NOTE TO USERS

This reproduction is the best copy available.

UMI®

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

PRÉVISION PAR MODÉLISATION NUMÉRIQUE DE LA ZONE DE RISQUE BORDANT UN TRONÇON DE RIVIÈRE SUBISSANT UNE RUPTURE DE BARRAGE

TEW-FIK MAHDI

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

THÈSE PRÉSENTÉE EN VUE DE L'OBTENTION

DU DIPLÔME DE PHILOSOPHIAE DOCTOR (Ph. D.)

(GÉNIE CIVIL)

JANVIER 2003

© Tew-Fik MAHDI, 2003.

National Library
of Canada

Acquisitions and
Bibliographic Services

395 Wellington Street
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Bibliothèque nationale
du Canada

Acquisisitons et
services bibliographiques

395, rue Wellington
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Your file Votre référence
ISBN: 0-612-89231-X
Our file Notre référence
ISBN: 0-612-89231-X

The author has granted a non-exclusive licence allowing the National Library of Canada to reproduce, loan, distribute or sell copies of this thesis in microform, paper or electronic formats.

The author retains ownership of the copyright in this thesis. Neither the thesis nor substantial extracts from it may be printed or otherwise reproduced without the author's permission.

L'auteur a accordé une licence non exclusive permettant à la Bibliothèque nationale du Canada de reproduire, prêter, distribuer ou vendre des copies de cette thèse sous la forme de microfiche/film, de reproduction sur papier ou sur format électronique.

L'auteur conserve la propriété du droit d'auteur qui protège cette thèse. Ni la thèse ni des extraits substantiels de celle-ci ne doivent être imprimés ou aturement reproduits sans son autorisation.

In compliance with the Canadian Privacy Act some supporting forms may have been removed from this dissertation.

While these forms may be included in the document page count, their removal does not represent any loss of content from the dissertation.

Conformément à la loi canadienne sur la protection de la vie privée, quelques formulaires secondaires ont été enlevés de ce manuscrit.

Bien que ces formulaires aient inclus dans la pagination, il n'y aura aucun contenu manquant.

Canada

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Cette thèse intitulée:

PRÉVISION PAR MODÉLISATION NUMÉRIQUE DE LA ZONE DE RISQUE BORDANT UN TRONÇON DE RIVIÈRE SUBISSANT UNE RUPTURE DE BARRAGE

présentée par: Tew-Fik MAHDI

en vue de l'obtention du diplôme de: Philosophiae Doctor

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

M. KAHAWITA René, Ph.D., président

M. MARCHE Claude, D.Sc.A., membre et directeur de recherche

M. ROBERT Benoît, Ph.D., membre

M. QUACH Tung T., Ph.D., membre

À mon père

À la mémoire de ma mère

REMERCIEMENTS

Mes premiers mots ne peuvent qu'aller à la personne qui a le plus compté, pour moi et sur moi, au cours de ces trois années, celle qui m'a accordé sa confiance et prodigué son aide tant sur le plan professionnel que personnel, celle qui a su m'insuffler son enthousiasme, sa curiosité et son engouement scientifique, mon directeur de thèse M. Claude Marche. Et si merci comme bonjour paraît banal car alors familier, j'aimerais que Claude retienne ma reconnaissance et mon respect.

J'exprime toute ma reconnaissance envers tous les membres de mon jury MM. René Kahawita, Benoît Robert et Tung T. Quach, d'avoir accepté de juger cette thèse et pour l'intérêt qu'ils ont porté à mon travail.

La qualité et la continuité des données présentées ici sont le fruit d'un travail d'équipe sur le terrain: je n'ai rencontré certaines personne que par leurs travaux, cités en bibliographie, alors que j'ai pleinement profité de la présence et de l'efficacité de Daniel Lavallée, Caroline Pelletier et Catherine Thibault. Que toutes ces personnes soient remerciées. Aussi, je remercie Hydro-Québec pour le soutien, financier et technique, apporté à cette recherche.

Je demande pardon à Samira, ma femme, pour le temps que je lui ai volé et je la remercie pour sa longue patience, son aide et son support.

RÉSUMÉ

Cette thèse propose une nouvelle méthodologie pour définir la zone de risque bordant un tronçon de rivière en cas de rupture d'un barrage, situé à l'amont, en tenant compte du niveau maximal des eaux, des mouvements sédimentaires dans le lit et des possibilités de glissements de terrain induits. Actuellement, une telle zone est délimitée par la zone maximale couverte par l'inondation; or l'inondation des rives peut s'accompagner d'érosions significatives, de glissements de terrain importants et créer des rives potentiellement instables. Ainsi non seulement l'hydraulique des écoulements est importante mais aussi la stabilité géotechnique des rives est à considérer.

Nos travaux montrent qu'il est possible de mettre à contribution des connaissances avancées en hydraulique et en géotechnique pour suivre de façon précise les possibilités d'évolution des fonds et des rives sous l'effet d'une onde de crue.

Pour réussir cet arrimage entre hydraulique et géotechnique nous procédons par étapes. D'abord, nous rappelons les équations de Barré de Saint-Venant qui donnent, pour des canaux à fonds fixes et à parois rigides la zone d'inondation. L'essentiel des théories traitant de la phase solide est résumé. Dans notre thèse, les processus physiques fondamentaux responsables du retrait des rives sont l'érosion fluviale ou entraînement des particules des rives par l'écoulement et la rupture des rives. Pour le premier processus, c'est la théorie du taux minimum de la dissipation d'énergie qui est exploitée,

alors que pour le second, c'est la méthode simplifiée de Bishop pour l'analyse de stabilité des talus qui est mise à contribution. Par la suite, le choix du modèle GSTARS 2.1 est fait sur la base d'une revue de la littérature de la modélisation des écoulements dans des rivières à fonds mobiles et de quelques modèles d'évolution des lits des rivières.

Nous développons deux modèles: l'un, BISHOP, pour la recherche automatique du cercle de glissement ayant le facteur de sécurité minimum, l'autre, REDISSED, pour la redistribution des sédiments, en provenance d'une rupture éventuelle de talus, dans la section transversale du cours d'eau. Après la validation de BISHOP, nous assemblons les trois modèles GSTARS 2.1, BISHOP et REDISSED pour produire notre modèle RIVIÈRE, moteur de la nouvelle méthode que nous proposons, qui est utilisé dans la troisième phase de cette méthode qui en compte quatre, à savoir: la phase du diagnostic donnant les informations permettant de qualifier globalement l'ampleur des remaniements sédimentaires sur le parcours complet de l'onde, et les éléments décisionnels utiles au choix des Zones Potentielles d'Instabilité à Fort Impact (ZPIFI); la phase d'identification des ZPIFI; la phase de prévisions locales détaillées sur les ZPIFI où le modèle RIVIÈRE sera utilisé et enfin, la phase de définition des zones à risque.

Le modèle RIVIÈRE est validé sur un tronçon de la rivière Ha! Ha! qui a subi le déluge du Saguenay (1996). Enfin, nous appliquons notre méthodologie, en mode prévisionnel, à un tronçon de la rivière des Outaouais à Notre-Dame-du-Nord. Pour ce cas, la nouvelle méthodologie fournit une zone à risque bien plus importante que la zone inondée.

ABSTRACT

This thesis proposes a new methodology to define the risk zone associated with the surge wave following a dam-break. It incorporates the conventionally used maximum water levels and also the sediment movement in the river bed and the possibility of bank failure. The current definition of the risk zone is defined as the inundated area; however, significant lateral (bank) erosion leading to landslides due to bank instabilities could accompany the inundation. Clearly therefore, although the flow hydraulics is generally considered the primary component in evaluating the zone of risk, this study indicates that the riverbank stability, analyzed on the basis of geotechnical considerations, may influence the delineation of the risk area.

This work clearly shows that it is possible to use the combined disciplines of hydraulics and geotechnics to precisely follow the evolution of the riverbed and riverbanks during a flood event.

A structured methodology to arrive at the final result is followed. First, the St. Venant shallow water wave equations are used to determine the area likely to be flooded without taking into account any possible sediment transport. Next, some notions on the theory of sediment transport are presented. The fundamental physical processes responsible for bank retreat are fluvial erosion or entrainment of bank material into the flow, followed by possible lateral bank failure for example due to channel incision. For the former process, the minimum energy dissipation rate theory is used; and for the

latter, i.e. evaluating the possibility of bank failure, Bishop's modified method for the analysis of slope stability. On the basis of a comprehensive overview of numerical modeling of flows over movable beds, complemented by a review of some of the available numerical models, the GSTARS Version 2.1 numerical model was chosen.

Two models: BISHOP for the automatic determination of the safety factor and its corresponding slip circle, and REDISSED for the distribution of the eventually eroded bank material in the transverse section were developed as part of this project. After validation of BISHOP, the three models, GSTARS 2.1, BISHOP and REDISSED were combined to produce the model RIVIÈRE, used in the third phase of the new methodology which consists of four steps:

A diagnostic phase that provides the necessary information to globally qualify the extent of the damage after a flood event, as well as the necessary elements for the choice of the high impact areas of potential instability (HIAPI),

The identification of the HIAPI phase,

Detailed local predictions on HIAPI, where the model RIVIÈRE is used, and finally,

The determination of the risk area.

The validation of the model RIVIÈRE was realized on a reach of the Ha! Ha! River which was affected in the 1966 Saguenay "deluge". Finally, the new methodology is applied to the Outaouais River at Notre Dame du Nord as a predictive tool. For this case, the new methodology produces a risk area of much larger extent than that obtained when only the inundated area is considered.

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS v

RÉSUMÉ vi

ABSTRACT viii

TABLES DES MATIÈRES x

LISTE DES FIGURES xvii

LISTE DES TABLEAUX xxiii

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS xxiv

LISTE DES NOTATIONS ET DES SYMBOLES xxv

LISTE DES ANNEXES xxix

INTRODUCTION 1

CHAPITRE 1 : HYDRAULIQUE DE L'ÉCOULEMENT À SURFACE LIBRE 6

1.1 Introduction 6

1.2 Écoulements transitoires 7

1.2.1 Conservation de la masse 7

1.2.2 Conservation de la quantité de mouvement 8

1.3 Simplifications des équations de St-Venant : Types d'ondes 13

1.3.1 Onde de crue 14

1.3.1.1 Onde cinématique 14

1.3.1.2 Onde diffusive 16

1.3.2 Onde de gravité 19

1.4 Résolutions numériques 21

1.5 Conclusion 22

CHAPITRE 2 : NOTIONS DE TRANSPORT SOLIDE 24

2.1 Introduction 24

2.2 Généralités 25

2.3 Transport par charriage 28

2.3.1 Tri granulométrique, Pavage 31

2.4 Transport en suspension, équation de Rouse 33

2.4.1 Équation de Rouse 35

2.5 Transport total 37

2.5.1 Conservation de la masse 38

2.5.2 Transport sédimentaire en mode de non équilibre 40

2.5.2.1 Retard spatial 40

2.5.2.2 Retard temporel 41

2.5.3 Couche de mélange 43

2.5.4 Transport des sédiments cohésifs 45

2.5.4.1 Généralités 45

2.5.4.2 Érosion 47

2.5.4.3 Dépôt 49

2.6 Vitesse de chute 51

2.7 Conclusion 54

CHAPITRE 3 : ÉROSION DES RIVES ET ÉLARGISSEMENT DU CHENAL 56

3.1 Introduction 56

3.2 Minimisation du taux de dissipation d'énergie 57

3.2.1 Taux de dissipation d'énergie dans une rivière 57

3.2.1.1 Dissipation de l'énergie par le fluide en mouvement 58

3.2.2 Application aux rivières - puissance totale du cours d'eau 59

3.2.2.1 Ajustements du chenal 60

3.3 Stabilité au glissement 61

3.3.1 Définition du facteur de sécurité à la rupture 62

3.3.2 Méthodes des tranches - Équations générales 63

3.3.3 Cas particulier : surface de rupture circulaire 67

3.3.3.1 Méthode de Fellenius 67

3.3.3.2 Méthode simplifiée de Bishop 70

3.3.4 Cas des rives de rivières 72

3.4 Conclusion 74

CHAPITRE 4 : MODÉLISATION NUMÉRIQUE UNIDIMENSIONNELLE DE L'ÉVOLUTION DES COURS D'EAU **76**

4.1 Introduction 76

4.2 Généralités 77

4.3 Approches couplée, semi-couplée et découplée 78

4.4 Modèles numériques d'évolution des lits de rivières 80

4.5 Modèles numériques d'évolution morphologique 83

4.6 Le modèle GSTARS 2.1 90

4.6.1 Lignes et tubes de courant 92

4.6.2 Calcul de la courbe de remous 93

4.6.3 Calculs sédimentaires 95

4.6.4 Minimisation de la puissance totale du cours d'eau 99

4.6.5 Ajustements des rives du chenal 100

4.7 Conclusion 102

CHAPITRE 5 : ANALYSE DE STABILITÉ DES TALUS: MODÉLISATION NUMÉRIQUE **104**

5.1 Introduction 104

5.2 Recherche du cercle critique: module BISHOP 106

5.3 Caractéristiques et limitations de BISHOP 111

5.4 Fichier d'entrée 113

5.5 Paramètres initiaux 116

5.6 Validation de BISHOP 118

5.7 Analyses de sensibilité 121

5.8 Redistribution des sédiments du cercle de rupture - Module REDISSED 124

5.9 Conclusion 128

CHAPITRE 6 : ÉVALUATION DU RECUL DES RIVES EN CAS DE RUPTURE DE BARRAGE: NOUVELLE MÉTHODOLOGIE - MODÈLE RIVIÈRE 130

6.1 Introduction 130

6.2 Modèle RIVIÈRE 131

6.2.1 Modèle GSTARS 2.1 131

6.2.2 Modèle BISHOP 132

6.2.3 Module REDISSED 133

6.2.4 Modèle RIVIÈRE: Couplage GSTARS 2.1/ BISHOP/ REDISSED 134

6.3 Rupture de barrage et zone à risque: Méthodologie globale développée 135

6.3.1 Vue d'ensemble 136

6.3.2 Phase de diagnostic 137

6.3.3 Phase d'identification des ZPIFI 144

6.3.4 Phase de prévisions locales détaillées - Organigramme de calcul 145

6.3.5 Phase de définition des zones à risque 149

6.4 Conclusion 149

CHAPITRE 7 : VALIDATION DU MODÈLE RIVIÈRE **151**

7.1 Introduction 151

7.2 Description du cas 152

7.3 Synthèse des données spécifiques au site de la validation 156

7.4 Caractéristique du modèle numérique local 161

7.5 Résultats 162

7.5.1 Évolution temporelle du talweg 162

7.5.2 Évolution type des sections sollicitées 163

7.5.3 Concordance des prévisions du profil du talweg 165

7.5.4 Concordance des prévisions d'érosion des berges 167

7.6 Conclusion 169

CHAPITRE 8 : APPLICATION DE LA NOUVELLE MÉTHODOLOGIE **170**

8.1 Introduction 170

8.2 Description du tronçon d'étude et de ses écoulements 171

8.2.1 Description du site 171

8.2.2 Synthèse des données 173

8.2.2.1 Géologie 173

8.2.2.2 Topographie des berges 175

8.2.2.3 Végétation 179

8.2.2.4 Activité antérieure des glissements de terrain 179

8.2.3 Conditions hydrauliques normales au site 180

8.2.4 Conditions d'écoulement en cas de rupture 183

8.3 Diagnostic préliminaire du tronçon à l'étude 184

8.3.1 Analyse du facteur de sécurité FS1 basé sur l'angle des rives 184
8.3.2 Analyse du facteur de sécurité FS2 basé sur la hauteur critique de berge 186
8.3.3 Analyse du facteur de sécurité FS3 relatif à la vitesse critique en cas de rupture 189
8.3.4 Analyse du facteur de sécurité FS4 basé sur le cisaillement 193
8.3.5 Variation du facteur de sécurité FS4 pendant une rupture 196
8.3.6 Synthèse et diagnostic préliminaire 196
8.4 Évolution appréhendée du tronçon à l'étude 201
8.4.1 Stabilité initiale du tronçon 201
8.4.2 Évaluation de l'instabilité potentielle en cas de rupture par la méthode fond mobile – stabilité de pente (FMSP) 204
8.4.3 Évolution type d'un recul de berge durant la crue de rupture 220
8.5 Définition de la zone à risque 225
8.6 Discussion des résultats 231
8.6.1 Sensibilité au nombre de sections 233
8.6.2 Effet des classes granulométriques 237
8.7 Conclusion 239

CHAPITRE 9 : CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES 241

BIBLIOGRAPHIE 245

ANNEXES 265

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1: Volumes entrant et sortant d'un domaine élémentaire 7

Figure 1.2: Forces extérieures appliquées à un domaine D 9

Figure 1.3: Déformation du domaine pendant dt 10

Figure 1.4: Représentation des relations $Q = f(h), V = f(t), Q = f(t)$ et $h = f(t)$ pour l'écoulement non permanent et non uniforme 18

Figure 2.1: Approximation multicouches du transport de sédiments 26

Figure 2.2: Modes du transports sédimentaire: charriage et suspension 27

Figure 2.3: Diagramme de Yalin – Shields (adapté de Yalin, 1972) 30

Figure 2.4: Distribution de la concentration relative en suspension pour a/h=0.005 et pour différentes valeurs de Z 37

Figure 2.5: Définition des variables du transport total 38

Figure 2.6: Effet du paramètre α sur le calcul des concentrations de non équilibre pour deux classes de sédiments. (a) déposition et (b) érosion (source : Yang et Simões, 2000) 41

Figure 2.7: Évolution de la masse des sédiments C vers la masse d'équilibre C^* pour des conditions d'écoulements constantes 42

Figure 2.8: Taux d'érosion de lit de rivière cohésifs en fonction de la contrainte de cisaillement du lit 48

Figure 2.9: Relation entre les diamètres des tamis et la vitesse de chute pour des particules de quartz usées tombant dans une eau distillée calme et d'étendue infinie (source: USICWR 1957) 53

Figure 3.1 : Définition de la surface de glissement 63

Figure 3.2 : Équilibre d'une tranche 64

Figure 3.3 : Équilibre d'une tranche de sol (Fellenius) 68

Figure 3.4 : Équilibre d'une tranche de sol (Bishop simplifiée) 71

Figure 4.1 : Mécanismes dominants de ruptures de rives dues aux ruptures géotechniques (adaptée et modifiée de Hagerty, 1991) 84

Figure 4.2: Organigramme simplifié de GSTARS 2.1 91

Figure 4.3 : Utilisation des tubes de courant par GSTARS 2.1 (adaptée de Yang et Simões, 2000) 93

Figure 4.4: Approximation de la surface des sédiments du lit (adaptée de Yang et Simões, 2000) 98

Figure 4.5: Méthode d'ajustement des rives selon l'angle de repos (adaptée de Yang et Simões, 2000) 101

Figure 5.1: Sections verticales d'un talus et limites des couches géotechniques 107

Figure 5.2: Convergence vers le centre du cercle de facteur de sécurité minima 111

Figure 5.3 : Exemple de fichier d'entrée pour BISHOP 114

Figure 5.4: Variables définissant les profils géométrique et géotechnique d'un talus 115

Figure 5.5: Exemple de talus analysé avec BISHOP 118

Figure 5.6: Validation de BISHOP - Facteurs de sécurité des cercles de glissement.....119

Figure 5.7: Validation de BISHOP - Centres des cercles de glissement.....120

Figure 5.8: Validation de BISHOP - Rayons des cercles de glissement.....120

Figure 5.9: Exemple d'analyse de sensibilité par BISHOP - a) effet du rapport de pression interstitielle, et b) effet de la cohésion.....123

Figure 5.10: Géométrie initiale et glissement circulaire (non à l'échelle pour montrer les détails).....126

Figure 5.11: Répartition des sédiments en cas de rupture circulaire(Non à l'échelle pour montrer les détails).....127

Figure 5.12 : Nouvelle géométrie donnée par REDISSED.....128

Figure 6.1: Phase de diagnostic: détermination des zones potentielles d'instabilité à fort impact (ZPIFI).....138

Figure 6.2 : Méthodologie d'analyse détaillée.....146

Figure 7.1: Rivière Ha! Ha! aux environs de Boilleau et tronçon à l'étude(Sources : Canadian Workshop on Geotechnics and Natural Hazards : An IDNDR Perspective 2000, et : Rapport INRS-Eau, 1997).....154

Figure 7.2: Hydrogrammes d'apport et de rupture au lac Ha! Ha!.....156

Figure 7.3: Vue en plan du cours d'eau étudié et des sections de calcul.....157

Figure 7.4: Profils en long du talweg mesurés avant et après juillet 1996.....158

Figure 7.5: Comparaison des largeurs mesurées entre berges aux différentes stations avant et après juillet 1996.....159

Figure 7.6: Granulométrie type du fond de la rivière et des berges.....160

Figure 7.7: Évolution temporelle du talweg 163

Figure 7.8: Évolution temporelle de la section 3 164

Figure 7.9: Évolution temporelle de la section 9 164

Figure 7.10: Profil en long du talweg des différentes stations 165

Figure 7.11: Dépôts ou érosions simulés et observés aux différentes stations 166

Figure 7.12: Comparaison des largeurs des berges initiales, observées et calculées 167

Figure 7.13: Délimitation de la zone à risque 168

Figure 8.1: Tronçon de la rivière Outaouais à l'étude 172

Figure 8.2: Scénario retenu: hydrogramme de rupture à Première Chute 183

Figure 8.3: Évolution du critère FS4 pendant la rupture en rive gauche de la section 18 197

Figure 8.4: Évolution du critère FS4 pendant la rupture en rive droite de la section 33 197

