de 900 m^3/s a été imposé en amont (figure A-2a); une courbe de tarage, établie, a été introduite comme condition en aval (figure A-2b) et

une courbe granulométrique du lit donnée par (T. Mahdi & Marche, 2003) (Figure A-3c) a été utilisée pour représenter la granulométrie des sols traversés.

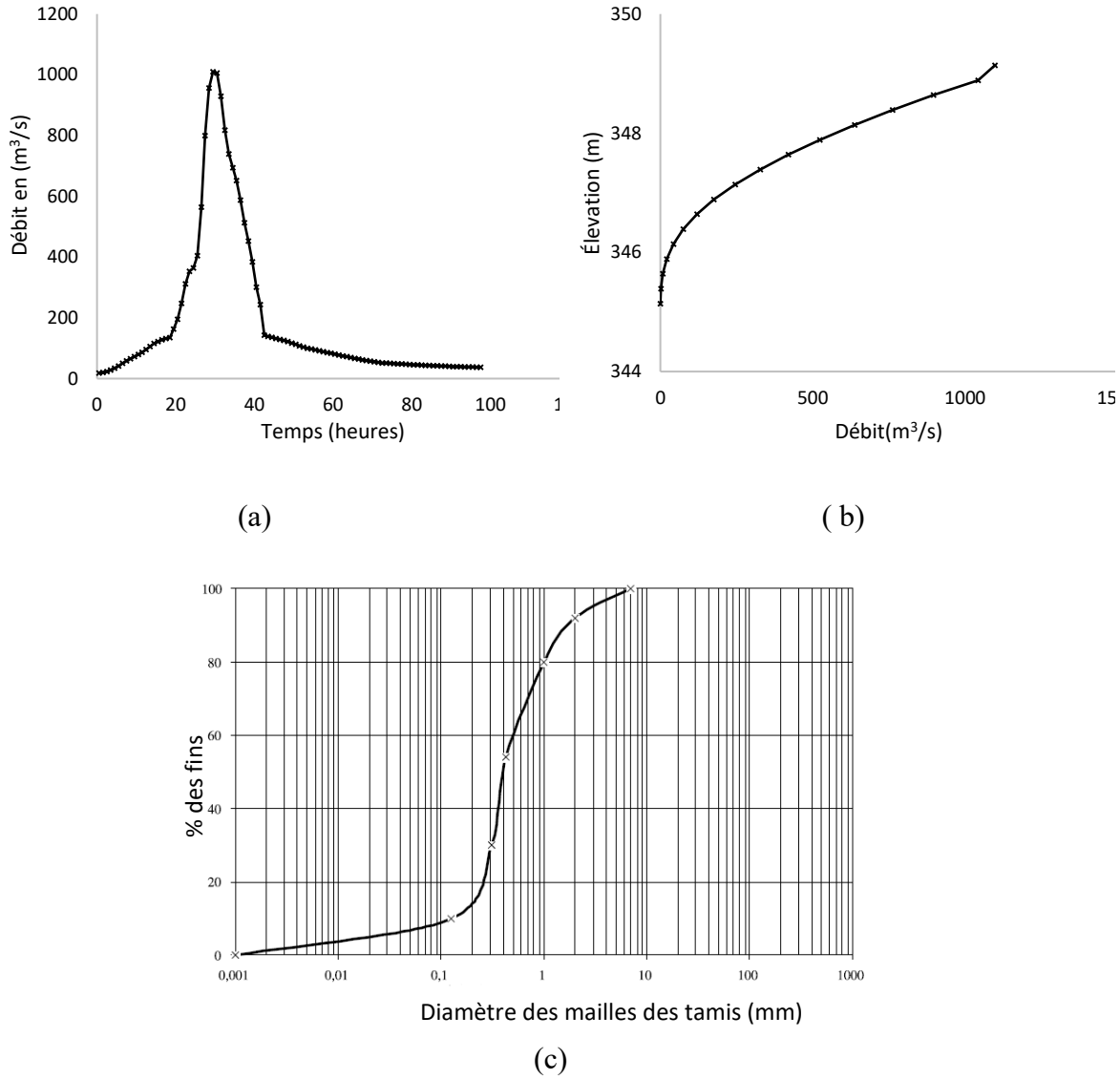


Figure A-2: (a) Hydrogramme de rupture au lac Ha!Ha!; (b) Courbe de tarage; (c) Granulométrie du fond et des berges (Adaptée de (T Mahdi & Marche, 2003)).