Figure 8.5: Variation de la profondeur à la section 49 lors du passage de la crue de rupture (érosions latérale et verticale non limitées) 220

Figure 8.6: Évolution du recul de la rive gauche à la section 49 durant le scénario (érosions latérale et verticale non limitées) 221

Figure 8.7: Évolution du facteur de sécurité de la rive gauche de la section 49 (érosions latérale et verticale non limitées) 222

Figure 8.8: Comparaison de l'évolution du facteur de sécurité de la rive gauche de la section 49 pour trois scénarios : érosions non limitées, érosion latérale limitée et érosion verticale limitée 223

Figure 8.9: Comparaison de l'évolution du facteur de sécurité de la rive droite de la section 51 pour 3 scénarios : érosions non limitées, érosion latérale limitée et érosion verticale limitée 224

Figure 8.10: Courbe enveloppe des reculs sur la rive gauche 230

Figure 8.11: Courbe enveloppe des reculs sur la rive droite 230

Figure 8.12: Représentation (exagérée par 10) du recul des rives 232

Figure 8.13: Différence entre les reculs des scénarios à 60 et à 29 sections (valeur du recul du scénario à 29 sections - recul du scénario à 60 sections) 234

Figure 8.14: Forme de la section 31 après le passage de la crue pour les deux scénarios 236

Figure 8.15: comparaison des reculs pour différentes courbes granulométriques 238

Figure II.1: algorithme de la méthode de la descente 272

Figure II.2: convergence de la méthode de la descente 272

Figure IV.1: Convention de repère dans BISHOP 277

Figure IV.2: 1er cas de validation - Talus homogène avec ligne piézométrique 278

Figure IV.3: 2ème cas de validation - Talus homogène avec une ligne piézométrique 279

Figure IV.4 : 3ème cas de validation - Talus homogène avec pressions interstitielles définies par le rapport r_u 281

Figure IV.5a : 4ème cas de validation Talus stratifié sans pression interstitielles (adapté de SLIDE - Verification Manual Part 1, 2003) 282

Figure IV.5b : 4ème cas de validation - Talus stratifié sans pression interstitielles - résultats par SLIDE(adapté de SLIDE - Verification Manual Part 1, 2003) 283

Figure IV.6: 5ème cas de validation. Talus homogène avec nappe phréatique en surface 284

Figure IV.7: 6ème cas de validation. Talus homogène avec nappe phréatique en surface 286

Figure IV.8: Validation de BISHOP - Facteurs de sécurité de cercle de glissement 287

Figure IV.9: Validation de BISHOP - Centre des cercles de glissement 288

Figure IV.10: Validation de BISHOP - Rayons des cercles de glissement 288

Figure V.1: Talus homogène 290

Figure V.2: Sensibilité du facteur de sécurité au rapport de pression interstitielle 292

Figure V.3: Sensibilité du facteur de sécurité à la cohésion 293

Figure V.4: Sensibilité du facteur de sécurité à l'angle de frottement interne 293

Figure V.5: Sensibilité du facteur de sécurité au poids volumique 294

Figure V.6: Sensibilité du facteur de sécurité à la cohésion du sol, son poids volumique, son angle de frottement interne et au rapport de pression interstitielle 295

Figure VI.1: Profil initial de la section 9 297

Figure VI.2: Érosion progressive entre $t = 0$ et $t = 12\ h$ 298

Figure VI.3: Première rupture à $t = 12,1\ h$ 298

Figure VI.4: Évolution du profil de la section 9 entre $t = 12,1\ h$ et $t = 23\ h$ 399

Figure VI.5: Évolution du profil de la section 9 (à *6760 m* de la digue) 399

Figure VI.6: Évolution de la section 9 entre $t = 23,1\ h$ et $t = 30\ h$ 300

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 5.1: Effets des paramètres initiaux sur le facteur de sécurité 117

Tableau 8.1: Résumé des données géotechniques 174

Tableau 8.2: Hauteurs et angles moyens des sections hydrauliques 177

Tableau 8.3: Conditions hydrauliques en turbinage normal 181

Tableau 8.4: Critère *FS1* 185

Tableau 8.5: Critère *FS2* 187

Tableau 8.6: Critère *FS3* 191

Tableau 8.7: Critère *FS4* 194

Tableau 8.8: Analyse de stabilité combinée 199

Tableau 8.9: Facteurs de sécurité initiaux 202

Tableau 8.10: Reculs prévisibles, cas des érosions latérale et verticale non limitées 206

Tableau 8.11: Reculs prévisibles, érosion latérale limitée 211

Tableau 8.12: Reculs prévisibles, érosion verticale limitée à 60 cm 216

Tableau 8.13: Synthèse des reculs totaux 226

Tableau 8.14: Classes granulométriques des différents cas simulés 238

Tableau IV.1: Résultats, 1er cas de validation 278

TABLEAU IV.2: Résultats, 2ème cas de validation 279

TABLEAU IV.3: Résultats, 3ème cas de validation 280

TABLEAU IV.4: Résultats, 4ème cas de validation 283

TABLEAU IV.5: Résultats, 5ème cas de validation 284

TABLEAU IV.6: Résultats, 6ème cas de validation 285

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

BISHOP	modèle d'analyse de stabilité par la méthode simplifiée de Bishop
FMSP	méthode Fond Mobile Stabilité de Pente
GSTARS 2.1	Generalized Stream Tube model for Alluvial River Simulation version 2.1
MES	matières en suspension
REDISSED	modèle de REDIStribution des SEDiments dans une section transversale
USACE	U. S. Army Corps of Engineers
USICWR	U. S. Interagency Committee on Water Resources
ZPIFI	Zone Potentielle d'Instabilité à Fort Impact

LISTE DES NOTATIONS ET DES SYMBOLES

A section mouillée (m^2)

A_b section transversale de la couche de mélange (m^2)

a niveau de référence pour les concentrations des particules en suspension (m), épaisseur de la couche active (m)

a_1 longueurs du plus grand axe de la particule solide (mm)

B largeur mouillée du chenal (m)

b_1 longueurs du moyen axe de la particule solide (mm)

c cohésion du sol (kPa), concentration locale

c_1 longueurs du plus petit axe de la particule solide (mm)

c_c célérité de propagation de l'onde cinématique ou diffusive (m/s)

c_g la plus grande célérité de propagation de l'onde de gravité (m/s)

c_g' la plus petite célérité de propagation de l'onde de gravité (m/s)

c_u résistance au cisaillement non drainée (kPa)

c_{ur} résistance au cisaillement non drainée du sol remanié (kPa)

C constante d'intégration, concentration massique, concentration de sédiments

C_0 concentration initiale

C^* capacité de transport de sédiment

C_D coefficient de dispersion de l'onde diffusive (m^2/s)

C_s concentration volumique des particules en suspension

C_{sa} concentration des particules en suspension correspondant au niveau de référence

D taux de déposition des particules solide (m^2/s)

D_l taux de déposition des particules solide de la $l^{ième}$ classe granulométrique (m^2/s)

D_0 volume liquide (m^3)

D_z variation transversale de la profondeur d'eau (m)

d diamètre des grains solides (mm)

d_a diamètre des grains solides d'un lit pavé (mm)

d_{50} diamètre médian (mm)

d_{90} diamètre du tamis laissant passer 90% des sédiments (mm)

d_{100} diamètre du tamis laissant passer 100% des sédiments (mm)

d_{50_a} diamètre médian du pavage (mm)

$d_{50_{a,max}}$ diamètre médian maximum possible du pavage (mm)

dx distance élémentaire (m), distance entre deux sections hydrauliques (m)

dt temps élémentaire (s)

d_i distance entre deux points (m)

dM variations de la quantité de mouvement (m kg/s)

d_* diamètre adimensionnel des grains solides (-)

E taux d'érosion des particules solide (m^2/s)

E_1 taux d'érosion particulaire (m^2/s)

E_2 taux d'érosion de masse (m^2/s)

E_l taux d'érosion des particules solide de la $l^{ième}$ classe granulométrique (m^2/s)

e constante du taux d'érosion (-)

$e(x)$ ligne d'action de la force interne s'exerçant sur une section verticale du sol

F_g force de gravité (N)

F_p force de pression (N)

F_f force de frottement (N)

F, FS Facteur de sécurité (-)

F_r nombre de Froude

$FS1$ critère d'angle critique

$FS2$ critère de hauteur critique

$FS3$ critère de vitesse critique

$FS4$ critère de contrainte critique de cisaillement

G coefficient d'érodibilité de Simon

g accélération de la pesanteur (m/s^2)

H hauteur d'un talus (m)

H_c hauteur critique d'un talus (m)

h hauteur d'eau (m)

h_G distance verticale par rapport au fond du centre de gravité de la section A (m)

i indice (-)

I_L étant l'indice de liquidité des matériaux (-)

I_P étant l'indice de plasticité des matériaux (-)

K facteur de rive, débitance (m^3/s)

L longueur du canal (m)

L_i longueur du tronçon de rivière i (m)

l $l^{ième}$ classe granulométrique

M_1 constante propre au sédiment (-)

M_2 constante propre au sédiment (-)

n coefficient de résistance de Manning

P périmètre mouillé (m), probabilité d'occurrence du dépôt des sédiments cohésifs

Q débit liquide (m^3/s)

Q_s débit solide (m^3/s)

q_{sb} débit solide de charriage par unité de largeur ($m^3/s/m$)

q_s débit en suspension par unité de largeur ($m^3/s/m$)

q_{s_l} apport solide latéral de la $l^{ième}$ classe granulométrique ($m^3/s/m$)

q apport latéral ($m^3/s/m$), débit liquide par largeur unitaire (m^2/s)

R rayon hydraulique (m)

R_{ext} rayon externe d'une courbe de rivière (m)

R_{int} rayon interne d'une courbe de rivière (m)

R_{moy} rayon moyen d'une courbe de rivière (m)

Re_* nombre de Reynolds du grain (-)

r_u rapport de pression interstitielle (-)

SF facteur de forme (-)

S, S_o pente du fond (-)

S_f pente de la ligne de charge (-)

S_{u_l} flux des sédiments, de la classe l, du substrat à la couche de surface(m^2/s)

s, s_s densité relative des grains solides

T	temps (s), échelle de temps représentant l'ajustement de la masse du sédiment (s)
T_e	temps caractéristique de l'érosion (s)
T.C.	transport par charriage
T.T	transport total
u	pression interstitielle (Pa)
u_*	vitesse de frottement près du fond (m/s)
$u_{*a,cr}$	vitesse de frottement critique du pavage (m/s)
$V(x)$	composante verticale de la force interne s'exerçant sur une tranche de sol (N)
$H(x)$	composante horizontale de la force interne s'exerçant sur une tranche de sol (N)
V	vitesse moyenne de l'écoulement (m/s)
V_{cr}	vitesse d'écoulement maximale admissible (m/s)
V_{max}	vitesse maximale d'écoulement pendant la crue (m/s)
v_i	composantes du vecteur vitesse
W_i	poids de la tranche de la tranche i du sol par unité d'épaisseur (N/m)
w	teneur en eau du sol (%)
x	distance longitudinale (m)
y (x)	l'équation de la ligne de rupture étudiée
z	côte du fond (m), coordonnée verticale (m)
z (x)	l'équation de la ligne de talus
Z	exposant de Rouse (-)
Δx	pas d'espace, distance entre deux section successives (m)
Δt	pas de temps (h)

Δz_{bi} changement total de l'élévation du lit à la station i (m)

α paramètre adimensionnel (-)

α_L paramètre adimensionnel (-)

β angle entre le profil longitudinal du fond de la rivière et l'horizontal (degrés)

β^* paramètre adimensionnel (-)

β_l^s fraction du contenu en volume de la classe l dans la couche de surface (-)

β_l^u fraction du contenu en volume de la classe l dans la couche du substrat (-)

λ porosité (-)

Φ intensité adimensionnelle de débit solide de charriage (-), taux de dissipation de l'énergie (W)

Φ_T puissance totale du cours d'eau (W)

Γ volume de contrôle

γ_w poids volumique de l'eau (kN/m^3)

γ poids volumique du sol (kN/m^3)

γ_s poids volumique des grains solides (kN/m^3)

γ_{sat} poids volumique du sol saturé (kN/m^3)

δ épaisseur de la couche limite (m)

ε constante du taux d'érosion (-)

ε_f taux d'érosion des flocs (m^2/s)

ε_s diffusivité des particules solides en suspension (m^2/s)

κ constante de Von Karman

θ angle du talus (degrés), paramètre de Shields (-)

θ_c angle critique du talus, paramètre critique de Shields (-)

ν viscosité cinématique (m^2/s)

ν_t viscosité turbulente (m^2/s)

φ angle de frottement interne (degrés)

φ_{cr} angle de frottement interne sous eau (degrés)

ω_s vitesse de chute des particules solide en eau calme (m/s)

ρ masse volumique du sol (kg/m^3)

ρ_w masse volumique de l'eau (kg/m^3)

ρ_s masse volumique des grains solides (kg/m^3)

ΣF_e somme des forces extérieures appliquées au volume fluide élémentaire

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)

$\tau_{*a,cr}$ contrainte de frottement adimensionnelle critique pour le pavage (kPa)

τ_o, τ_b contrainte de frottement près du fond (kPa)

τ_{ce} contrainte de cisaillement critique pour l'érosion (kPa)

τ_{cd} contrainte de cisaillement critique au-dessus de laquelle les particules transportées commencent à se déposer (kPa)

τ_{cr} contrainte de cisaillement critique (kPa)

τ_{max} contrainte de cisaillement maximale observée (kPa)

$\tau*$ tension adimensionnelle de frottement (-)

τ_{ij} composantes du tenseur contraintes (Pa)

$\left(\frac{\partial Y}{\partial I}\right)_{x_0}$ variation de Y par rapport à I au point d'abscisse $x = x_0$

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE I : Analyse mathématique des équations -Directions caractéristiques.....266

ANNEXE II : Méthode de la descente.....271

ANNEXE III : BISHOP : Manuel d'utilisation.....273

ANNEXE IV : Validation du modèle BISHOP.....277

ANNEXE V : Exemples d'analyse de sensibilité.....290

ANNEXE VI : Validation complémentaire du modèle BISHOP avec instabilité de pente.....296

INTRODUCTION

De tous temps les cours d'eau ont vu leur équilibre sédimentologique et donc leur morphologie modifiés par l'action de l'homme. Au cours du XXème siècle, le développement de l'hydroélectricité va régulariser les écoulements et minimiser les extrêmes, il diminue le risque d'inondation mais a au moins deux impacts négatifs en fonctionnement normal dus aux deux types d'aménagements hydrauliques :

- dans les barrages réservoirs, les alluvions fines et grossières s'accumulent rapidement, réduisant la capacité utile du réservoir et interrompant l'alluvionnement à l'aval ;
- au droit des dérivations d'eau, des perturbations plus subtiles sont apportées par la modification du régime hydrologique (dépôt des alluvions dans le lit aux points de dérivation de l'eau claire déchargée de ses apports solides par les ouvrages de prise ; érosion des fonds à la restitution de ces mêmes eaux à la rivière).

Sur certains cours d'eau, la dynamique fluviale a changé de manière irréversible. Parfois, l'abaissement du lit découvre un substratum marneux ou argileux très fragile. Il y a alors basculement vers un nouveau fonctionnement morphologique (lit étroit en canyon), totalement différent. D'autres cours d'eau, totalement contraints (endiguements systématiques, barrages en série...) évoluent vers un équilibre morphologique différent (végétalisation du lit, tendance au développement d'un lit unique et étroit) entravé par

un entretien incessant. Ailleurs, certaines zones connaissent une réelle tendance à l'exhaussement. Processus naturel au débouché dans une vallée principale, le phénomène est exacerbé par la réduction des espaces sur lesquels peuvent se déposer les matériaux en excès, et rendu critique par l'aménagement des abords du cours d'eau. Un prélèvement raisonné des matériaux en excès est alors incontournable.

Enfin, suite à des crues exceptionnelles, certains cours d'eau connaissent, en certains endroits, des élargissements de leurs sections. Ces cas peuvent avoir des conséquences considérables: la population riveraine perdrait non seulement ses biens mais surtout sa vie est en danger.

La protection des biens et des personnes contre les crues est l'un des objectifs majeurs de la gestion des bassins. Des événements récents (déluge du Saguenay au Québec, crue de la rivière rouge au Manitoba, etc.) nous ont rappelé les dommages importants que les crues peuvent engendrer et le traumatisme régional induit. Et des situations pires encore sont associées aux crues de rupture de barrage, souvent plus brutales et plus exceptionnelles dans leur ampleur. Les inondations et à fortiori les crues de rupture de barrage engendrent de fortes vitesses d'écoulement et des niveaux d'eau inhabituels. L'inondation des rives peut alors s'accompagner d'érosions significatives, de glissements de terrain importants et créer des portions de rives potentiellement instables, comme l'ont montré les crues du Saguenay en 1996 (Commission Nicolet, 1997). L'objectif principal étant de protéger la population, il est difficile de restreindre la zone à risque

associée à l'événement à la seule zone inondée, sans tenter d'évaluer ce que pourrait être l'extension finale de la zone des dommages. Cette zone étendue pourrait donc englober des régions dont l'élévation serait supérieure au niveau maximal atteint par la crue. La zone d'évacuation de la population serait donc, elle aussi, à étendre.

L'étude des écoulements de crue (et de crue de rupture) se fait essentiellement à l'aide de modèles numériques à fond fixe (exceptions: MIKE 21, TELEMAC). La bathymétrie et la topographie de la vallée sont alors considérées invariantes et les phénomènes d'érosion des rives et des fonds tout comme les phénomènes de dépôt sont ignorés, comme le sont les changements possibles du lit de la rivière. Or, les fonds de rivières et leurs berges sont mobiles et quelquefois instables. Dans ces conditions, peut-on réellement supposer que les prévisions d'impacts et de dommages engendrés dans la vallée par une crue exceptionnelle éventuelle seraient limitées à celles de la seule montée des eaux?

Le problème que cherche à résoudre cette thèse est la définition de la zone de danger en tenant compte globalement du niveau maximal des eaux, des mouvements sédimentaires dans le lit majeur et des possibilités de glissements de terrain induits. La rivière des Outaouais vers Notre Dame du Nord, en aval du barrage de Première Chute appartenant à Hydro-Québec, est à l'origine de cette thèse. Contrairement à l'étude d'inondation, sa résolution nécessite un examen des caractéristiques géotechniques et topographiques dans et aux limites de la zone inondable. Cet examen fournira une caractérisation des

zones érodibles et des zones à stabilité réduite. Sa résolution nécessite aussi un complément d'analyse des écoulements pour que puissent être évalués ses potentiels d'arrachement et de transport locaux, puis elle requiert finalement une analyse de stabilité des rives pour identifier les zones de glissements potentiels et les inclure à la zone de risque.

La solution recherchée met donc à contribution des connaissances avancées en hydraulique et en géotechnique et leur arrimage est fondamental tant au niveau de la compréhension des processus que des méthodes de calcul.

Le présent texte est organisé en deux parties. La première est une revue de littérature sur différents aspects de l'hydraulique fluviale unidimensionnelle. Le chapitre premier traite de l'hydraulique de l'écoulement unidimensionnel à surface libre sur fond fixe, mettant en évidence les équations complètes de Barré de St-Venant qui devraient être utilisées dans le cas de l'étude des crues (pour un canal à fond fixe), leurs simplifications ainsi qu'un rappel des principales méthodes numériques utilisées pour leur résolution. Le second chapitre traite des sédiments: nous rappellerons les grands aspects de l'érosion, du transport et du dépôt des sédiments non cohésifs et cohésifs dans les rivières. Le troisième chapitre présente d'une part, la théorie de minimisation du taux de dissipation d'énergie dans une rivière; cette théorie joue un rôle important dans l'analyse des évolutions bathymétriques. D'autre part, ce chapitre rappelle deux méthodes géotechniques d'analyse de stabilité de talus (méthodes de Fellenius et de Bishop), ceci

servant dans la seconde partie de cette thèse au développement du modèle BISHOP pour l'analyse de stabilité des pentes selon la méthode modifiée de Bishop. Enfin, le quatrième chapitre présente les principes de bases de quelques logiciels hydro-sédimentaires utilisés en hydraulique fluviale. Cette présentation justifiera le choix du modèle GSTARS2.1 que nous ferons dans la deuxième partie.

La seconde partie regroupe nos contributions au domaine de la modélisation numérique appliquée au génie hydraulique. Au cinquième chapitre nous développerons un modèle de stabilité de pentes basé sur la méthode modifiée de Bishop et un module de redistribution des sédiments issus d'une rupture de pente: REDISSED. Le sixième chapitre présente la nouvelle méthodologie d'évaluation de la zone à risque en cas de rupture de barrage. Cette méthode utilise le modèle RIVIÈRE qui regroupe les analyses d'érosion et de rupture de pente en rivière: GSTARS 2.1, BISHOP et REDISSED. Le septième chapitre correspond à la validation du modèle RIVIÈRE sur un segment de quelques kilomètres de la rivière Ha! Ha! fortement remanié récemment, alors que le huitième chapitre présente l'application de cette nouvelle méthodologie, en mode prévisionnel, à la rivière des Outaouais vers Notre Dame du Nord. Nous y simulons l'évolution de ce tronçon, à rives abruptes par endroits, sous l'effet de la rupture hypothétique du barrage de Première Chute, situé en amont, et nous discutons de la sensibilité du modèle RIVIÈRE au nombre de sections choisies et à la granulométrie utilisée. Enfin, nous concluons sur la portée de notre thèse et nous mentionnons les perspectives de notre travail ainsi que certains points à approfondir.

CHAPITRE 1

HYDRAULIQUE DE L'ÉCOULEMENT À SURFACE LIBRE

1.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous dériverons les équations de Barré de Saint-Venant dans des canaux à fond fixe, qui sont à la base de l'étude des crues. Des simplifications de l'équation de quantité de mouvement (négliger les termes d'inertie et/ou de pression) nous amènent à deux types de représentation qui peuvent être utilisées en première approximation pour étudier les crues : l'onde cinématique et l'onde diffusive. Une autre approximation connue, à savoir supposer que la pente de frottement compense la pente du fond, a servi à traiter de manière simplifiée le problème de rupture de barrage, mais n'est pas utile à ce travail. Comme les solutions analytiques du système d'équations de Saint-Venant n'ont lieu que pour des cas toujours simplifiés, nous mentionnerons quelques références bibliographiques qui traitent de la résolution de ces équations, sans pour autant s'y attarder.

1.2 ÉCOULEMENTS TRANSITOIRES

Les lois de conservation de la masse et de la quantité de mouvement sont à l'origine des deux équations de base régissant les écoulements à surface libre à fond fixe. Nous supposerons que l'écoulement est filaire: à chaque abscisse, le niveau de l'eau est horizontal d'une rive à l'autre. Pour plus de détail concernant ces équations voir Singh (1996) par exemple.

1.2.1 Conservation de la masse

Le principe de continuité exprime que la variation de la masse de liquide comprise entre deux sections pendant un certain temps est égale à la masse de liquide entrant moins la masse de liquide sortant. En supposant le liquide homogène et incompressible, en absence d'apports ou de départs latéraux (problème conservatif), le principe traduit la conservation du volume. Considérons les sections d'abscisses x et $x+dx$ (figure 1.1).

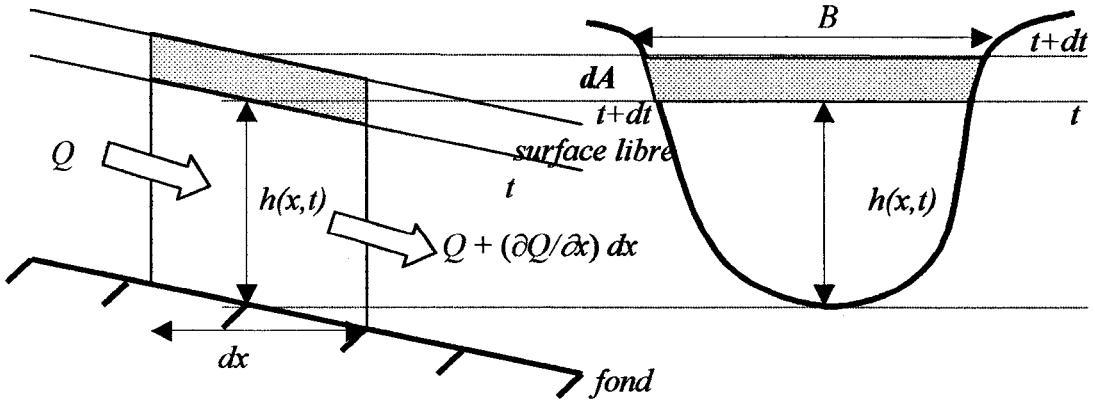


Figure 1.1: Volumes entrant et sortant d'un domaine élémentaire.

A l'instant t, le débit entrant est $Q=A\ V$ (A est la section d'écoulement et V est la vitesse moyenne), le débit sortant $Q+(\partial Q/\partial x)dx$. La différence de volume pendant l'intervalle de temps dt est donc $-(\partial Q/\partial x)dtdx$. Cette variation est due au déplacement de la ligne d'eau entre t et $t+dt$ qui engendre une augmentation de volume : $dx\,dA=(\partial A/\partial x)\,dt\,dx$, d'où :

$$\frac{\partial Q}{\partial x}+\frac{\partial A}{\partial t}=0 \tag{1.1}$$

Dans le cas d'un apport latéral uniforme q (en $m^3/s/m$), ou d'un débordement latéral ($q<0$), l'équation devient :

$$\frac{\partial Q}{\partial x}+\frac{\partial A}{\partial t}=q \tag{1.1a}$$

1.2.2 Conservation de la quantité de mouvement

Nous considérons à nouveau deux sections d'abscisses x et $x+dx$. Elles délimitent un volume liquide D_0 auquel nous appliquons le théorème de la quantité de mouvement. Il consiste à écrire que la variation de quantité de mouvement dM/dt entre x et $x+dx$ est égale à la somme des forces extérieures ΣF_e appliquées au volume considéré. Il s'agit d'une égalité vectorielle, que nous allons utiliser en projection sur l'axe du fond du chenal. Les forces extérieures sont la gravité (action de la pesanteur) F_g , les forces de pression F_p et les forces de frottement F_f (figure 1.2).

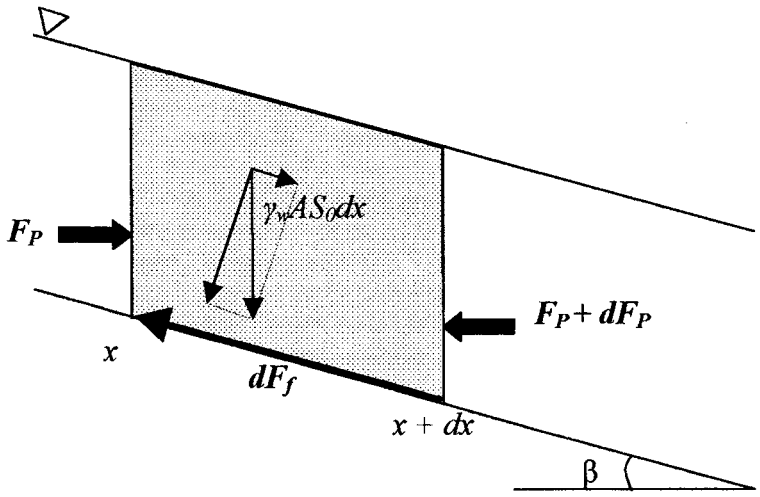


Figure 1. 2: Forces extérieures appliquées à un domaine D_0.

La projection de la force de gravité vaut: $dF_g = dx\, A\, S_0\, \gamma_w$ (avec $S_0 = \sin\beta$ **et** $\gamma_w = \rho_w g$ le poids volumique de l'eau).

La projection de la force de pression appliquée à la section amont est : $F_p = \gamma_w\, A\, h_G$, h_G désignant la distance verticale par rapport au fond du centre de gravité de la section A (c'est-à-dire le point d'application de la résultante de la force de pression appliquée à la section A). Celle appliquée à la section avale est F_p+dF_p et la résultante appliquée au domaine D_0 par l'extérieur est $-dF_p$, d'où :

$$dF_p = \frac{\partial F_p}{\partial x} dx = \gamma_w \frac{\partial (A h_G)}{\partial x} dx \qquad (1.1b)$$

On suppose ici que les forces de pression appliquées par les parois ont une résultante perpendiculaire à l'axe du chenal. C'est en particulier vrai lorsque le chenal est de section uniforme.

Nous allons supposer, pour simplifier l'exposé, que la section est sensiblement rectangulaire *(A=Bh* et $h_G = h/2$*)* et que la largeur *B* varie faiblement, il vient:

$$dF_p = \gamma_w \frac{\partial(Bh^2/2)}{\partial x} dx = \gamma_w Bh \frac{\partial h}{\partial x} dx = \gamma_w A \frac{\partial h}{\partial x} dx \qquad (1.1c)$$

Enfin, la force de frottement appliquée par les parois est :

$$dF_f = -\tau_0 P\, dx = (-\gamma_w R\, S_f) P\, dx = -\gamma_w A\, S_f\, dx \qquad (1.1d)$$

où *P* est le périmètre mouillé, S_f est la pente de la ligne de charge et τ_0 est la contrainte de cisaillement près du fond. Au total :

$$\Sigma F_e = dF_g - dF_p + dF_f = \gamma_w \mathrm{A}\left(S_0 - S_f - \frac{\partial h}{\partial x}\right) dx \qquad (1.1f)$$

Pour calculer maintenant la variation de quantité de mouvement, considérons à l'instant *t* le domaine D_0 délimité par les deux sections écartées de *dx* et le domaine *D'* obtenu à l'instant *t+dt* (figure 1.3).

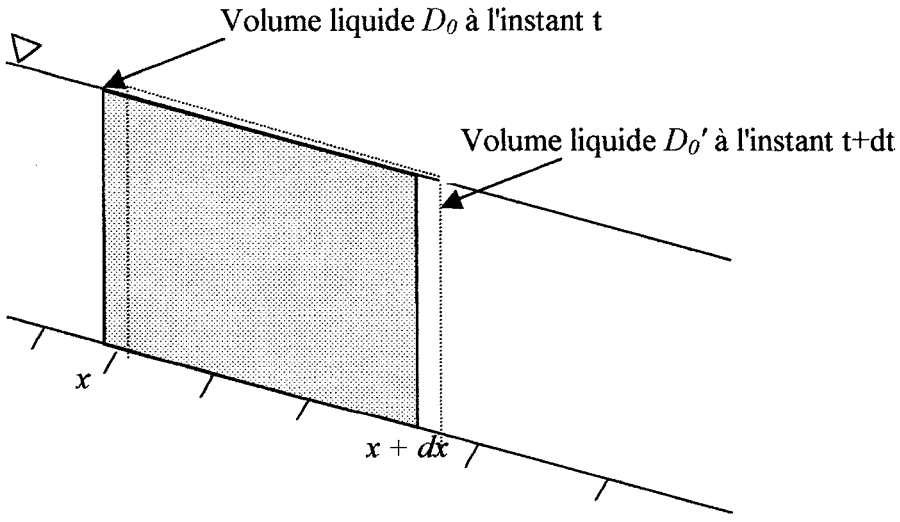


Figure 1. 3: Déformation du domaine pendant *dt.*

La variation dM de la quantité de mouvement lorsque l'on passe de t à $t+dt$ est la somme algébrique de :

• la variation de quantité de mouvement du volume commun à D_0 et D_0', soit :

$$d(\rho_w AV)dx = d(\rho_w Q)dx = \rho_w\left(\frac{\partial Q}{\partial t}dt\right)dx = \rho_w \frac{\partial Q}{\partial t}dt\,dx \tag{1.1g}$$

• la quantité de mouvement perdue à l'entrée de D, soit :

$$\rho_w (Vdt)AV = \rho_w V^2 Adt = \rho_w \frac{Q^2}{A}dt \tag{1.1h}$$

• la quantité de mouvement gagnée à l'entrée de D, c'est à dire la valeur ci-dessus en remplaçant x par $x+dx$: $\rho_w \frac{Q^2}{A}dt + \frac{\partial}{\partial x}\left(\rho_w \frac{Q^2}{A}dt\right)dx$

La somme algébrique des deux derniers termes est : $\rho_w \frac{\partial(Q^2/A)}{\partial x}dt\,dx$

Finalement, la variation globale de quantité de mouvement pendant dt est :

$$dM = \rho_w\left[\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(Q^2/A)}{\partial x}\right]dt\,dx \tag{1.1i}$$

Il s'agit là du module d'un vecteur parallèle au vecteur vitesse, c'est à dire au fond du chenal en supposant négligeable la courbure des filets liquides.

Le théorème de la quantité de mouvement donne $\frac{dM}{dt} = \Sigma F_e$ (en projection sur l'axe du fond). Après division par $\rho_w = \gamma_w / g$ nous obtenons

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(Q^2/A)}{\partial x} = gA\left(S_0 - S_f - \frac{\partial h}{\partial x}\right) \tag{1.2}$$

Telle est la seconde équation qui, jointe à l'équation de continuité, permet de résoudre le problème moyennant la connaissance adéquate des conditions initiales et aux limites. Les inconnues sont $Q(x,t)$ et $h(x,t)$ ou indifféremment $V(x,t)$ et $h(x,t)$ puisque à chaque instant $Q=V\,A$. Le terme S_f est la pente de la ligne de charge. On peut admettre qu'à chaque instant, la formule du régime uniforme est valable. Ainsi, avec la formulation de Manning $S_f = \frac{n^2}{R^{4/3}}\left(\frac{Q}{A}\right)^2$, R étant le rayon hydraulique. Selon que l'on choisit comme variables d'état Q et h ou V et h, le système d'équation s'écrit donc en admettant la formulation de Manning pour les pertes de charge :

- formulation en débit :

$$\frac{\partial Q}{\partial x}+\frac{\partial A}{\partial t}=0 \tag{1.1}$$

$$\frac{1}{gA}\frac{\partial Q}{\partial t}+\frac{1}{gA}\frac{\partial (Q^2/A)}{\partial x}+\frac{\partial h}{\partial x}-S_0=-S_f=-\frac{n^2}{R^{4/3}}\left(\frac{Q}{A}\right)^2 \tag{1.2}$$

- formulation équivalente, en vitesse :

$$\frac{\partial (VA)}{\partial x}+\frac{\partial A}{\partial t}=0 \tag{1.3}$$

$$\frac{1}{g}\frac{\partial V}{\partial t}+\frac{V}{g}\frac{\partial (V)}{\partial x}+\frac{\partial h}{\partial x}-S_0=-S_f=-\frac{n^2\,V^2}{R^{4/3}} \tag{1.4}$$

Ces équations sont les équations de Barré de Saint Venant. Elles ont été démontrées pour des sections rectangulaires, mais généralisables à des sections de forme

quelconque. Dans ces équations, il ne faut pas oublier que les inconnues Q, V, h sont des fonctions de x et t. R et A sont des fonctions de x et h. S_0 est fonction de x (modèle à fond fixe) et n est une constante.

1.3 Simplifications des équations de St-Venant : Types d'ondes

Les ondes dans l'eau peuvent se développer dans toutes les circonstances où la surface de l'eau est libre de bouger (Peregrine, 1985). Nous ne nous intéresserons qu'à celles découlant des simplifications de l'équation dynamique du système de Saint-Venant qui est hyperbolique. Dans l'équation dynamique:

$$\underset{(1)}{\frac{1}{g}\frac{\partial V}{\partial t}} + \underset{(2)}{\frac{V}{g}\frac{\partial V}{\partial x}} + \underset{(3)}{\frac{\partial h}{\partial x}} = \underset{(4)}{S_0} - \underset{(5)}{S_f} \qquad (1.4)$$

chaque terme a une importance relative, dépendant de la situation hydraulique: En considérant ces différents termes (Singh, 1996), on distingue les types d'ondes suivants :

- Onde cinématique $0 = (4) + (5)$ (1.5)
- Onde diffusive: $(3) = (4) + (5)$ (1.6)
- Onde dynamique quasi-permanente: $(2) + (3) = (4) + (5)$ (1.7)
- Onde de gravité: $(1) + (2) + (3) = 0$ (1.8)
- Onde dynamique: $(1) + (2) + (3) = (4) + (5)$ (1.4)

1.3.1 Onde de crue

L'étude théorique des crues devrait être faite à partir des équations complète de Saint-Venant. Toutefois, il arrive que le déplacement (montée et descente) d'une crue soit tellement lent que certains termes de l'équation de quantité de mouvement (1.4) peuvent être négligés et la crue sera bien approximée par une onde cinématique ou une onde diffusive.

1.3.1.1 Onde cinématique

L'équation de continuité reste valable alors que l'équation dynamique, en adoptant la formulation de Manning, se réduit à: $S_0 = S_f = \frac{n^2 V^2}{R^{4/3}}$

d'où:

$$Q = VA = \frac{1}{n} A R^{2/3} S_0^{1/2} \tag{1.4a}$$

donc pour une section donnée, la relation $Q = f(A)$ est bijective: à chaque section mouillée correspond un débit et inversement. De plus, dans une section donnée d'abscisse x_0 on a:

$$\frac{\partial A}{\partial t} = \left(\frac{\partial A}{\partial Q}\right)_{x_0} \frac{\partial Q}{\partial t} \tag{1.9}$$

en introduisant l'équation (1.9) dans l'équation de continuité nous obtenons l'équation de l'onde cinématique:

$$\frac{\partial Q}{\partial t}+\left(\frac{\partial A}{\partial Q}\right)_{x_0}\frac{\partial Q}{\partial t}=\frac{dQ}{dt}=0 \tag{1.10}$$

dont la célérité de propagation est :

$$c_c=\left(\frac{\partial Q}{\partial A}\right)_{x_0}=-\frac{\partial Q/\partial t}{\partial Q/\partial x} \tag{1.11}$$

La célérité c_c varie avec la profondeur, mais il est souvent admi que cette variation peut être ignorée (Henderson, 1966). Les propriétés de l'onde cinématique découlent essentiellement de l'équation de continuité. Pour un canal de longueur L, de pente de fond S_f , on admet généralement (Dingman, 1984) que l'onde cinématique est une approximation valable pour l'onde dynamique complète si: $g\,L\,S_f/V^2 \rangle 10$, où V est la vitesse moyenne de l'écoulement.

L'équation (1.11) s'écrit aussi:

$$c_c=\left(\frac{\partial Q}{\partial A}\right)_{x_0}=\frac{\partial(VA)}{\partial A}=V+A\frac{\partial V}{\partial A} \tag{1.11a}$$

donc, la célérité de l'onde cinématique est toujours supérieur à la vitesse moyenne d'écoulement. En adoptant la formulation de Manning, on obtient par exemple pour un canal rectangulaire de largeur B:

$$c_c=\frac{5}{3}V \tag{1.11b}$$

Ainsi, avec la formulation de Manning, nous pouvons conclure que pour un nombre de Froude inférieur à 3/2, une onde cinématique (crue) se propage moins vite qu'une onde de gravité. En effet,

$$F = \frac{V}{\sqrt{gh}} \langle 3/2 \Rightarrow \frac{2V}{3} \langle \sqrt{gh} \Rightarrow V + \frac{2V}{3} \langle V + \sqrt{gh} \Rightarrow c_c \langle c_g$$

où $c_g = V + \sqrt{gh}$ est la plus grande des célérité de l'onde de gravité (l'autre étant $c_g' = V - \sqrt{gh}$).

1.3.1.2 Onde diffusive

L'équation de continuité reste toujours valable alors que dans l'équation dynamique les termes d'inertie sont négligeables. Cette dernière s'écrit:

$$S_0 - \frac{\partial h}{\partial x} = S_f = \frac{n^2}{R^{4/3}} \left(\frac{Q}{A} \right)^2 \tag{1.4b}$$

en utilisant la débitance $K = \frac{1}{n} R^{2/3} A$, on obtient (puisque $S_0 = \frac{\partial z}{\partial x}$, z étant la côte du fond):

$$\frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial z}{\partial x} + \frac{Q^2}{K^2} = 0 \tag{1.12}$$

pour un canal rectangulaire de largeur B, l'équation de continuité (1.1) et l'équation (1.12) s'écrivent:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{1}{B} \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \tag{1.13}$$

$$\frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial z}{\partial x} + \frac{Q^2}{K^2} = 0 \tag{1.14}$$

en dérivant (1.14) par rapport à x (en supposant que $S_0 = \frac{\partial z}{\partial x}$ est constante on obtient:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \left(\frac{Q}{BK}\frac{dK}{dh}\right)\frac{\partial h}{\partial x} - \left(\frac{K^2}{2B|Q|}\right)\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} = 0 \tag{1.15}$$

la hauteur h subit une convection avec la célérité c_c et une atténuation (dispersion) avec un coefficient C_D donnés par:

$$c_c = \frac{Q}{BK}\frac{dK}{dh} = \frac{1}{B}\frac{dQ}{dh} = \frac{dQ}{dA} \tag{1.16}$$

$$C_D = \frac{K^2}{2B|Q|} = \frac{Q}{2BS_0} \tag{1.17}$$

en dérivant (1.13) par rapport à x et (1.14) par rapport à t on obtient une équation similaire pour le débit:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \left(\frac{Q}{BK}\frac{dK}{dh}\right)\frac{\partial Q}{\partial x} - \left(\frac{K^2}{2B|Q|}\right)\frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} = 0 \tag{1.18}$$

le débit subit une convection avec la même célérité c_c et une atténuation (dispersion) avec le même coefficient C_D que la hauteur h.

Notons que la célérité c_c est la même que la célérité de propagation de l'onde cinématique. Par ailleurs, le terme de dispersion est négligeable si $\partial^2 Q/\partial x^2$ et/ou C_D sont faibles. La dernière condition se traduit part: $Q \langle\langle 2BS_0$. Ainsi si la pente de fond est importante, le terme dispersif peut être éliminé et l'onde diffusive est bien approximée par l'onde cinématique.

Enfin, en utilisant la formule de Manning, en régime permanent, le débit se calcule par:

$$Q = VA = \frac{1}{n} AR^{2/3} \sqrt{S_f - \frac{\partial h}{\partial x}} \tag{1.19}$$

qui s'écrit, en utilisant (1.15) en régime permanent et (1.17):

$$Q = \frac{1}{n} AR^{2/3} \sqrt{S_f - \left(\frac{C_D}{c_c} \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} \right)} \tag{1.20}$$

ainsi, une relation non univoque, en boucle (figure 1.4), existe entre le débit et le niveau d'eau. L'importance de cette boucle est liée au coefficient de dispersion C_D.