Le choix des paramètres appropriés pour le calcul du transport de sédiment a été effectué en comparant l'erreur absolue moyenne (EAM) de plusieurs combinaisons possibles. Le EAM permet de mesurer l'écart moyen des prédictions par rapport aux valeurs réelles; un EAM plus petit indique une bonne concordance entre les résultats. Ainsi, nous avons

comparé le profil en long observé, à différents endroits, avec celui simulé en utilisant une combinaison de quatre équations de sédiments implémentées dans SRH-2D (Lai, 2010), avec trois différentes épaisseurs de couche active (variant entre 5*d_{90} à 14*d_{90}) et quatre longueurs d'adaptation pour la charge sédimentaire totale. Il est à noter que le calcul de transport de sédiment a été effectué en considérant le même maillage, le même pas de temps hydraulique, le même coefficient de rugosité de Manning ainsi que les mêmes conditions hydrauliques.

Le tableau A.1 présente le facteur EAM global calculé pour le tronçon de la rivière Ha!Ha!. À partir de l'analyse des résultats, nous constatons que les valeurs prédites s'approchent de celles observées pour la formule d'Engelund et Hansen, en utilisant le facteur 14 (par défaut) pour la couche active et en combinant la formule à n'importe quelle longueur d'adaptation, étant donné que le modèle ne montre pas de sensibilité à la variabilité de ce paramètre. Le choix de la formule d'Engelund et Hansen, a été partiellement prévisible étant donné que l'équation a été initialement développée pour des rivières à lit sableux, tel est le cas pour ce secteur d'étude qui présente une granulométrie fine. Ainsi, nous privilégions la formule d'Engelund et Hansen avec les paramètres correspondants pour l'étape suivante.

Tableau A.1: Sélection des paramètres pour le calcul de transport sédimentaire

Nom de l'équation de transport de sédiment	Épaisseur de la couche active	Longueur d'adaptation	EAM
Engelund- Hansen (1972)	5*d_{90} (10mm)	Phillips-Sutherland	1.295
	10*d_{90} (20mm)	Phillips-Sutherland	0.7908
	14*d_{90} (28mm)	Phillips-Sutherland	0.7792
	14*d_{90}	Seminar et al.	0.7792
	14*d_{90}	Van Rijn Saltation	0.7792
	14*d_{90}	Van Rijn Sand Dune	**0.7792**
Meyer-Peter Müller (1948)	14*d_{90}	Phillips-Sutherland	2.2653
Parker (1990)	14*d_{90}	Phillips-Sutherland	2.1712
Yang (1979)	14*d_{90}	Phillips-Sutherland	1.5110

A.2.2 Modèle BISHOP-REDISSED

Les propriétés géotechniques sont données pour chaque rive de section transversale (26 rives) à partir des observations faites sur le site. Les berges sont constituées d'un sol homogène avec une cohésion effective supposée faible, $c' = 2$ kPa, un angle de

frottement interne égale à $\emptyset' = 32°$, et un poids volumique de γ'=18.6 kN/m^3. Le coefficient de pression interstitielle a été fixé à sa valeur maximale r_u=0.45 (Fredlund & Barbour, 1986) compte tenu des fortes pluies qui ont saturé le sol pendant la période de simulation. Le modèle BISHOP permet d'isoler le FS minimal pour chaque talus en tant compte des paramètres de cisaillement et des pressions interstitielles précités à une précision de 5% par rapport aux modèles numériques plus sophistiqué (Slope/W, SLIDE), le lecteur intéressé peut se référer à (T Mahdi & Merabtene, 2010) pour plus de détails sur la validation du modèle.