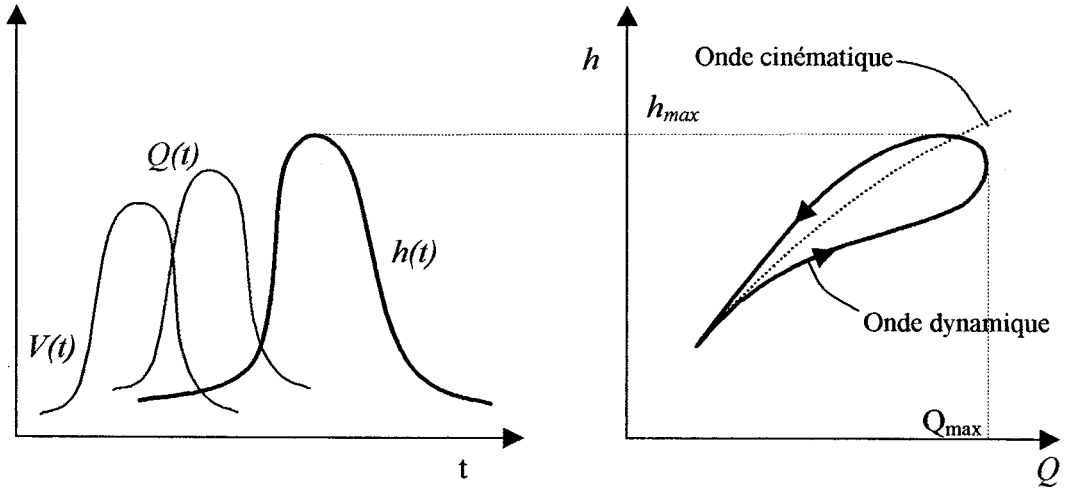


Figure 1.4: Représentation des relations $Q = f(h), V = f(t), Q = f(t)$ et $h = f(t)$ pour l'écoulement non permanent et non uniforme.

1.3.2 Onde de gravité

Dans le cas où la pente de frottement est pratiquement compensée par la pente de fond, les équations de Saint-Venant s'écrivent, pour un canal rectangulaire:

$$\frac{\partial h}{\partial t}+\frac{\partial (Vh)}{\partial x}=0 \tag{1.21}$$

$$\frac{\partial V}{\partial t}+V\frac{\partial V}{\partial x}+g\frac{\partial h}{\partial x}=0 \tag{1.22}$$

Pour les petites ondes, quand V ne dépend que de h, on peut écrire:

$$\frac{\partial V}{\partial t}=\frac{\partial V}{\partial h}\frac{\partial h}{\partial t} \text{ et } \frac{\partial V}{\partial x}=\frac{\partial V}{\partial h}\frac{\partial h}{\partial x} \tag{1.23a}$$

$$\frac{\partial Vh}{\partial x}=\frac{\partial (Vh)}{\partial h}\frac{\partial h}{\partial x} \tag{1.23b}$$

et les équation (1.21) et (1.22) donnent:

$$g-h\left(\frac{\partial V}{\partial h}\right)^2=0 \tag{1.24}$$

soit après intégration:

$$V(h)=\pm 2\sqrt{gh}+C \tag{1.25}$$

C étant une constante d'intégration qui se calcule (Favre, 1935) en considérant que $V=V_0$ pour $h=h_0$ (dans les parties du canal non atteintes par l'onde), ce qui donne:

$$V(h)=\pm 2\sqrt{gh}+V_0 \mp 2\sqrt{gh_0} \tag{1.26}$$

pour déterminer les célérités de propagation $c(h)$, réécrivons l'équation de continuité en utilisant les équations (1.23b):

$$\frac{\partial h}{\partial t}+\frac{\partial(Vh)}{\partial h}\frac{\partial h}{\partial x}=0 \tag{1.21b}$$

donc, via (1.24):

$$c_g(h)=\frac{\partial(Vh)}{\partial h}=V+h\frac{\partial V}{\partial h}=V\pm\sqrt{gh} \tag{1.27a}$$

soit, en utilisant (1.26):

$$c_g(h)=V\pm\sqrt{gh}=\pm3\sqrt{gh}+V_0\mp2\sqrt{gh_0} \tag{1.27b}$$

La célérité $c_g(h)=V+\sqrt{gh}=+3\sqrt{gh}+V_0-2\sqrt{gh_0}$ correspond aux ondes élémentaires qui se propagent dans le sens de l'écoulement. La position de l'onde est (si à t=0, l'onde est produite):

$$x(h)=c_g(h)t=(V+\sqrt{gh})t=(+3\sqrt{gh}+V_0-2\sqrt{gh_0})t \tag{1.28}$$

(1.27b) donne la vitesse de l'écoulement:

$$V=c_g(h)-\sqrt{gh}=\frac{x(h)}{t}-\sqrt{gh}=\frac{2}{3}\frac{x(h)}{t}+\frac{V_0}{3}-\frac{2}{3}\sqrt{gh_0} \tag{1.29}$$

Pour la célérité $c_g'(h)=V-\sqrt{gh}=-3\sqrt{gh}+V_0+2\sqrt{gh_0}$ correspondant aux ondes se propageant dans le sens contraire de l'écoulement, un calcul analogue fournit la position de l'onde et la vitesse de l'écoulement:

$$x(h)=c_g'(h)t=(V-\sqrt{gh})t=(-3\sqrt{gh}+V_0+2\sqrt{gh_0})t \tag{1.30}$$

$$V=c_g'(h)+\sqrt{gh}=\frac{x(h)}{t}+\sqrt{gh}=\frac{2}{3}\frac{x(h)}{t}+\frac{V_0}{3}+\frac{2}{3}\sqrt{gh_0} \tag{1.31}$$

Une application de l'onde de gravité a été faite par Streeter (1971) pour résoudre le problème de rupture de barrage, en supposant qu'il s'agit d'une onde se propageant en sens inverse de l'écoulement dans un canal à fond horizontal et sans frottement.

1.4 Résolutions numériques

Il existe différentes méthodes numériques pour résoudre les équations de Saint-Venant. De tout l'arsenal numérique (différences finies, éléments finis, volumes finis, éléments frontière, méthodes spectrales...) les différences finies ont pris la part du lion dans le domaine de l'hydraulique fluviale. En effet, la majorité des logiciels développés utilisent des schémas aux différences. Dans ce paragraphe nous mentionnons les principales méthodes utilisées pour résoudre les équations de Saint-Venant.

La méthodes des caractéristiques ramène les équations aux dérivées partielles de Saint-Venant à des équations aux dérivées ordinaires. Pour un développement approfondi de cette méthode, on consultera par exemple Abbott (1979), Liggett et Cunge (1975). Graf et Altinakar (1993) l'appliquent au cas des équations de Saint-Venant.

La méthode des différences finies (explicites ou implicites) remplace les dérivées partielles dans les équations de Saint-Venant par des différences finies. Dans le cas des méthodes explicites (Liggett et Cunge, 1975 et Cunge et al., 1980), pour obtenir une

solution stable, il est nécessaire de respecter la condition de Courant liant espace et temps. Différents schémas implicites (Liggett et Cunge, 1975), comme celui de Preissmann (1961), transforment les équations aux différences en un système d'équations non linéaires dont la solution peut s'obtenir en utilisant, par exemple, la méthode de Newton-Raphson (Press et al., 1995). En linéarisant ce dernier système, la méthode du double balayage (Liggett et Cunge, 1975, Abbott et Basco, 1989) est fréquemment utilisée pour obtenir une solution.

Les méthodes numériques de résolution des équation de Saint-Venant sont considérées maintenant comme valides et performantes (Hirsch, 1990), et on y aura recours sans plus de justification dans cette thèse.

1.5 Conclusion

L'étude des crues devrait être faite en utilisant le modèle de l'onde dynamique ou les équations de Barré de Saint-Venant dont les simplifications fournissent quelques éléments de réponse:

- Les crues dans les canaux à forte pente ($Fr = V/\sqrt{gh} \langle 1$) peuvent être approximées par une onde cinématique caractérisée par une relation $Q = f(h)$ bijective, la célérité de propagation $c_c = \frac{5}{3}V$ (pour une section rectangulaire, en utilisant la formule de Manning) et elle est sans atténuation.

- Les crues dans les canaux à faible pente, $Fr \langle\langle 1$, peuvent être approximées par une onde diffusive caractérisée par une relation $Q = f(h)$ non bijective, la célérité de propagation $c_c = \frac{5}{3}V = \frac{5}{3}\frac{1}{n}R^{2/3}\sqrt{S_f - \frac{\partial h}{\partial x}}$ (pour une section rectangulaire, en utilisation la formule de Manning) et son atténuation se fait avec un coefficient $C_D = \frac{K^2}{2B|Q|} = \frac{Q}{2BS_0}$.

Des solutions analytiques pour les équations de Saint-Venant n'existent que pour des cas simplifiés. Même si la résolution numérique du système des équations de Barré de Saint-Venant est possible, son application à l'étude des crues et leurs conséquences doit maintenant s'affranchir de l'hypothèse de rivière à fond fixe ce qui augmente la complexité du problème puisqu'à la phase liquide vient s'ajouter une phase solide. Ceci est l'objet du prochain chapitre.

CHAPITRE 2

NOTIONS DE TRANSPORT SOLIDE

2.1 Introduction

Dans ce chapitre nous résumons les principes de base du transport des sédiments. Ainsi, nous ne traiterons pas des propriétés de l'eau et des sédiments. De plus, nous ne mentionnerons que deux critères de mise en mouvement et un critère de mise en suspension. Pour ces éléments ainsi que la résistance du lit et les formes du lit nous renverrons, par exemple, aux ouvrages de Yang (2003), Graf (1984) et Yalin (1972).

Après la distinction classique entre charriage et suspension, nous présenterons les fondements théoriques du transport selon chaque mode sans présenter les fonctions de transport solide (Yang, 2003). Celles utilisées par GSTARS 2.1 seront mentionnées au chapitre 4. Le transport total est présenté comme une alternative à l'étude du transport sédimentaire: une seule forme de l'équation de conservation de la masse sera utilisée pour modéliser le transport des sédiments (cohésifs ou non). Nous discuterons du retard spatio-temporel relatif au transport sédimentaire puisque la réponse de la phase solide

aux changements des conditions d'écoulement n'est pas instantanée. Enfin, nous présenterons quelques formules qui traitent de la vitesse de chute de particules solides dans l'eau.

2.2 Généralités

Pour une vitesse donnée, le cours d'eau a une capacité de transport solide, liée à l'énergie de l'eau. Il transporte toujours autant de matériaux qu'il est capable d'en transporter, à condition que ces matériaux soient disponibles (sur le fond ou sur les berges). A chaque instant, l'écoulement est donc saturé en débit solide (charriage et suspension). Dans cette situation, le tronçon de rivière considéré est en équilibre si le débit solide entrant est égal au débit solide sortant ou le taux d'érosion est égal au taux de dépôts. Si le débit solide sortant est inférieur, il y a dépôt dans le tronçon considéré ; si le débit solide sortant est supérieur, il y a érosion du fond ou des berges dans le tronçon considéré. Malheureusement, cet équilibre n'est que rarement observable: en cas de changement des conditions hydrauliques, le débit solide n'atteint pas instantanément la nouvelle capacité de transport.

Dans un tronçon de rivière, les taux de transport sédimentaires sont fonction de l'hydraulique de l'écoulement, de la composition du lit et des apports en sédiments. La

composition du lit du chenal peut changer suite à l'érosion ou au dépôt ce qui change l'hydraulique de l'écoulement et les taux de transport sédimentaires.

Pour modéliser ces processus physiques, il est d'usage de distinguer deux couches dans la colonne d'eau et une ou plusieurs couches dans le lit du chenal (Armanini et Di Silvio, 1988; Van Niekerk *et al.*, 1992) comme le montre la figure 2.1.

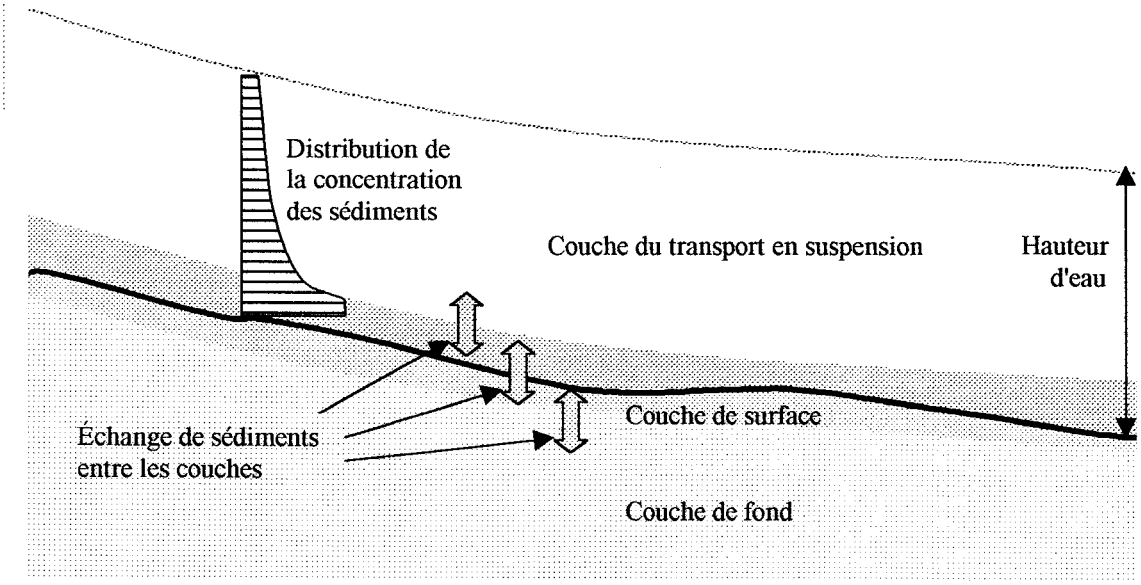


Figure 2.1: Approximation multicouches du transport de sédiments.

Les deux couches dans la colonne d'eau sont (figure 2.2):

- Une couche proche du fond où les sédiments sont transportés par glissement, roulement ou saltation: c'est le charriage,
- Une couche occupant le reste de la colonne d'eau où on trouve des particules du fond transportées en suspension et des particules provenant du bassin versant

transportés en auto-suspension (wash load) ou suspension intrinsèque (Graf et Altinakar, 1993)

Cette approche "deux couches" est la description la plus précise des mécanismes de transport de sédiments grâce à la distinction entre les modes de transports par charriage et par suspension. Toutefois, les flux de sédiments entre ces deux couches sont empiriques et sont dérivés principalement d'expériences en laboratoire et de données de rivière à fonds sableux (par exemple Garcia et Parker, 1991).

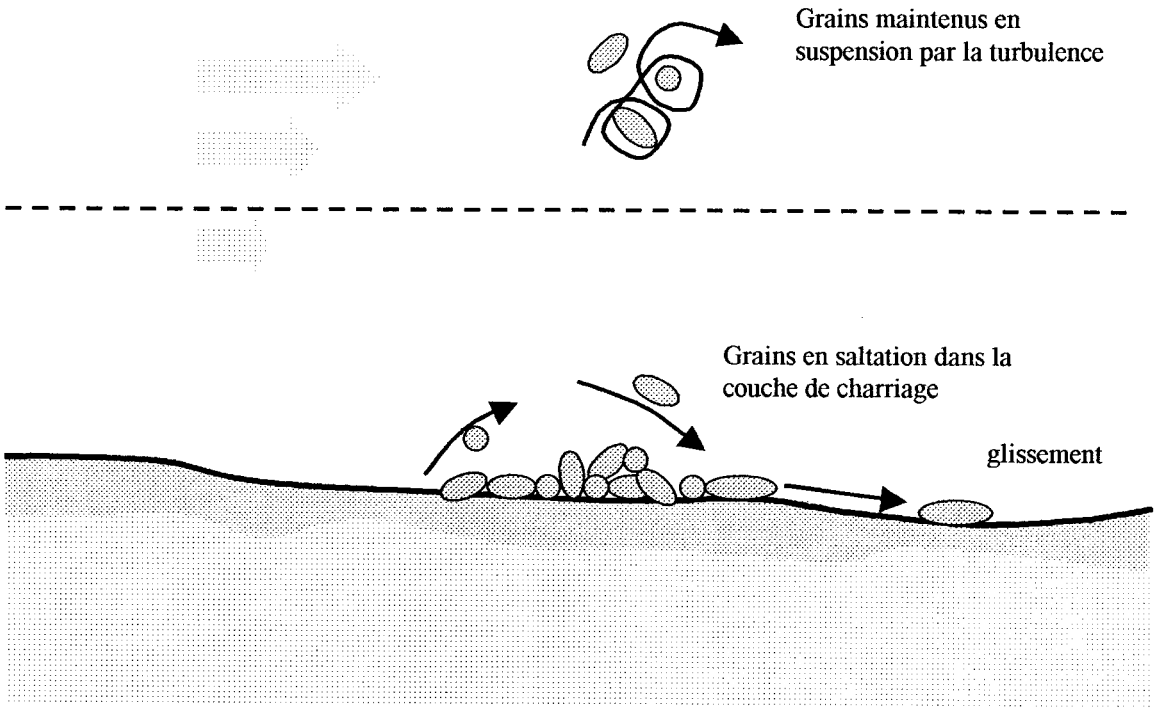


Figure 2.2: Modes du transports sédimentaire: charriage et suspension.

Par ailleurs, on peut combiner les deux couches en une couche de Transport solide total du fond. Cette approche "une couche" ne prend pas en compte les différences existants

entre les deux modes de transports et les flux entres les deux couches disparaissent; elle est par contre plus simple et peut être utilisée pour des simulations à long terme.

Les flux sédimentaires entre le lit de la rivière et le fluide dépendent non seulement des conditions de l'écoulement et des fractions granulométriques présentes dans le lit ou transportées par l'écoulement, mais aussi des forces interparticulaires en présence de particules argileuses dans le lit du cours d'eau: la distinction entre les sédiments cohésifs et non cohésifs est indispensable.

2.3 Transport par charriage

En supposant que le fond mobile du canal est plan, composé de particules solides uniformes (de diamètre d et de poids volumique spécifique des grains solides γ_s), et non cohésives se déplaçant sous l'action de l'écoulement, considéré comme uniforme et permanent, on obtient des relations fonctionnelles qui seront précisées par des expériences.

Une analyse dimensionnelle en utilisant le théorème de Π (Yalin, 1972) montre que le transport par charriage est quantifiable au moyen de 4 groupes adimensionnels:

- une tension adimensionnelle de frottement: $\tau_* = \frac{\rho u_*^2}{(\gamma_s - \gamma_w)d} = \frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma_w)d} = \frac{\gamma_w R S_f}{(\gamma_s - \gamma_w)d}$

- une densité relative: $s_s = \frac{\rho_s}{\rho}$

- un diamètre adimensionnel de la particule: $d_* = d\left((s_s - 1)\frac{g}{\nu^2}\right)^{1/3}$

- une profondeur relative: $\frac{R}{d}$

où: R est le rayon hydraulique, γ_w est le poids volumique de l'eau, S_f est la pente du canal, et ν est la viscosité cinématique de l'eau.

Shields a montré en 1936 (Graf, 1984) que pour une granulométrie uniforme, la loi de mise en mouvement des grains pouvait s'exprimer par une simple relation entre τ_* et le nombre de Reynolds du grain $\mathrm{Re}_* = \frac{u_* d}{\nu}$, $u_* = \sqrt{\tau_0 / \rho} = \sqrt{g R S_f}$ étant la vitesse de frottement près du fond. Cette expression faisant intervenir τ_* en abscisse et en ordonnée n'est pas très pratique. Aussi, Yalin (1972) a transformé la relation de Shields en une relation entre τ_* et d_* (figure 2.3).

Le théorème de Π donne une expression pour l'intensité adimensionnelle de débit solide de charriage:

$$\Phi = q_{sb*} = \frac{q_{sb}}{\sqrt{(s_s - 1) g d^3}} = f(d_*, \tau_*, R/d, s_s) \qquad (2.1)$$

où q_{sb} est le débit solide volumique par unité de largeur. Puisque, d'une part l'expression de τ_* contient R/d et s_s et, d'autre part, $\tau_* = f(\mathrm{Re}_*)$, l'équation (2.1) s'écrit:

$$\Phi = f(\tau_*) \qquad \text{ou} \qquad \frac{q_{sb}}{\sqrt{(s_s - 1)gd^3}} = f\left(\frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma_w)d}\right) \tag{2.2}$$

cette équation peut être approximée par une relation de la forme (de Vries, 1973):

$$q_{sb} = a_s V^{b_s} \tag{2.3}$$

a_s et b_s dépendent surtout de la granulométrie et V est la vitesse moyenne de l'écoulement. La forme de la relation fonctionnelle (2.2) sera donnée au moyen de formules de transport en charriage, établies avec des expériences en laboratoire et dans la nature pour des régimes d'écoulements permanents et uniformes.

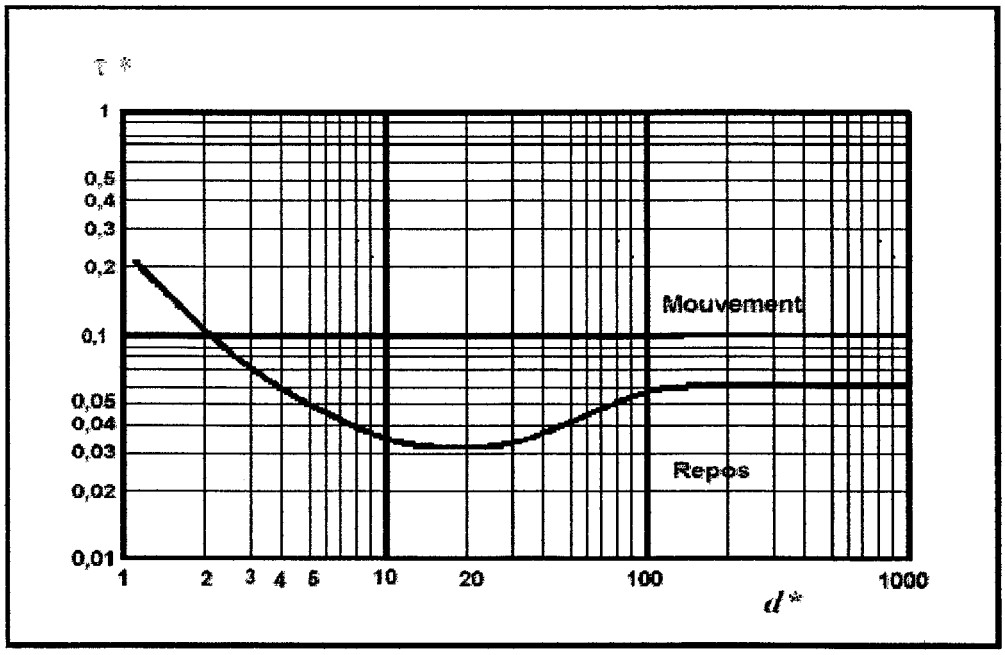


Figure 2.3: Diagramme de Yalin – Shields (adapté de Yalin, 1972).

2.3.1 Tri granulométrique, Pavage

En considérant le cours de la rivière de l'amont vers l'aval, la pente décroît (en moyenne), ce qui entraîne un dépôt des éléments les plus grossiers dans le cours amont alors que les éléments les plus fins continuent à transiter vers l'aval. Ainsi, dans les parties amont, l'étendue granulométrique est large (par exemple blocs, cailloux, graviers, sables et même limons). Lorsque la plaine est atteinte, l'étendue granulométrique se resserre.

Dans les parties amont, le charriage enlève les parties fines, et laisse en surface une couche de matériaux grossiers, qui constitue peu à peu une protection des sédiments sous jacents. D'autre part, en observant bien le rôle de chaque grain en fonction de sa forme, et de sa position, on constate que les gros blocs jouent un rôle déterminant. Ils se comportent en fait comme des seuils qui abritent des grains plus petits à leur amont et qui induisent une petite fosse à leur aval, laquelle se remplira en décrue de petits grains. À la prochaine crue, les grains amont seront protégés et les grains aval seront emportés, même s'ils ont une taille égale. Donc, certains gros grains en fonction de leur position et de leur taille ont un rôle structurant pour l'ensemble des classes de taille et permettent que s'organise une armature de surface, appelée pavage. Notons que certains auteurs distinguent le pavage et l'armurage, dont les conséquences pratiques sont identiques. Le lit armuré peut être fréquemment en mouvement alors que le lit pavé ne l'est que lors d'épisodes extrêmes.

Lorsqu'une rivière est pavée, la capacité de transport ne peut pas être assurée : le transport solide peut être très inférieur à celui qui est calculé sans tenir compte du pavage, sauf toutefois pour les très gros épisodes, comme les crues de rupture de barrage, qui peuvent détruire la couche pavée et permettre la saturation en débit solide.

Enfin, du point de vue hydraulique, le développement du pavage peut être formulé comme suit : avec l'augmentation de la vitesse de frottement, u_*, les particules fines s'érodent et quand seules les plus grosses restent sur place, la vitesse de frottement critique du pavage, $u_{*a,cr}$, est atteinte. En cas d'écoulements important où $u_* > u_{*a,cr}$, le pavage sera détruit, le lit sera formé de particules de la granulométrie initiale et une érosion importante en résulte.

La relation entre la granulométrie du pavage, d_a, et celle du lit initial, d, n'est pas établie de façon concluante. Pour des rivières à pente et granulométrie importantes ($S_f > 0.03$ et $d_{50} > 6$ mm), Correia et Graf (1988), cité par Graf et Altinakar (1993), proposent la relation indicative suivante :

$$d_{50_a} / d_{50} \approx 1.4 \quad \text{et} \quad d_{50_{a,\max}} / d_{90} \cong 0.6 \tag{2.4}$$

d_{50_a} est le diamètre médian du pavage et $d_{50_{a,\max}}$ est le diamètre médian maximum possible du pavage.

Raudkivi (1990) présente une relation empirique pour la prédiction de la stabilité du pavage. Ce dernier sera détruit, une fois que la contrainte de frottement adimensionnelle

sera supérieure à la contrainte de frottement adimensionnelle critique pour le pavage $\tau_{*a,cr}$ donnée par :

$$\tau_{*a,cr} = \frac{u_{*a,cr}^2}{(s-1)gd_{50a,\max}} = \tau_{*cr}\left(0.6 + 0.4\sqrt{\frac{d_{50}}{d_{50a,\max}}}\right)^2 \qquad (2.5)$$

avec $$d_{50_{a,\max}} \leq 0.55\, d_{100}$$

$\tau_{*cr} \approx 0.055$ est la contrainte de frottement adimensionnelle critique (paramètre de Shields, voir figure 2.3).

2.4 Transport en suspension, équation de Rouse

Il est compliqué de faire une distinction entre les différents modes de transport. À titre indicatif, Graf (1984) présente les valeurs suivantes utilisant le rapport entre la vitesse de frottement de l'écoulement, u_* , et la vitesse de sédimentation des particules, ω_s :

$$\begin{aligned} &\frac{u_*}{\omega_s} \rangle 0.10 : \text{Début du transport par charriage} \\ &\frac{u_*}{\omega_s} \rangle 0.40 : \text{Début du transport en suspension} \end{aligned} \qquad (2.6)$$

Graf (1984) et Yalin (1972) résument différentes approches théoriques qui ont servi à l'étude de la suspension des sédiments comme la théorie de l'énergie gravitationnelle de Velikanov (1954) et la théorie de la diffusion-convection qui explique le mieux le

transport en suspension que nous utilisons dans la suite pour un régime d'écoulement permanent et uniforme. La répartition verticale de la concentration de particules en suspension, $C_s(z)$, dans le fluide satisfait l'équation de diffusion-convection unidimensionnelle (Graf, 1984) qui traduit l'échange vertical des particules dû à la diffusion turbulente (mouvement ascendant) et le mouvement gravitationnel. Cette équation, valable pour de faibles concentration ($C_s < 0.1\%$), s'écrit:

$$\omega_s \frac{\partial C_s}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial z}\left(\varepsilon_s \frac{\partial C_s}{\partial z}\right) = 0 \qquad (2.7)$$

ω_s: vitesse de sédimentation des particules ou vitesse de chute,

C_s: Concentration volumique locale,

ε_s: diffusivité des particules solides en suspension dans le fluide.

Une première intégration de l'équation (2.3) (en considérant qu'à la surface $C_s=0$ pour $\varepsilon_s = 0$) donne:

$$\omega_s C_s + \varepsilon_s \frac{\partial C_s}{\partial z} = 0 \qquad (2.8)$$

il y a équilibre vertical entre le mouvement ascendant dû au gradient de concentration des particules et le mouvement gravitationnel.

2.4.1 Équation de Rouse

Il est admis (Graf, 1984) que la diffusivité des particules solides en suspension dans le fluide, ε_s, est proportionnelle à la diffusivité d'une substance dans le fluide, ε_t, donc: $\varepsilon_s = \beta_s \varepsilon_t$. Par ailleurs, pour de faibles concentrations: $\varepsilon_s = \varepsilon_t$.

En admettant :

- l'analogie de Reynolds (Taylor, 1954): le transfert de matière, de température et d'impulsion sont analogues. On en déduit: $\varepsilon_s = \nu_t$

ν_t : est la viscosité turbulente,

- la distribution verticale des tensions tangentielles turbulentes donnée par:

$$\tau = \tau_0 \left(\frac{h - z}{h} \right) \tag{2.9a}$$

h est la profondeur d'eau,

- la distribution verticale de la vitesse:

$$\frac{dV}{dy} = \frac{\sqrt{\tau_0 / \rho}}{\kappa} \frac{1}{z} = \frac{u_*}{\kappa} \frac{1}{z} \tag{2.9b}$$

$\kappa = 0.4$ est la constante de Von Karman, et u_* est la vitesse de frottement de l'écoulement,

-l'expression pour les tensions de Reynolds:

$$\tau = \rho \nu_t \frac{dV}{dz} \tag{2.9c}$$

on obtient l'expression suivante pour la diffusivité (Graf, 1984):

$$\varepsilon_s = \kappa u_* \frac{z}{h}(h-z) \tag{2.10}$$

L'intégration de (2.8) en utilisant (2.10) entre un certain niveau de référence, $C_s = C_{sa}$ pour $z=a$, et la surface libre, $C_s = 0$ pour $z=h$, donne (Rouse, 1938 et Graf, 1984):

$$\frac{C_s}{C_{sa}} = \left(\frac{h-z}{z} \frac{a}{h-a} \right)^Z \tag{2.11}$$

$Z = \dfrac{\omega_s}{\kappa u_*}$ est l'exposant de Rouse.

Cette distribution de la concentration relative est montrée à la figure 2.4. Elle est importante et tend à devenir uniforme sur toute la profondeur h, pour de faibles valeurs de Z. Pour Z grand, la concentration relative est faible près de la surface et forte près du lit.

Notons que la constante de Von Karman décroît avec l'augmentation de la concentration (Einstein et Chien, 1954) sans pour autant que la vitesse moyenne de l'écoulement augmente (équation 2.9b) ce qui a conduit Einstein et Chien (1955) à proposer une autre distribution logarithmique des vitesses. Le débit volumique total en suspension par largeur unitaire est donc:

$$q_s = \int_a^h C_s V \, dz \tag{2.12}$$

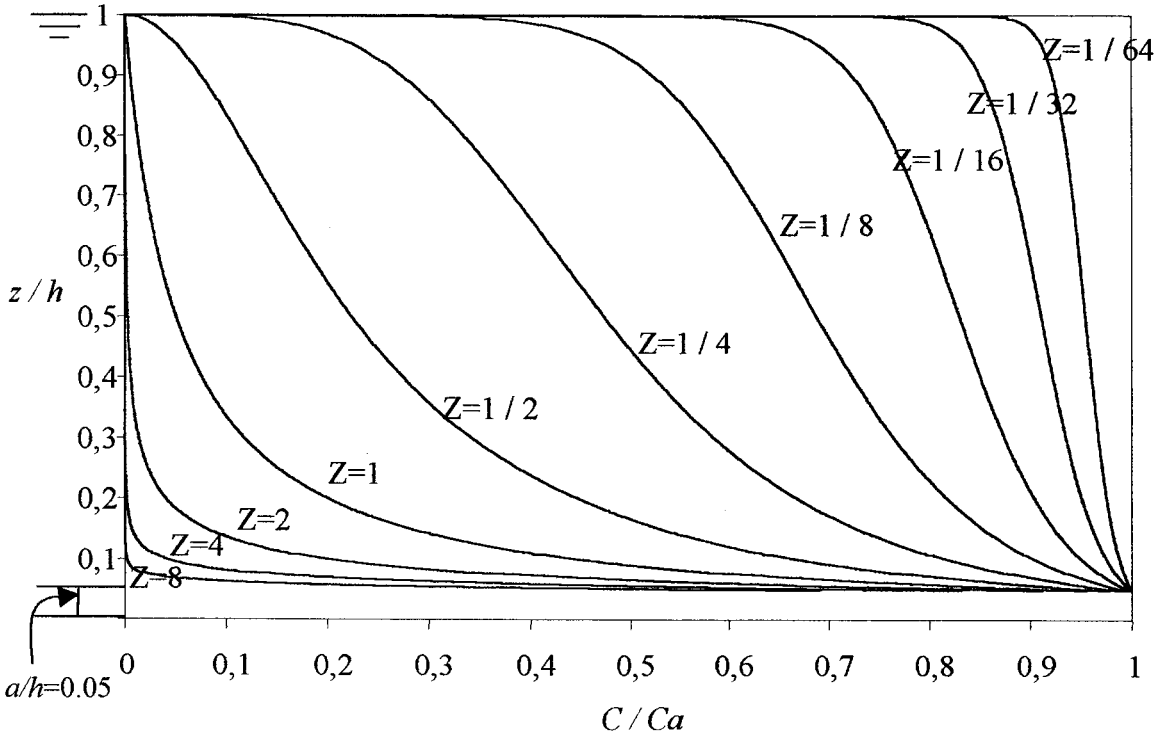


Figure 2.4: Distribution de la concentration relative en suspension pour a/h=0.005 et pour différentes valeurs de Z (adapté de Graf et Altinakar, 1993).

2.5 Transport total

Le transport solide total du fond est le débit solide transporté par charriage et en suspension. Il est déterminé en utilisant les méthodes indirectes et les méthodes directes. Les premières déterminent le transport total du fond par l'addition d'une formule de transport par charriage et d'une formule de suspension, alors que les méthodes directes déterminent le transport total sans faire une distinction entre les deux modes de transport.

2.5.1 Conservation de la masse

La conservation de la masse pour la phase solide s'écrit (figure 2.5):

$$\frac{\partial C_l}{\partial t} + \frac{\partial VC_l}{\partial x} = E_l - D_l + q_{s_l} \tag{2.13}$$

V est la vitesse de l'écoulement, E_l est le taux d'entraînement des particules à partir du lit de la rivière (taux d'érosion), D_l est le taux de déposition des particules, q_{s_l} est le débit solide par unité de largeur provenant des rives ou des champs adjacents à la rivière, l'indice l indique qu'il s'agit de la $l^{\text{ième}}$ classe de sédiments et C est la masse du sédiment (unité m^2), elle est définie par:

$$C = \frac{1}{1\times 10^6 \dfrac{\gamma_s}{\gamma_w}} \int_A c\, dA \tag{2.14}$$

c est la concentration locale en ppm par poids, γ_s est le poids volumique des sédiments et γ_w est le poids volumique de l'eau.

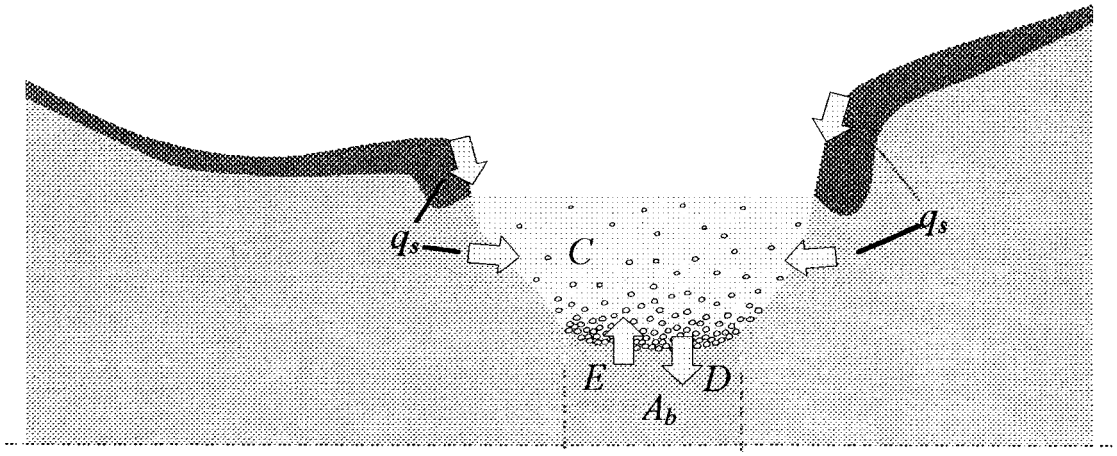


Figure 2.5: Définition des variables du transport total.

Les variations temporelles de la surface du lit est donnée par:

$$(1-\lambda)\frac{\partial A_{b_l}}{\partial t} = D_l - E_l \tag{2.15}$$

où λ est la porosité et A_b est l'aire de la section transversale de la couche de mélange (figure 2.5). Les taux d'entraînement et de déposition diffèrent pour les matériaux cohésifs et non cohésifs et donc, ils seront calculés par différentes méthodes. Le système d'équations (2.13) et (2.15) représente la forme générale de l'équation de conservation des sédiments qu'il soient cohésifs ou non. Il peut s'écrire:

$$\begin{cases} \dfrac{\partial C_l}{\partial t} + \dfrac{\partial VC_l}{\partial x} = -(1-\lambda)\dfrac{\partial A_{b_l}}{\partial t} + q_{s_l} & (2.16) \\ (1-\lambda)\dfrac{\partial A_{b_l}}{\partial t} = D_l - E_l & (2.15) \end{cases}$$

Pour un tronçon de rivière en équilibre (le débit solide est égal à la capacité de transport de l'écoulement), l'équation (2.16) se réduit, pour un canal rectangulaire en utilisant une fonction de charriage pour le débit solide q_s par unité de largeur (cas permanent et uniforme), à l'équation bien connu d'Exner (Graf, 1984), en absence d'apport latéral de sédiments:

$$\frac{\partial q_s}{\partial x} + (1-\lambda)\frac{\partial z}{\partial t} = 0 \tag{2.17}$$

z est la côte du fond.

2.5.2 Transport sédimentaire en mode de non équilibre

Supposer que le transport solide se fait dans un mode d'équilibre, revient à supposer que l'échange de sédiments entre le lit de la rivière et les fractions transportées se fait instantanément. Il existe des cas où cette hypothèse est mise en défaut car les effets des retards spatial et/ou temporel sont importants comme c'est le cas pour les processus de sédimentation dans les réservoirs et l'envasement des estuaires.

2.5.2.1 Retard spatial

Au laboratoire, on montre qu'un écoulement d'eau claire peut se saturer en sédiments sur une distance significative. Le logiciel hydrosédimentaire GSTARS 2.1 utilise la méthode de Han (1980), cité par Yang et Simões (2000), qui est basée sur la solution analytique de l'équation de convection-dispersion. Pour un tronçon de rivière de longueur Δx, le taux de non équilibre de transport de sédiment est calculé par la formule:

$$C_i = C_i^* + (C_{i-1} - C_{i-1}^*)\exp\left(-\frac{\alpha\omega_s\Delta x}{q}\right) + (C_{i-1}^* - C_{i-1}^*)\left(\frac{q}{\alpha\omega_s\Delta x}\right)\left\{1-\exp\left(-\frac{\alpha\omega_s\Delta x}{q}\right)\right\} \qquad (2.18)$$

C est la concentration du sédiment, C^* est la capacité de transport de sédiment, q est le débit liquide par largeur unitaire, ω_s est la vitesse de chute des sédiments, i est un indice pour les sections transversales (croissant de l'amont du tronçon de rivière vers l'aval) et α est un paramètre adimentionnel.

Bien que l'équation (2.18) ait été déduite pour le transport en suspension de sédiments non cohésifs, son utilisation dans le cas du charriage est raisonnable. En effet, avec l'augmentation de la vitesse de chute ω_s, $C_i \rightarrow C_i^*$. L'influence du facteur α est illustrée à la figure 2.6. Bien que Han et He (1990) recommandent une valeur de α de 0.25 pour la déposition et 1.0 pour l'érosion; en pratique α peut varier énormément.

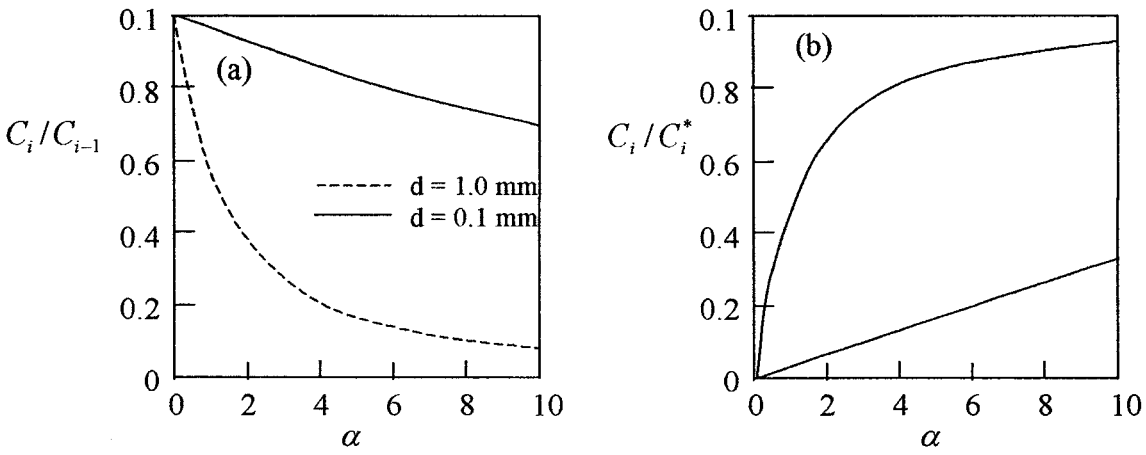


Figure 2.6: Effet du paramètre α sur le calcul des concentrations de non équilibre pour deux classes de sédiments. (a) déposition et (b) érosion (source : Yang et Simoes, 2000).

2.5.2.2 Retard temporel

Pour tenir compte du retard temporel, Bennett (1974) a proposé une formulation analogue à celle de Foster et Meyer (1972) qui assument que le taux local d'érosion ou de déposition est proportionnel à la différence entre le taux de transport et la capacité de transport:

$$E_l - D_l = \frac{1}{T_l}(C_l^* - C_l) \tag{2.19}$$

où T est une échelle de temps représentant l'ajustement de la masse du sédiment C à C^*, qui est la capacité de transport d'équilibre, fonction des conditions locales instantanées de l'écoulement. La figure 2.7 montre de façon schématique comment C approche C^* pour le cas d'érosion et de déposition pour des conditions d'écoulements constants.