Afin de représenter l'aspect bidimensionnel de rupture des berges, l'angle du cône de rupture a été fixé à 60°, un choix basé sur la taille des éléments qui varie entre 30 et 40 m. Ce choix permet, lors d'un potentiel glissement, d'inclure tous les nœuds voisinant les berges effondrées afin de mettre à jour leurs élévations. Finalement, le paramètre α du sous-modèle REDISSED (T Mahdi, 2004) a été supposé égal à 5 afin de reproduire la forme des berges sur le site.

A.3 Résultats

La méthodologie proposée a été appliquée pendant les premières 48 heures de l'événement, avec un pas de temps hydraulique de 10 secondes pour SRH-2D (Lai, 2010) et de 6 heures pour BISHOP-RDISSED (T Mahdi, 2004). Le pas de temps choisi pour évaluer la stabilité des berges est généralement beaucoup plus grand que celui du modèle à lit mobile compte tenu de la fréquence des glissements potentiels (Lai, 2010); une analyse de sensibilité sera, toutefois, réalisée pour évaluer son impact sur les résultats. Ainsi, la simulation sera exécutée 8 fois (48 heures/ 6 heures) et, à la fin de chaque pas de temps, l'analyse de la stabilité des rives des rivières sera évaluée profil par profil en cas d'érosion. Dans la présente application, deux cas sont considérés: Le premier consiste en la modélisation de l'inondation en utilisant uniquement le modèle bidimensionnel à lit mobile SRH-2D (Lai, 2010) et le deuxième, en utilisant le couplage entre SRH-2D (Lai, 2010) et le modèle d'analyse de stabilité BISHOP-REDISSED (T Mahdi, 2004).

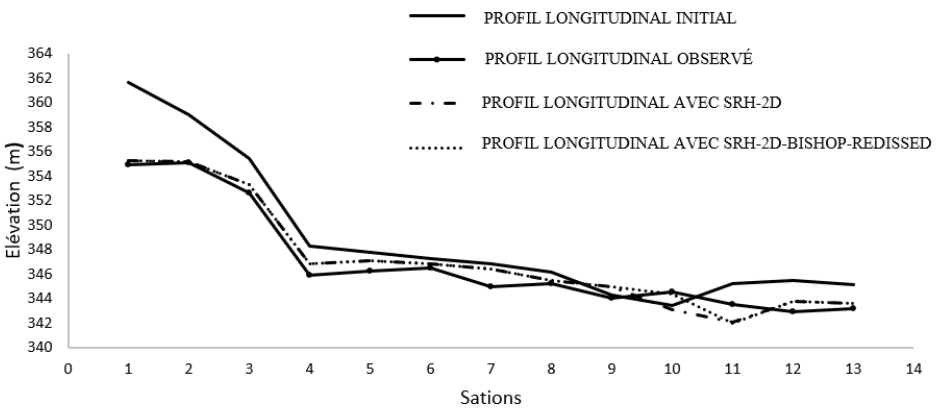


Figure A-3: Profils en long du thalweg mesuré et simulé (avec et sans analyse de stabilité des berges).

La figure A-3 montre la superposition des profils longitudinaux à différentes stations, pour le cas excluant l'analyse de stabilité des berges. Nous remarquons que l'érosion est forte pour les premières sections et décroît progressivement vers la fin en raison de la diminution de la vitesse d'écoulement. Nous constatons aussi que les résultats des stations en aval sont légèrement surestimés ce qui peut être attribué à la proximité de la frontière du modèle. Cependant, dans l'ensemble, nous notons une similitude entre les évolutions observées et celles prédites. Le modèle est capable de capter les tendances d'érosion et de dépôt (Figure A-4), les ordres de grandeur des changements d'élévations au niveau des sections transversales, ce qui fait ressortir, davantage, sa capacité de prédiction.