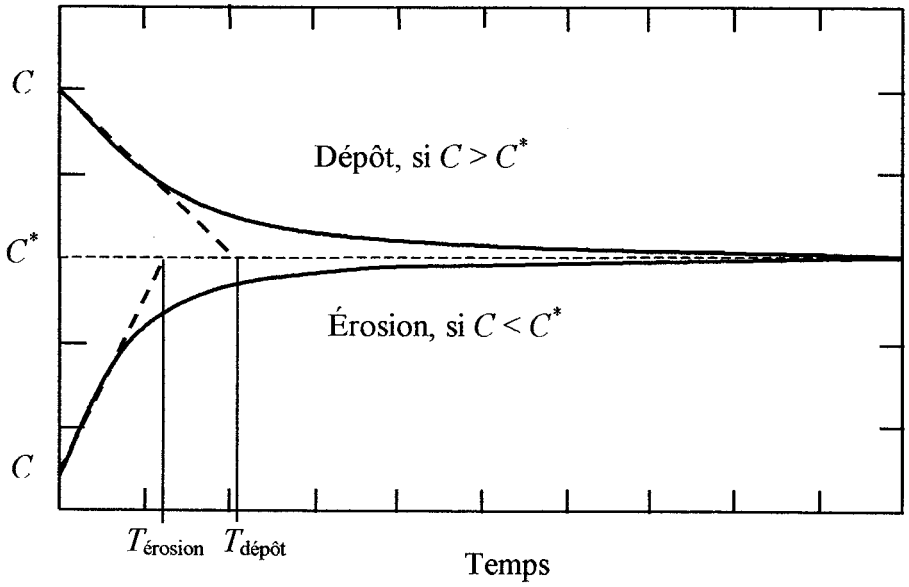


Figure 2.7: Évolution de la masse des sédiments C vers la masse d'équilibre C^* pour des conditions d'écoulements constantes (adaptée de Bennett 1974).

Différentes formulations existent pour T dans la littérature. Pour les particules transportées en suspension, Armanini et Di Silvio (1988) suggèrent:

$$\frac{T\omega_s}{h} = \frac{a}{h} + \left(1 - \frac{a}{h}\right)\exp\left(-1.5\left(\frac{a}{h}\right)^{-1/6}\frac{\omega_s}{u_*}\right) \tag{2.20}$$

ω_s est la vitesse de chute des sédiments, h est la profondeur d'eau, a est l'épaisseur de la couche active et $u*$ est la vitesse de frottement. Pour le transport en charriage, Phillips et Sutherland (1989) proposent:

$$T = \alpha_L(\theta - \theta_c)d/V \tag{2.21}$$

avec α_L un paramètre ($4000\langle\alpha_L\langle 9000$), θ est le paramètre de Shields, θ_c est le paramètre critique de Shields.

2.5.3 Couche de mélange

Les taux de transport solide dépendent de la composition des matériaux du lit de la rivière. Hirano (1971) divise le lit en une couche de surface ou couche active et le substrat (dite aussi couche de fond, inactive ou de subsurface). Les couches active et inactive constituent la couche de mélange (figure 2.1). Les particules des sédiments s'échangent entre la couche de surface et le substrat selon qu'il y a érosion ou dépôt. En subdivisant les particules des sédiments en différentes classes selon leurs tailles, la fraction du contenu en volume par classe dans la couche de surface est déterminé par l'équation de conservation de la masse suivante:

$$\frac{\partial \beta_l^s A_s}{\partial t} = D_l - E_l + S_{u_l} \tag{2.22}$$

β_l^s : fraction du contenu en volume de la classe l dans la couche de surface $\left(\sum_l \beta_l^s = 1\right)$;

A_s: surface de la couche de surface; D_l et E_l : taux de dépôt et d'érosion de la classe l et S_{u_l} : flux des sédiments, de la classe l, du substrat à la couche de surface donné par:

$$S_{u_l} = \beta_l^* \left(\frac{\partial A_s}{\partial t} - \frac{\partial A_b}{\partial t} \right) \tag{2.23}$$

le terme entre parenthèse divisé par la largeur active du lit est le déplacement vertical de la limite inférieure de la couche de surface; A_b: surface de la couche de mélange, et

$$\beta^* = \begin{cases} \beta_l^s & \textbf{si } S_{u_l} \leq 0 \\ \beta_l^u & \textbf{si } S_{u_l} \rangle\ 0 \end{cases} \tag{2.24}$$

où β_l^u est la fraction du contenu en volume de la classe l dans la couche du substrat.

L'épaisseur de la couche active (ou de surface) est associée avec l'échelle de temps considérée, qui est, dans notre cas, le pas de temps Δt du schéma d'intégration numérique (Rahuel *et al.*, 1989). Pour des petites échelles de temps, la surface active peut être considérée comme une mince couche contenant des particules susceptibles à l'entraînement par le fluide suite à une augmentation momentanée de la contrainte de frottement. Si l'échelle de temps est de l'ordre du temps nécessaire à une forme du lit pour traverser sa propre longueur d'onde, l'épaisseur de la couche active est approximativement la hauteur de la forme du lit. Pour de très longues échelles de temps durant lesquelles le niveau du lit peut varier de façon considérable, l'épaisseur de la couche de surface est reliée à l'épaisseur de la couche du matériau érodé ou déposé.

On peut considérer que l'épaisseur de la couche active est fonction de la taille des grains (Borah et al., 1982; van Niekerk et al., 1992; Cui et al., 1996), la hauteur des dunes ou de la profondeur d'eau. Ainsi, Armanini et Di Silvio (1988) suggèrent pour l'épaisseur de la couche de surface un minimum de 5% de la profondeur d'eau et Rahuel et al. (1989) proposent une épaisseur entre 10% et 20% de la profondeur d'eau.

2.5.4 Transport des sédiments cohésifs

2.5.4.1 Généralités

Contrairement aux sédiments non cohésifs, les processus de transport des sédiments cohésifs ne sont pas très bien étudiés. Ceci est dû au fait que les sédiments fins des classes du silt et d'argile, classés comme sédiments cohésifs, forment des flocs à cause, non seulement, des forces d'interaction qui dépendent de la turbulence de l'écoulement et des propriétés physico-chimiques mais aussi des propriétés biologiques du mélange eau-sédiment. En effet, certains polymères organiques « collants », produits par des bactéries en situation de stress ou durant la lyse de cellules bactériennes, stimulent l'agrégation des particules (Van Leussen, 1988).

Dans les canaux à surface libre, (Partheniades,1993) a noté que les cisaillements importants près du fond déterminent la taille et la résistance des flocs qui se déposent au

fond du canal: le phénomène de déposition est lié au cisaillement appliqué au fond de l'écoulement et à la taille des particules. De plus, la vitesse de chute des flocs est fonction des conditions qui ont conduit à leur formation (Lick et Huang, 1993): dans un écoulement donné, un floc peut avoir une vitesse de chute plus faible que le même floc constitué dans un écoulement avec un cisaillement au fond plus fort ou une concentration plus forte. Ils notent que la formation des flocs est d'autant plus rapide, et le diamètre d_{50} d'autant plus petit, que le cisaillement au fond ou la concentration en MES (matières en suspension) sont importants.

Enfin, Kranenburg (1999) mentionne que les gros flocs ont des densités plus faibles que les petits flocs mais qu'ils ont une vitesse de chute plus grande (ils transportent plus de matière, en masse). Son interprétation du phénomène de déposition l'amène à penser que les gros flocs se brisent lorsqu'ils entrent en contact avec un sédiment rigide et se décomposent en flocs plus petits et plus denses.

Ainsi, les processus d'érosion, de transport et de dépôt des sédiments cohésifs sont extrêmement complexes vu les grandes variations d'une part de leurs propriétés, et donc de leurs comportements, et d'autre part, des propriétés des lits des rivières (les lits cohésifs peuvent être très consolidés).

2.5.4.2 Erosion

L'érosion des sédiments cohésifs a lieu quand la contrainte de cisaillement du lit, τ_b, est supérieure à la contrainte de cisaillement critique pour l'érosion, τ_{ce}. On distingue l'érosion particulaire (ou de surface) où les sédiments cohésifs sont érodés particule par particule, ou agrégat par agrégat, et l'érosion de masse où les courants fluides emportent les sédiments par blocks (Ohtsubo et Muraoka, 1986). Le ré-entraînement d'une suspension stationnaire est parfois cité comme un 3ème mode d'érosion (Mehta et al., 1989). Pour évaluer le taux d'érosion, E, Ariathurai et Arulanandan (1978) suggèrent:

$$E = eB\left(\frac{\tau_b}{\tau_{ce}} - 1\right) \tag{2.25}$$

e est une constante du taux d'érosion, B est la largeur mouillée du lit de la rivière, τ_b contrainte de cisaillement du lit et τ_{ce} est la contrainte de cisaillement critique pour l'érosion (figure 2.8). La constante du taux d'érosion et la contrainte de cisaillement critique varient avec le type de sédiment, le contenu en eau, la concentration totale en sel, les espèces ioniques contenues dans l'eau, le pH et la température (Mehta et al., 1989). Pour des lits mous (contenu en eau bien au dessus de 100%) partiellement consolidés, Parchure et Mehta (1985) trouvent le taux d'érosion suivant:

$$E = \varepsilon_f B \exp\left(\varepsilon\sqrt{\tau_b - \tau_{ce}}\right) \tag{2.26}$$

ε_f est le taux d'érosion des flocs et ε est une constante du taux d'érosion.

L'équation (2.25) est utilisée pour les deux modes d'érosion: érosion de masse et érosion particulaire. En définissant une contrainte critique pour l'érosion de masse, τ_{cm}. On obtient ainsi pour le taux d'érosion:

$$\begin{cases} \text{Pour l'érosion particulaire,} \quad \tau_{ce} < \tau_b \le \tau_{cm} : \quad E_1 = M_1\left(\dfrac{\tau_b}{\tau_{ce}} - 1\right) & (2.27) \\ \text{Pour l'érosion de masse,} \quad \tau_b > \tau_{cm} : \quad E_2 = M_2\left(\dfrac{T_e}{\Delta t}\right) & (2.28) \end{cases}$$

avec Δt : pas de temps; M_1, M_2: constantes propre au sédiment; E_1: taux d'érosion particulaire; E_2: taux d'érosion de masse; et T_e: temps caractéristique de l'érosion.

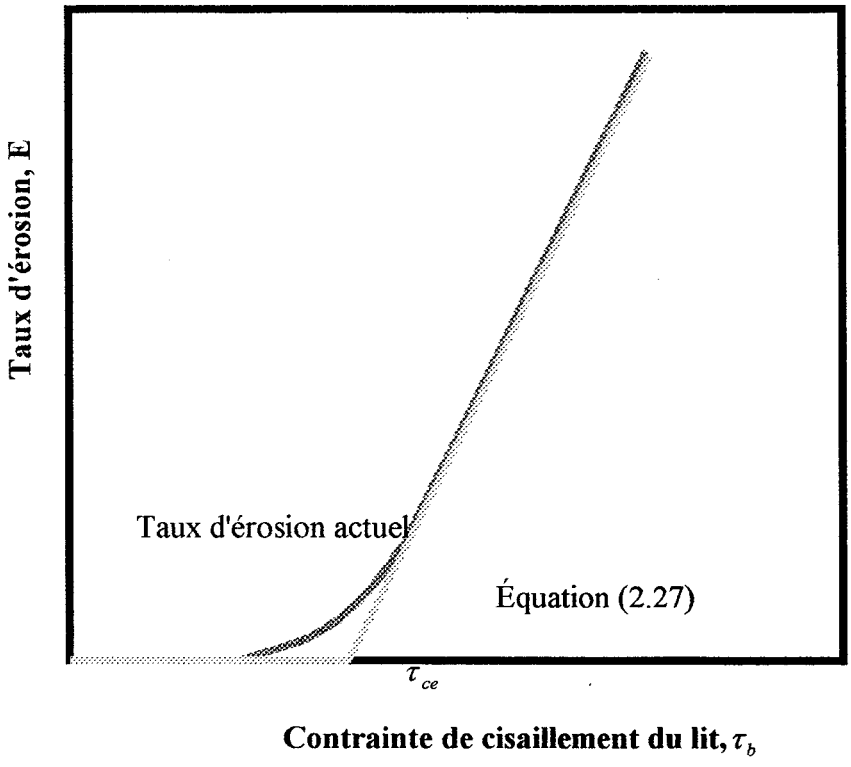


Figure 2.8: Taux d'érosion de lit de rivière cohésifs en fonction de la contrainte de cisaillement du lit.

Ces équations ne rendent pas compte parfaitement du processus d'érosion. Notons particulièrement, qu'elles ne limitent pas la concentration des sédiments cohésifs transportés, ce qui devrait être pris en compte dans toute simulation numérique afin d'éviter l'augmentation non limitée du transport de ces matériaux.

2.5.4.3 Dépôt

Le dépôt est communément modélisé par la formulation de Krone (1962):

$$D = B\omega_s C\left(1-\frac{\tau_b}{\tau_{cd}}\right) \tag{2.29}$$

τ_{cd} est la contrainte de cisaillement critique au-dessus de laquelle les particules transportées commencent à se déposer.

Le terme

$$P=\begin{cases}1-\dfrac{\tau_b}{\tau_{cd}} & \text{pour } \tau_b \langle \tau_{cd} \\ 0 & \text{pour } \tau_b \geq \tau_{cd}\end{cases} \tag{2.30}$$

représente la probabilité pour que le dépôt ait lieu. En exprimant la concentration en kg/m^3, l'équation (2.29) s'écrit :

$$D=\frac{P\omega_s C}{h} \tag{2.31}$$

h étant la profondeur d'eau. En absence d'érosion et de terme source, le dépôt des sédiments cohésifs est régi par :

$$\frac{dC}{dt} = -\frac{P\omega_s C}{h} \tag{2.32}$$

Si la vitesse de chute ne dépend pas de la concentration (particule se déposant sans être gênée dans sa chute par d'autres particules ou agrégats), l'équation (2.32) s'intègre analytiquement et donne : $$\frac{C}{C_0} = \exp\left\{-\frac{\omega_s \Delta t}{h}\left(1-\frac{\tau_b}{\tau_{cd}}\right)\right\} \tag{2.33}$$

C_0 et C sont les concentrations au début et à la fin du pas de temps Δt. Le temps de résidence $\Delta t = \Delta x / U$, Δx étant la distance entre deux sections et V la vitesse moyenne de l'écoulement.

Notons que GSTARS 2.1 utilise l'équation (2.33). La concentration obtenue est convertie en volume et déposé au fond de la rivière. L'application de (2.33) est valide sous deux conditions :

- les particules et les agrégats ne se gênent pas mutuellement dans leurs chutes, donc chaque particule solide garde son individualité. Ceci n'est valable que pour de faibles concentrations, entre 100 et 700 mg/l.
- la probabilité pour que le dépôt ait lieu, P, ne dépend pas de la concentration. Or Krone (1962) a trouvé, pour les sédiments de la baie de San Francisco, que la contrainte τ_{cd} est fonction de la concentration. De plus, si la distribution des sédiments du lit est étalée, τ_{cd} peut avoir plusieurs valeurs pour les différentes classes des différentes tailles des sédiments du lit.

2.6 Vitesse de chute

Différentes formulations de la vitesse de chute des particules sédimentaires existent dans la littérature. Yalin (1972) en donne, en utilisant l'analyse dimensionnelle, une forme générale pour les sédiments non cohésifs. La détermination de la vitesse de chute des particules sédimentaires se fait via différentes formules.

Pour des particules de diamètre d, Rubey (1933) propose l'équation suivante pour la vitesse de chute:

$$\omega_s = F\sqrt{dg(s-1)} \tag{2.34}$$

où:

$$F = \begin{cases} \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36\nu^2}{gd^3(s-1)}} - \sqrt{\frac{36\nu^2}{gd^3(s-1)}} & \text{pour } 62.5\mu m \langle d \langle 1mm \\ 0.79 & \text{pour } d \rangle 1mm \end{cases} \tag{2.35}$$

ω_s: la vitesse de chute des sédiments, g : l'accélération de la pesanteur, s : densité des sédiments et ν : viscosité cinématique de l'eau, fonction de la température T(°C):

$$\nu(\mathrm{m}^2/\mathrm{s}) = \frac{1.792\times10^{-6}}{1.0+0.0337T+0.000221T^2} \tag{2.36}$$

Notons que l'équation générale de Rubey n'est valable que pour une particule sphérique subissant les actions de deux forces: la force de gravité et la force d'Archimède. Pour les particules de sable ou de gravier, la portance et la traînée viennent s'ajouter au bilan des forces, ce qui fausse les calculs théoriques de Rubey.

Dans GSTARS 2.1, la formule de Rubey (1933) n'est utilisée que si l'équation de transport total de Toffaleti l'est. Pour les autres formules de transport solide, GSTARS 2.1 utilise:

- pour les particules de silt ou d'argile (diamètre entre 1 μm et 62.5 μm), l'équation de Stokes (1851), dérivée à l'origine pour des particules ne se gênant pas mutuellement dans leurs chutes:

$$\omega_s = \frac{(s-1)gd^2}{18\nu} \tag{2.37}$$

- Pour des particules de diamètre supérieur à 10 mm,

$$\omega_s = 1.1\sqrt{dg(s-1)} \tag{2.38}$$

- pour les autres valeurs du diamètre d, la figure 2.9. Ces valeurs étant recommandées par le U.S.I.C.W.R. (1957). Cette figure est valable pour trois valeurs du facteur de forme de Colby (1964) :

$$SF = \frac{a_1}{\sqrt{b_1 c_1}} \tag{2.39}$$

où a_1, b_1, c_1 sont respectivement, pour une particule donnée, les longueurs du plus grand, moyen et le plus petit axe, mutuellement perpendiculaires.

Enfin, notons que Van Rijn (1993) a approximé les courbes de la figure 2.9 pour des particules de quartz ayant un facteur de forme SF = 0.7 et tombant dans l'eau à 20°C. Selon la taille de la particule, la vitesse de chute se calcule par l'une des trois équations suivantes:

$$\begin{cases} \omega_s = \dfrac{(s-1)gd^2}{18\nu} & 0.001 < d \le 0.1\,\text{mm} \\ \omega_s = \dfrac{10\nu}{d}\left[\left(1+\dfrac{0.01(s-1)gd^3}{\nu^2}\right)^{0.5}-1\right] & 0.1 < d < 1\,\text{mm} \\ \omega_s = 1.1[(s-1)gd]^{0.5} & d \ge 1\,\text{mm} \end{cases} \tag{2.40}$$

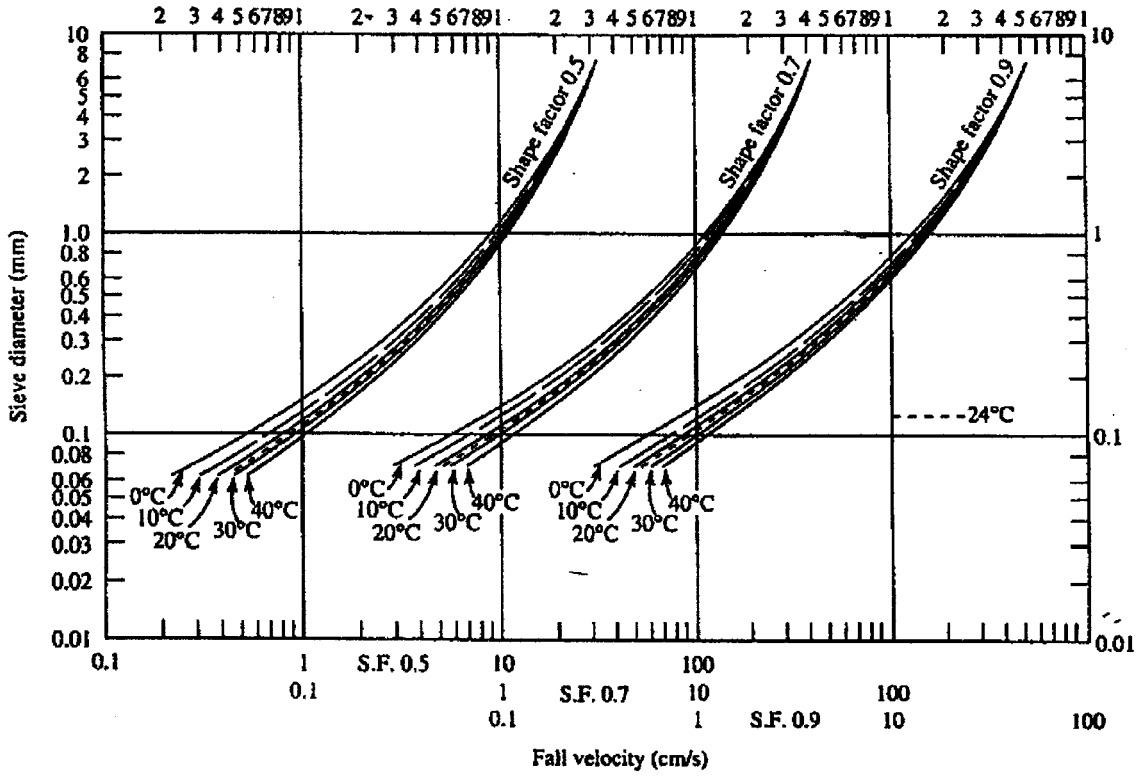


Figure 2.9: Relation entre les diamètres des tamis et la vitesse de chute pour des particules de quartz usées tombant dans une eau distillée calme et d'étendue infinie (Source: U.S.I.C.W.R., 1957).

2.7 Conclusion

Le transport solide est un des plus important phénomène de l'hydraulique fluviale. Malheureusement, de par sa complexité, son étude ne se fait que dans le cadre de théories assez simplificatrices. En effet, la phase solide est loin d'être bien caractérisée; mentionnons, à titre d'exemple, la granulométrie non uniforme, la masse volumique non constante, et la cohésion entre les particules qui n'a pas, à l'état actuel des connaissances, une formulation mathématique satisfaisante pour l'étude théorique des sédiments cohésifs ou simplement pour une simulation numérique.

Cependant, aussi imparfaite qu'elle soit, la théorie du transport solide permet à l'ingénieur hydraulicien de traiter pas mal de problèmes. Ainsi, couplée aux équations hydrodynamiques, la théorie actuelle décrit qualitativement la majorité des phénomènes de l'hydraulique fluviale et fournit des ordres de grandeurs qualitatifs qui aident les décideurs dans leurs démarches.

Dans l'étude des crues exceptionnelles et de leurs conséquences, classiquement, l'approche unidimensionnelle fait appel, d'une part, à l'équation de conservation de masse de la phase solide et à une ou plusieurs équations de transport total et, d'autre part, aux équations de Barré de Saint-Venant et des conditions initiales et aux limites appropriées. Les prochains chapitres, montrent que nous pouvons augmenter la

précision, avec un minimum de nouvelles hypothèses simplificatrices: une approche quasi-bidimensionnelle en résultera avec prise en compte des mouvements des berges.

CHAPITRE 3

ÉROSION DES RIVES ET ÉLARGISSEMENT DU CHENAL

3.1 Introduction

Les approches d'équilibre, comme les méthodes de la théorie du régime, ne peuvent prédire de façon satisfaisante les ajustements (verticaux et/ou horizontaux) des cours d'eau avec le temps. Dans ce chapitre nous en prendrons compte en incorporant les processus physiques fondamentaux responsables des retraits des rives, soit:

- la minimisation du taux de dissipation d'énergie: compromis entre ajustements latéraux et verticaux, et
- l'analyse de stabilité des rives vis à vis du glissement: modification des sections transversales.

Quoi que interdépendants, ces deux classes de processus sont fondamentalement différents: le premier, minimisation du taux de dissipation d'énergie, est dû à l'érosion fluviatile qui agit sous eau, tandis que les glissements des rives sont dus aux déséquilibres entre les forces de gravité et ceux de résistance au cisaillement.

3.2 Minimisation du taux de dissipation d'énergie

La détermination des ajustements de la largeur et de la profondeur est basée sur la théorie du taux minimum de dissipation d'énergie développée par Song et Yang (1979a, 1979b, 1980, 1982) et Yang et Song (1979, 1986), et le cas particulier de cette théorie, la minimisation de la puissance totale unitaire du cours d'eau, justifiée et utilisée par Chang et Hill (1976, 1977) et Chang (1979, 1980*a*, 1980*b*, 1982*a*, 1982*b*, 1983).

Selon la théorie du taux minimum de dissipation d'énergie (Yang et Song, 1986), quand un système fermé et dissipatif atteint son état d'équilibre dynamique, son taux de dissipation d'énergie doit être à sa valeur minimale. Cette dernière doit être consistante avec les contraintes appliquées au système. Si le système n'est pas dans son état d'équilibre dynamique, il s'ajustera de façon à réduire son taux de dissipation d'énergie à une valeur minimale et regagner l'équilibre. Une rivière naturelle ajustera sa géométrie, sa pente, rugosité, etc... pour minimiser son taux de dissipation d'énergie sujet aux débits liquide et solide fournis à l'amont.

3.2.1 Taux de dissipation d'énergie dans une rivière

Les rivières sont des systèmes non conservatifs. Il est généralement admis (Knighton, 1984) que les systèmes fluviaux fournissent des travaux (au sens physique: force multipliée par distance) pour contrer l'effet du frottement aux bords, contrer l'effet des

contraintes visqueuses et la turbulence, transporter le débit solide et les débris lors de crues et éroder le lit du chenal.

Cependant, il est difficile de quantifier les taux de dissipation d'énergie pour chaque processus pris séparément. Pour la majorité des rivières, la source principale de la dissipation de l'énergie est due au frottement du mélange eau-sédiment aux frontières du chenal et peut être calculée en utilisant l'équation de la puissance totale du cours d'eau (Yang et Song, 1986; Julien, 1995).

3.2.1.1 Dissipation de l'énergie par le fluide en mouvement

La puissance, ou taux de travail fait par le fluide en mouvement est donnée par le produit scalaire des vecteurs vitesse et force. Le terme dissipatif (non conservatif) dans l'équation de la puissance pour un fluide irrotationel est une intégrale de volume représentant le taux auquel l'énergie mécanique est dissipée du système (transformée en chaleur). Ce terme est appelé le taux de dissipation de l'énergie, Φ (voir par exemple Molnar, 1996) qui s'écrit, en ne gardant que l'effet prépondérant du frottement dans un fluide incompressible pour un écoulement irrotationel comme suit:

$$\Phi = \int_{\Gamma} \left\{ \tau_{xz} \left(\frac{\partial v_z}{\partial x} + \frac{\partial v_x}{\partial z} \right) + \tau_{xy} \left(\frac{\partial v_y}{\partial x} + \frac{\partial v_x}{\partial y} \right) + \tau_{yz} \left(\frac{\partial v_z}{\partial y} + \frac{\partial v_y}{\partial z} \right) \right\} d\Gamma \qquad (3.1)$$

les τ_{ij} sont les composantes du tenseur contraintes, v_i les composantes du vecteur vitesse et Γ est le volume de contrôle.

3.2.2 Application aux rivières - puissance totale du cours d'eau

Pour un écoulement unidirectionnel dans la direction x *(v_y= v_z=0)*, en négligeant les effets des courants secondaires, sources des contraintes de cisaillement transversales ($\tau_{yz} = 0$), l'équation (3.1) s'écrit:

$$\Phi = \int_{\Gamma} \left(\tau_{xz} \frac{\partial v_x}{\partial z} + \tau_{xy} \frac{\partial v_x}{\partial y} \right) d\Gamma \tag{3.2}$$

Un tronçon de rivière peut être discrétisé en un ensemble de sections hydrauliques. L'équation (3.2) s'écrit pour l'élément de rivière *i*, délimité par deux sections successives, de longueur L_i et de périmètre mouillé moyen P :

$$\Phi_i = L_i P \tau_0 \int_0^l \frac{\partial v_x}{\partial z} dz = LP\tau_0 v(\delta) \tag{3.3}$$

où nous avons assumé que la contrainte de cisaillement du lit τ_{zx} et celle des rives τ_{yx} sont égales à une contrainte de cisaillement moyenne τ_0 , et que le gradient de vitesse est égale au gradient de la vitesse verticale. Aussi, nous admettons que la plupart de la dissipation d'énergie a lieu dans une couche limite d'épaisseur δ où la contrainte de cisaillement reste constante et égale à contrainte de cisaillement moyenne τ_0. Dans l'équation (3.3), *v(δ)* est la vitesse de l'écoulement fonction de l'épaisseur de la couche limite, qui peut être définie comme étant la distance de la paroi où la vitesse actuelle *v(δ)* est égale à la vitesse moyenne de l'écoulement V. Donc l'équation (3.3) s'écrit:

$$\Phi_i = L_i P \tau_0 V \tag{3.4}$$

Cette approximation est nécessaire pour l'application pratique des théories de dissipation de l'énergie aux cas des rivières.

En admettant: $\tau_0 = \gamma_w RS$, γ_w étant le poids volumique de l'eau, R est le rayon hydraulique et S est la pente du fond, l'équation (3.4) devient :

$$\Phi_i = \gamma_w \cdot L_i \cdot S \cdot Q \tag{3.5}$$

où Q est le débit. Le taux de dissipation pour tout le tronçon de la rivière sous étude est donné par :

$$\Phi_T = \int \gamma_w \cdot S \cdot Q \cdot dx \tag{3.6}$$

Φ_T est définie comme étant la puissance totale du cours d'eau (Yang et Simões, 2000).

3.2.2.1 Ajustements du chenal

L'intégrale (3.6) est approximée par (Chang, 1982a):

$$\Phi_T = \sum_{i=1}^{N} \frac{1}{2} \gamma_w \cdot \left(S_i \cdot Q_i + S_{i+1} \cdot Q_{i+1}\right) \cdot \Delta x_i \tag{3.7}$$

où N est le nombre des sections hydrauliques le long du tronçon; Δx_i est la distance entre les sections i et $i+1$; Q_i et S_i sont le débit et la pente à la section i.

Le choix de la direction d'ajustement du chenal (élargissement de la section dans un sens ou dans l'autre et/ou abaissement ou surélévation du fond) se fait en minimisant l'intégrale discrétisée, équation (3.7), cette procédure est répétée à chaque pas de temps.

3.3 Stabilité au glissement

Un mouvement de terrain, par opposition aux phénomènes d'érosion (action grain par grain), est un mouvement de masse dont le moteur est la pesanteur. On peut classer les différents mouvements de terrain en trois grandes catégories: les affaissements et effondrements d'un site sous-miné, les éboulements rocheux de versants et les glissements de terrain.

Cette partie s'intéresse à la stabilité des talus vis à vis du glissement, pour plus de détail nous renvoyons, à titre d'exemple, aux ouvrages de Phillipponnat et Hubert (1997) et Abramson et al. (2001). Seuls les glissements rotationnels, les plus fréquents (Phillipponnat et Hubert, 1997), seront considérés. Après une définition du facteur de sécurité, nous présentons la méthode des tranches pour l'analyse de la stabilité des talus. Deux cas particuliers de cette dernière seront abordés: la méthode modifiée de Bishop et celle de Fellenius. Nous terminons en considérant le cas des rives d'une rivière.

3.3.1 Définition du facteur de sécurité à la rupture

Il existe plusieurs définitions possibles du facteur de sécurité. Nous nous contenterons de mentionner celles de Fellenius et de Bishop.

- Définition de Bishop (Bishop, 1954):

La valeur maximale de la contrainte de cisaillement τ sur la courbe de glissement potentielle *AMB* (figure 3.1) est la résistance au cisaillement τ_f. Avant la rupture, le système des force extérieures appliquées au corps *(J)* n'entraîne que la mobilisation de la valeur τ inférieur à τ_f. Bishop définit le coefficient de sécurité par le rapport : $F = \frac{\tau_f}{\tau}$. À noter que les valeurs de τ et de τ_f varient en fonction du point M considéré le long de la courbe de rupture *AMB*.

- Définition de Fellenius (Fellenius, 1927)

Elle est voisine de la précédente. En effet, Fellenius propose de considérer que l'équilibre limite du corps *(J)* sur la courbe de glissement *AMB* est atteint lorsque le système des forces extérieures qui lui est appliqué mobilise les fractions $tg\varphi / F$ et c / F des valeurs réelles du frottement et de la cohésion du milieu.

3.3.2 Méthodes des tranches - Équations générales

On se place dans une configuration bidimensionnelle en déformation plane. On considère un volume de sol AMB, d'épaisseur unité, susceptible de glisser (figure 3.1)

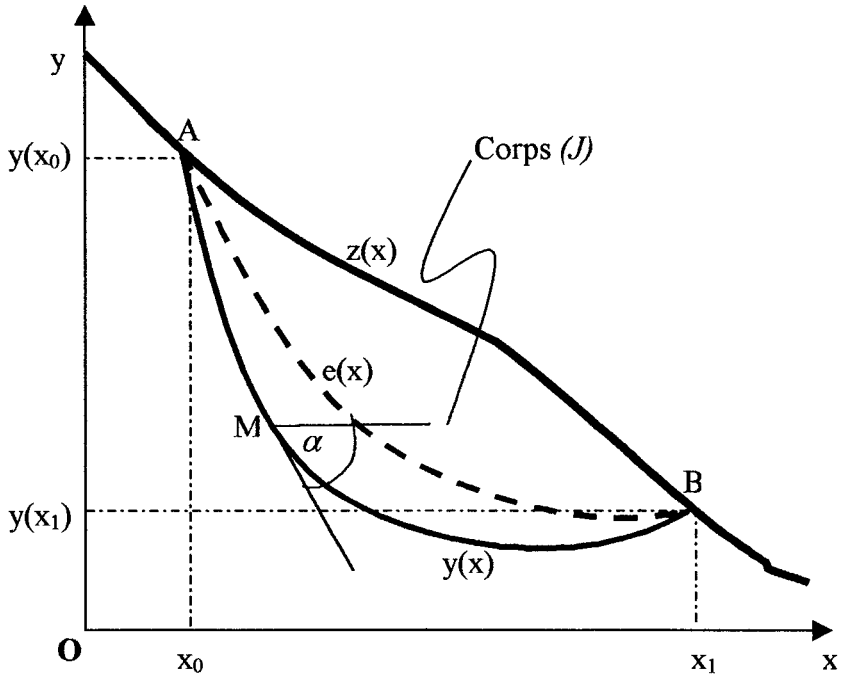


Figure 3.1 : Définition de la surface de glissement.

avec :

- z (x), l'équation de la ligne de talus,
- y (x), l'équation de la ligne de rupture étudiée,
- $tg\alpha = \frac{dy}{dx}$ tangente à la ligne de rupture.

On découpe le massif de sol en tranches verticales d'épaisseur *dx* assez petites pour que la base de chaque tranche, soit assimilable à un segment de droite (figure 3.2)

On désigne par *e(x)* la ligne d'action de la force interne qui s'exerce sur une section verticale, par *V(x)* et *H(x)*, les composantes verticale et horizontale de la force interne. Chaque tranche est en équilibre sous l'action des forces extérieures qui lui sont appliquées qui peuvent être des forces volumiques (poids volumique, eau...) ou surfaciques (réactions entre tranches, réactions à la base de la partie stable sur la partie qui glisse).

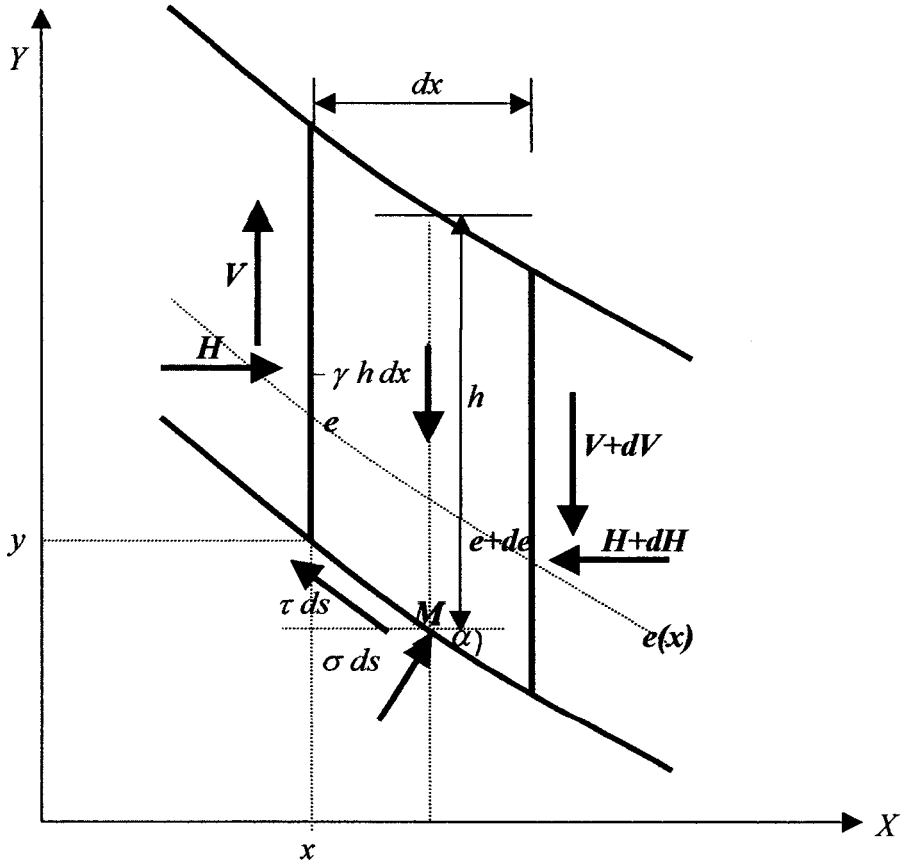


Figure 3.2 : Équilibre d'une tranche.

Les forces en présence sont les suivantes :

- poids de la tranche $\gamma\, h\, dx$, γ étant le poids volumique du sol
- forces intertranches horizontales H et $(H + dH)$
- forces intertranches verticales V et $(V + dV)$ qui ont leur point d'application sur la courbe $e(x)$
- contrainte normale totale σ, pression interstitielle u et contrainte tangentielle τ à la base de la tranche appliquée sur la surface ($ds.1$)

D'autre part, l'équation d'équilibre de l'ensemble du volume de sol AMB par rapport à O (figure 3.1) fournit une équation supplémentaire.

En projetant les forces élémentaires normales $(\sigma \cdot ds)$, et tangentielles $(\tau \cdot ds)$ à la tranche sur les axes (x,y), on obtient en prenant σ et τ avec leurs signes :

$$-dH + (\sigma \cdot ds)\sin\alpha + (\tau \cdot ds)\cos\alpha = 0 \qquad (3.8)$$

$$-dV - (\gamma \cdot h \cdot dx) + (\sigma \cdot ds)\cos\alpha - (\tau \cdot ds)\sin\alpha = 0 \qquad (3.9)$$

En négligeant les termes supérieurs aux 1er ordre dans l'équation des moments des différentes forces par rapport au point M, point de passage de $(\gamma\, h\, dx)$, $(\sigma \cdot ds)$ et $(\tau \cdot ds)$ on obtient:

$$-V \cdot dx + V \cdot de + dH(e - y) = 0 \tag{3.10}$$

avec $de = ds \cdot \cos\alpha$. De (3.8) et (3.9), on peut déduire les contraintes σ et τ :

$$\sigma = (\gamma \cdot h \cdot \cos^2\alpha) + \left(\frac{dH}{dx} tg\alpha + \frac{dV}{dx}\right)\cos^2\alpha \tag{3.11}$$

$$\tau = -(\gamma \cdot h \cdot \sin\alpha \cdot \cos\alpha) + \left(\frac{dH}{dx} - \frac{dV}{dx} tg\alpha\right)\cos^2\alpha \tag{3.12}$$

$$\int_{x_0}^{x_1} \{\sigma[x + (y \cdot tg\alpha)] + \tau[y - (x \cdot tg\alpha)]\} \cdot dx = \int_{x_0}^{x_1} (x \cdot \gamma \cdot h) \cdot dx \tag{3.13}$$

Notons que la contrainte effective σ' est liée à la contrainte totale σ par: $\sigma' = \sigma - u$, u étant la pression interstitielle. L'équation (3.13) traduit l'égalité des moments, par rapport à O, des forces surfaciques et des forces volumiques. On a donc cinq fonctions inconnues : *H(x), V(x),* $\sigma(x), \tau(x)$, *e(x)* et le coefficient de sécurité *F*. Par ailleurs, on dispose des quatre équations (3.8), (3.9), (3.10) et (3.13) et de la loi de Mohr-Coulomb.

Ce système ne peut donc se résoudre sans une hypothèse complémentaire sur les fonctions inconnues et les diverses méthodes de calcul (une vingtaine) diffèrent essentiellement par la nature de l'hypothèse complémentaire, ce qui explique que suivant les méthodes retenues, on obtiendra des "coefficients de sécurité" différents. Pour être retenue pratiquement, une méthode de calcul devra être validée par l'expérience.

L'hypothèse complémentaire peut porter sur une répartition des forces internes, comme les méthodes de Fellenius (1927), de Bishop (1955) et de Morgenstern et Price (1965), ou sur la position de la ligne d'action *e*, comme celle de Janbu (1957), ou sur la répartition de la contrainte normale (par exemple, Raulin et al 1974) généralement appelée méthode des perturbations. Anderson et Richards (1992) présentent une analyse comparative des principales méthodes.

3.3.3 Cas particulier : surface de rupture circulaire

Nous présenterons la méthode de Fellenius (1927) et la méthode modifiée de Bishop (1955). Cette dernière est la plus utilisée en pratique; elle sera utilisée dans le chapitre 8 pour produire notre modèle BISHOP.

3.3.3.1 Méthode de Fellenius

Dans cette méthode, on suppose que la surface de rupture potentielle est circulaire, on découpe le sol en tranches élémentaires et on adopte comme hypothèse que les tranches sont indépendantes : $H_i = V_i = 0$ (figure 3.3).