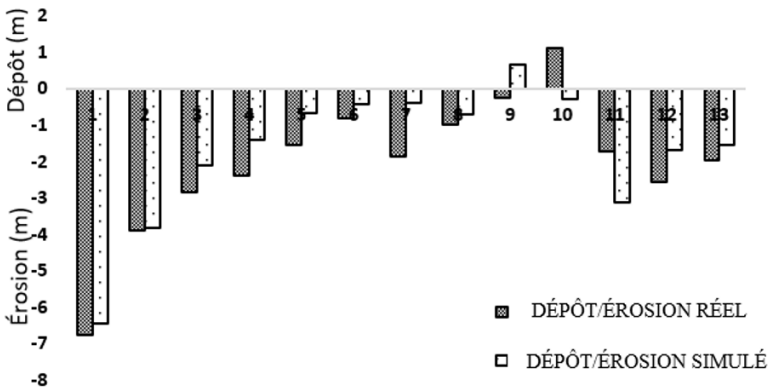


Figure A-4: Comparaison entre les érosions et dépôts simulés et mesurés aux différentes stations.

Similairement, les profils longitudinaux initial et simulé pour le deuxième cas, incluant l'analyse de stabilité des berges, sont représentés sur la figure A-3. Nous obtenons quasiment la même évolution que le premier cas, à l'exception de la section transversale 10, pour laquelle nous avons constaté une rupture de la berge à la 36e heure de l'événement. Ainsi, nous remarquons que l'érosion est moindre à cette section, environ 1,26 m en moins (Figure A-5), attribuable à l'élargissement du cours d'eau à cet endroit. En outre, lorsque la rupture des berges par glissement est considérée, l'écart entre les résultats simulés et observés est moindre à la section transversale 10. De même, le profil de la berge à la même section est considérablement proche de celui mesuré sur le terrain après redistribution de la masse effondrée, comme le montre la figure A-5.

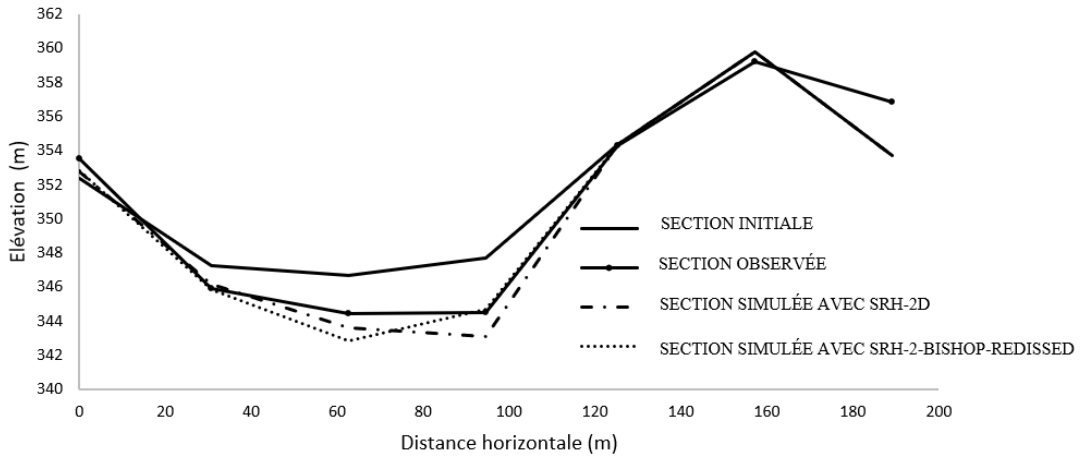


Figure A-5: Profils transversaux de la rive droite de la section transversale mesurée et simulée (avec et sans analyse de stabilité des berges).

A.3.1 Sensibilité au pas de temps

Comme mentionné précédemment, une analyse de stabilité a été effectuée pour évaluer l'impact du pas de temps sur les résultats. Le pas de temps géotechnique a été diminué à 1 heure et à 3 heures et les deux ont été simulés. Les deux pas de temps choisis sont diviseurs du temps total de simulation (48 heures) afin d'assurer un nombre de fois de simulations suffisant, tel qu'expliqué dans la méthodologie. Ainsi, la simulation sera exécutée 48 fois pour le premier pas de temps et 16 fois pour le deuxième.

Nous notons que la rive droite de la section transversale 10 était stable pendant les 30 premières heures (FS>1). La première rupture survient à la 36e heure de simulation, comme le montre la figure A-6. Le moment de cette première rupture a été prédit avec précision en utilisant les trois différents pas de temps. Néanmoins, nous notons qu'une rupture de berge supplémentaire a été prédite à 2 heures et ensuite à 7 heures de la première rupture en utilisant le pas de temps 1h, comme le montre la figure A-6. Ces ruptures n'ont pas été capturées avec les autres pas de temps. Mais cette différence n'a pas affecté les résultats finaux, étant donné que nous avons trouvé quasiment le même profil longitudinal et le même profil de section transversale. Pour cette application, il est, certes, intéressant de choisir un pas de temps plus grand étant donné que cela permet de réduire le temps de calcul toute en gardant la même précision. Mais, à ne pas généraliser surtout lorsque les ruptures surviennent au début de la simulation, le choix du pas de temps pour l'analyse de stabilité des berges peut avoir un impact sur les prédictions.

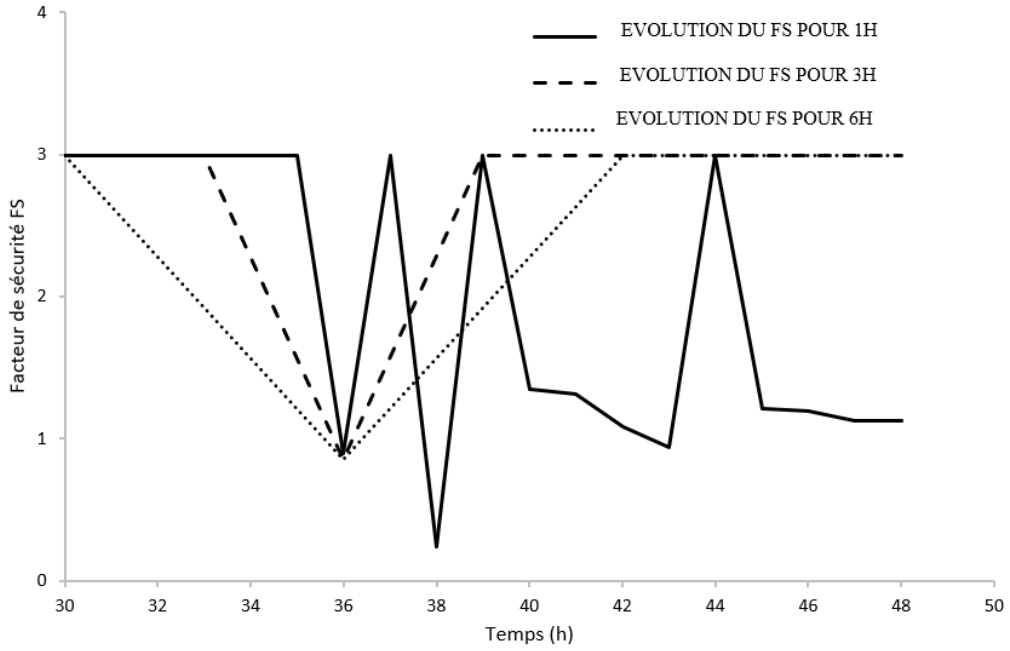


Figure A-6: Évolution du facteur de sécurité pour la rive droite de la section transversale 10 en utilisant différents pas de temps pour l'analyse de stabilité des berges.

Les résultats de la simulation numérique effectuée sur le tronçon de rivière Ha!Ha! montrent une similitude certaine entre les évolutions observées et simulées. Il semble que

les changements géomorphologiques du chenal, pendant l'événement de crue, soient principalement dus à l'érosion des berges et du lit, ce qui concorde avec les résultats obtenus par (Mahdi et Marche 2003). L'analyse montre qu'une seule rupture de berge est prédite pendant toute la période de simulation, ce qui est compréhensible étant donné l'événement de crue simulé.

Ce cas d'étude a été utilisé, au début, pour valider la méthodologie développée, mais étant donné la quasi-absence de rupture de berges, il a été remplacé par le tronçon de rivière à l'aval du barrage de Première Chute. Toutefois, l'application nous a permis de démontrer la validité technique de la méthodologie, sa facilité à mettre en place et surtout, son réalisme compte tenu de sa modestie quant aux données requises à l'évaluation de l'évolution dynamique du cours d'eau.