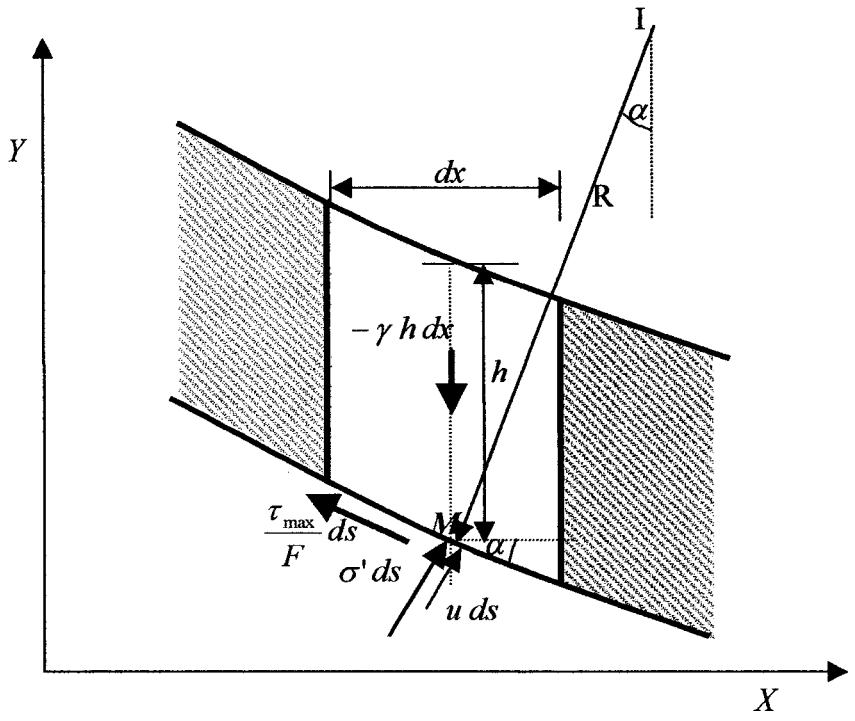


Figure 3.3 : Équilibre d'une tranche de sol (Fellenius)

Les équations de la statique ne sont donc pas respectées. Avec les mêmes notations que précédemment pour une tranche i, on obtient :

$$\sigma = (\gamma \cdot h \cdot \cos^2 \alpha) \qquad (3.11.a) \qquad \text{et} \qquad \tau = -\gamma \cdot h \cdot \sin\alpha \cdot \cos\alpha \qquad (3.12.a)$$

conformes aux équations (3.11) et (3.12). De la définition du facteur de sécurité: $F = \frac{\tau_{max}}{\tau}$ avec, $\tau_{max} = (\sigma - u)\, tg\varphi' + c'$, les indices "prime" rappellent que la cohésion et l'angle de frottement sont relatifs à une représentation en contraintes effectives; nous déduisons, via (3.11.a) :

$$\tau_{max} = \frac{\left[(\gamma \cdot h \cdot \cos^2 \alpha) - u\right] tg\varphi' + c'}{F} \tag{3.14}$$

L'équation des moments par rapport au centre du cercle *I* donne:

$$\sum_{i=1}^{N} \frac{\left\{\left(\gamma_i \cdot h_i \cdot \cos^2 \alpha_i - u_i\right) tg\varphi_i' + c_i'\right\} \cdot ds_i}{F} \cdot R = \sum_{i=1}^{N} \left\{\left(\gamma_i \cdot h_i \cdot \cos\alpha_i \cdot \sin\alpha_i\right) \cdot ds_i\right\} \cdot R \tag{3.15}$$

F étant, par hypothèse, le même dans chaque tranche et *R* est constant, d'où le facteur de sécurité est donné par :

$$F = \frac{\sum_{i=1}^{N} \left\{\left(\gamma_i \cdot h_i \cdot \cos^2 \alpha_i - u_i\right) tg\varphi_i' + c_i'\right\} \cdot ds_i}{\sum_{i=1}^{N} \left(\gamma_i \cdot h_i \cdot \cos\alpha_i \cdot \sin\alpha_i\right) \cdot ds_i} \tag{3.16}$$

Pratiquement, on ne découpera pas suivant des tranches infiniment petites et on fera le calcul à partir des poids des différentes tranches :

$$W_i = \gamma_i \, h_i \, dx_i = \gamma_i \, h_i \, ds_i \cos\alpha_i \tag{3.17}$$

et en remplaçant dx_i par b_i (largeur d'une tranche)

$$F = \frac{\sum_{i=1}^{N} \left(W_i \cdot \cos\alpha_i - \frac{u_i \cdot b_i}{\cos\alpha_i} \right) tg\varphi_i' + \frac{c_i' \cdot b_i}{\cos\alpha_i}}{\sum_{i=1}^{N} W_i \cdot \sin\alpha_i} \tag{3.18}$$

la détermination du facteur de sécurité se fait par tâtonnement: on calcule le facteur de sécurité pour un nombre suffisant de cercles. Nous verrons au chapitre 5 une autre méthode pour rechercher le facteur de sécurité d'un talus.

3.3.3.2 Méthode simplifiée de Bishop

Dans cette méthode, on suppose également que la surface de rupture potentielle est circulaire; on découpe le sol en tranches élémentaires et on adopte comme hypothèse qu'il y a seulement une réaction horizontale entre les tranches :$V_i = 0$ (figure 3.4). Par projection sur l'axe vertical, on obtient :

$$\tau = \frac{(\sigma - u)\, tg\varphi'}{F} + \frac{c'}{F} \tag{3.19a}$$

$$W = (\sigma' + u) \cdot b + \sigma' \cdot b \cdot tg\alpha \cdot \frac{tg\varphi'}{F} + \frac{c'}{F} \cdot b \cdot tg\alpha \tag{3.19b}$$

d'où l'on tire la valeur de σ' que l'on reporte dans l'équation des moments, par rapport au centre du cercle de rupture, pour l'ensemble des tranches:

$$\frac{1}{F}\sum_{i=1}^{N}\left(\sigma_i' \cdot \mathrm{tg}\varphi_i' + c_i'\right) \cdot \frac{b_i}{\cos\alpha_i} \cdot R = \sum_{i=1}^{N} W_i \cdot \sin\alpha_i \cdot R \tag{3.19c}$$

Tous calculs faits (Phillipponnat et Hubert, 1997), on obtient l'expression implicite du facteur de sécurité F:

$$F = \frac{\sum_{i=1}^{N} \left\{ \frac{(W_i - u_i \cdot b_i) \operatorname{tg}\varphi_i' + c_i' \cdot b_i}{\cos\alpha_i + \frac{\operatorname{tg}\varphi_i'}{F} \cdot \sin\alpha_i} \right\}}{\sum_{i=1}^{N} W_i \cdot \sin\alpha_i} \tag{3.20}$$

La valeur initiale du coefficient F_o est obtenue, en général, par la méthode de Fellenius; on opère ensuite par itérations successives jusqu'à la précision désirée.

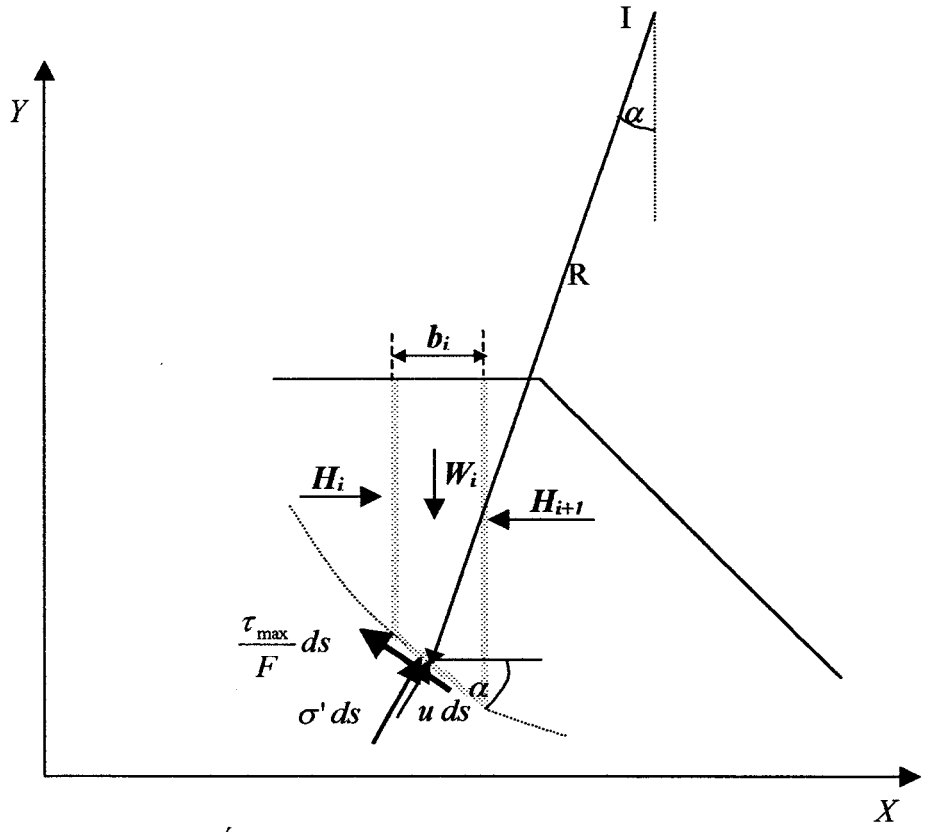


Figure 3.4 : Équilibre d'une tranche de sol (Bishop simplifiée).

3.3.4 Cas des rives de rivières

Dans le cas d'une rive d'un cours d'eau, l'expression du facteur de sécurité devra être modifiée. Ainsi, les poids des tranches surmontées par l'eau du cours d'eau doivent être ajustés. Ceci se fait en considérant que le niveau d'eau de la rivière représente une couche géotechnique de poids volumique égal à celui de l'eau mais dont la cohésion et l'angle de frottement sont nuls.

D'autre part, la détermination de la pression interstitielle n'est pas aisée. Sous le niveau d'une nappe statique à surface libre horizontale, l'effet des pressions interstitielles se traduit par le déjaugeage du sol. En cas d'écoulements d'eau souterraine, la détermination de la pression interstitielle suppose la connaissance du réseau d'écoulement (Phillipponnat et Hubert, 1997). Bishop et Morgenstern (1960) caractérisent les pressions interstitielles dans le massif par le rapport de pression interstitielle défini par :

$$r_u = \frac{u}{\gamma_{sat} \cdot h} \tag{3.21}$$

γ_{sat} est le poids volumique du sol saturé et h est la distance verticale entre le point considéré de la ligne de glissement et la surface du talus.

Ainsi, la pression interstitielle en un point de la surface de glissement est une fraction constante du poids de la colonne de terre qui surmonte cette surface. Bien que cette méthode ait ses limites, ce facteur r_u reflète le fait que la nappe n'est pas, peut être,

partout en surface, qu'il peut y avoir des gradients hydrauliques verticaux ainsi que d'autres conditions hydrauliques non connues mais propres au site sous étude.

Par ailleurs, au début de la crue, la variation des pressions interstitielles créées par l'érosion au pieds des talus est généralement faible. Dans ce cas, les analyses de stabilité sont effectuées en contraintes effectives sur la base de la cohésion effective, de l'angle de frottement effectif et des pressions interstitielles existant avant la crue.

Pour un talus d'une rive d'une section donnée, le premier glissement de terrain cause une décompression dans le talus argileux ce qui provoque une diminution des pressions interstitielles permettant au talus de supporter de telles variations de géométrie pour un certain temps. Ainsi, après la première rupture, l'analyse de stabilité se fait en contraintes totales, basées sur la résistance au cisaillement non-drainé des matériaux (Leroueil, 2001).

Après le passage de la crue, les pressions d'eau interstitielles se rétablissent progressivement causant une diminution de la résistance au cisaillement des matériaux. Des glissements de terrains peuvent se produire après le passage de la crue et la géométrie du talus à long terme doit assurer sa stabilité, ce qui est évaluer en contrainte effective. Le coefficient de sécurité assurant la stabilité du talus à long terme doit donc être élevé, au moins 1.3 par exemple.

3.4 Conclusion

Lors de crue exceptionnelle, les rives peuvent changer suite à l'éventuelle action de l'érosion au bas des talus ou aux variations de la pression interstitielle dans les rives, ce qui peut les rendre instables et engendrer la rupture. La méthode de Fellenius donne, en général, des facteurs de sécurité plus faibles que la méthode de Bishop, et les cercles de ruptures des deux méthodes sont parfois différents.

Par ailleurs, les écarts entre la méthode modifiée de Bishop et sa méthode détaillée (où les réactions verticaux entre les tranches ne sont plus supposées nulles) sont négligeables devant les incertitudes dont sont entachés les différents paramètres (σ, τ, u...). Dans cette thèse, nous retenons la méthode modifiée de Bishop pour traiter l'analyse de stabilité des rives; au Québec, cette méthode s'est avérée très efficace et elle est la plus couramment utilisée (Thibault et al., 2002). La détermination du cercle de rupture ainsi que le facteur de sécurité sera détaillée au chapitre 5.

D'autre part, un glissement de terrain vient à son tour modifier les sections hydrauliques et donc les conditions hydrodynamiques qui influencent à leur tour le transport solide et l'érosion fluviatile qui vient modifier le chenal par des érosions ou des dépôts dans des endroits et des élargissements ou des rétrécissements dans d'autres. Ces ajustements verticaux ou horizontaux du chenal sont dictés par la théorie de la minimisation de l'énergie hydraulique.

En combinant l'hydraulique fluviale, la stabilité des rives et la théorie de la minimisation de l'énergie hydraulique, nous développons maintenant un nouveau modèle qui permettra de mieux définir la zone de risque en cas de crue exceptionnelle; mais avant d'en discuter, au chapitre 6, on rappelle les caractéristiques des principaux logiciels utilisés dans l'étude des crues.

CHAPITRE 4

MODÉLISATION NUMÉRIQUE UNIDIMENSIONNELLE DE L'ÉVOLUTION DES COURS D'EAU

4.1 Introduction

Des chapitres précédents ressort, d'une part, la difficulté de la quantification des changements géométrique du chenal et, d'autre part, le besoin d'améliorer les moyens de prédiction de ces changements. Ceci est dû à la présence de plusieurs phénomènes liant différents facteurs comme les propriétés du fluide, les caractéristiques des sédiments, la végétation, les formules de transport solide... mais aussi, à la vitesse de progression de notre compréhension des différents phénomènes ce qui se traduit par des équations en vue d'une quantification plus précise.

Les modèles numériques fluviatiles existants sont fondées sur différents modèles mathématiques. Dans ce chapitre, nous nous limitons aux modèles unidimensionnels: nous rappelons les caractéristiques de quelques modèles numériques d'évolution du lit du chenal et ceux de son évolution morphologique. Ceci nous conduira, à la présentation du modèle GSTARS2.1 que nous avons adopté pour les simulations hydrosédimentologiques dans notre thèse.

4.2 Généralités

Le modèle mathématique est l'ensemble des équations gouvernant un processus donné. En hydraulique fluviale, ces équations sont souvent basées sur des lois de conservation (de la masse, de la quantité de mouvement...) et d'équations auxiliaires (pour la résistance du lit, capacité de transport de sédiment...). Ces équations se simplifient ou non selon les hypothèses retenues (écoulement uniforme, bidimensionnel, sédiment non uniforme...) fournissant ainsi un spectre impressionnant de modèles mathématiques d'évolution morphologique des cours d'eau.

Notons, par exemple, que la majorité des modèles ignore le fait que la coordonnée physique x n'est pas la même que la coordonnée locale qui suit les lignes de courant, s. En effet, de tels modèles ne sont correctes que si $ds = dx$, ce qui n'est pas toujours le cas. DeLong (1989) montre que des coefficients de correction pondérant la surface et le débit doivent être introduits dans l'équation de quantité de mouvement pour tenir compte de la sinuosité. De même, il est généralement accepté que les rivières sont en équilibre, mais ceci n'est plus vrai pour un tronçon de rivière après la construction d'un barrage par exemple. Enfin, certains modèles ignorent le triage granulométrique du lit alors que d'autres en tiennent compte en utilisant différentes approches (Armanini, 1995) dont les plus utilisées sont celles de Bennett et Nordin (1977) et Borah et al. (1982).

Du modèle mathématique découle plusieurs modèles numériques que nous classons en modèles d'évolution morphologique et ceux d'évolution du lit du chenal. Un modèle numérique contient non seulement le modèle mathématique, mais aussi les formulations et approximations numériques utilisées pour le résoudre.

4.3 Approches couplée, semi-couplée et découplée

Mathématiquement, les équations régissant l'hydraulique fluviale et sédimentaire doivent être vérifiées simultanément dans le domaine de solution spatio-temporel. Pratiquement, les modélisateurs simplifient le problème en adoptant différentes méthodes de résolution du système d'équations. Selon la méthode de résolution, on distingue trois approches: couplée, semi-couplée et découplée.

D'une part, les méthodes de solution découplées résolvent les équations de l'écoulement et du transport solide en deux étapes séparées: pour chaque pas de temps, les équations de la phase liquide sont résolues d'abord en assumant un fond fixe. Les paramètres hydrauliques ainsi calculés sont gelés dans le temps et utilisés pour résoudre les équations du transport solide pour ce pas de temps. L'hypothèse de base est que le changement des variables hydrauliques est négligeable pour affecter significativement les variables sédimentaires.

Par ailleurs, les méthodes de solution couplées résolvent les équations de l'écoulement et du transport solide simultanément, permettant des interactions mutuelles totales entre les variables.

Un compromis entre les approches couplée et découplée est l'approche semi-couplée où les équations de l'écoulement et ceux du transport solide sont couplées de façon itérative: Pour un pas de temps donné, les équations de l'écoulement sont résolues d'abord. Les paramètres hydrauliques ainsi calculés sont gelés dans le temps et utilisés pour résoudre les équations du transport solide qui fournissent les changements du fond qui seront utilisés pour ajuster les variables de l'écoulement. Ces étapes sont répétées itérativement jusqu'à ce qu'aucun changement ne soit plus détectable dans les niveaux successifs du fond: le processus a convergé et la solution est connue à ce temps. Le processus se refait pour le pas de temps suivant.

Pour la plupart des applications pratiques, le découplage des solutions des équations de l'écoulement et du transport de sédiments est acceptable. Théoriquement le découplage est justifié si la célérité de propagation des perturbations du fond est très différente de celle de l'écoulement. Pour le cas où le charriage suit une loi du type:

$$q_s = q_s(V,h) \tag{4.1}$$

h est la hauteur d'eau et V est la vitesse moyenne de l'écoulement; il peut être démontré (voir annexe I) que les solutions découplées sont appropriées pour les domaines du nombre de Froude, F_r, $F_r < 0.8$ et $F_r > 1.2$. Les modèles couplés (ou semi-couplés) sont

plus stables que ceux découplés permettant l'utilisation de pas de temps plus grands et donc des temps de simulation plus courts.

4.4 Modèles numériques d'évolution des lits de rivières

Nous présenterons quelques modèles parmi la multitude, existant dans la littérature, des modèles numériques d'évolution des lits de rivières. Il s'agit de modèles dont les capacités sont limitées aux changements verticaux du lit. Nous nous limitons aux modèles suivants: HEC-6 (USACE, 1993), CHARIMA (Holly et al., 1990), SEDICOUP (Holly et Rahuel, 1990a and b), et ACRONYM (Parker, 1990a).

HEC-6 utilise la méthode du pas standard pour calculer les courbes de remous pour le régime fluvial. Les hydrogrammes non permanents sont simulés en utilisant une approximation par des fonctions en escalier. Le calcul hydraulique est découplé du calcul sédimentaire qui se fait en résolvant l'équation d'Exner par un schéma aux différences explicite. Différentes fonctions peuvent être utilisées pour calculer les taux de transport de sédiments allant du silt et argile jusqu'au gravier. Différents algorithmes du tri granulométrique sont disponibles pour l'utilisateur et le transport solide est calculé par classe de sédiment: d'abord, la capacité de transport potentielle pour chaque classe k, C_k, est calculée, en utilisant les formules pour les sédiments uniformes, comme si la classe k était la seule classe présente dans le lit. Par la suite elle est réduite pour

respecter la disponibilité de sédiment de cette classe: $C_{tk} = p_k C_k$, où p_k est le pourcentage de sédiments appartenant à la classe k, et C_{tj} est la capacité de transport potentielle réelle pour la k-ième classe. Enfin, la capacité de transport totale potentielle est donnée par: $C_t = \sum_k p_k C_k$.

Bien qu'elle soit largement utilisée, cette approche présente plusieurs limitations (Hsu et Holly, 1992) dont la principale est qu'elle prédit une capacité de transport nulle pour toute fraction de sédiments non présente dans le lit. Pour y pallier, au lieu de p_k, plusieurs modèles utilisent $\varepsilon p_k + (1-\varepsilon)p_k^*$, où p_k^* est le pourcentage de la k-ième classe présente dans le transport, et ε est un facteur de pondération ($0 \le \varepsilon \le 1$).

De toutes les particularités de HEC-6 citons les écoulements tributaires et de dérivation d'eau et de sédiment, le dragage du chenal, le mouvement du lit d'un système dendritique et différentes façons pour traiter de la débitance...

À cause des équations en régime permanent, HEC-6 est mieux adapté pour des simulations à long terme (plusieurs années). Il a été largement utilisé dans plusieurs applications de ce type.

CHARIMA est un modèle unidimensionnel, instationnaire, basé sur les équations de Saint-Venant et l'équation d'Exner (voir chapitre 1 et 2) dont la discrétisation via le

schéma aux différences finies implicite de Preissman fournit un système d'équations algébriques de matrice tridiagonale. La résolution des équations hydrodynamiques et de transport solide se fait de façon semi-couplée. CHARIMA incarne plusieurs développements en modélisation débutant avec la série de modèles IALLUVIAL initiés par Karim et Kennedy (1982). Le modèle inclut un nombre de prédicteurs de transport solide couplés à des méthodes d'évaluation du frottement. Le transport de sédiments se fait par classes granulométriques. Le modèle garde la trace de la composition du lit et possède trois algorithmes pour traiter du pavage. Il ne fait pas de séparation entre charriage et suspension. CHARIMA s'applique à toutes les situations traitées par un modèle permanent de transport par charriage comme HEC-6. De plus, il peut être appliqué à des problèmes fortement non permanents.

CHARIMA a été étendu à SEDICOUP (Holly et Rahuel, 1990a et 1990b), un modèle dont les équations de base sont plus complètes. Les mêmes techniques numériques sont utilisées mais les deux phases, solide et liquide, sont traitées de façon découplée. SEDICOUP étend le champ d'application de CHARIMA aux situations où le transport en mode de non équilibre et un traitement séparé du transport en suspension ne peuvent plus être négligés.

ACRONYM (Parker, 1990a) calcul différents aspects du transport par charriage pour des rivières à graviers. Pour des conditions en régime permanent et uniforme, ACRONYM3, la dernière version, utilise les équations de l'écoulement uniforme

(équation de continuité du liquide et une relation de frottement) et l'équation d'Exner pour la conservation des sédiments. Le modèle est spécifiquement créé pour des rivières pavées et le transport des sédiments se fait par classes de particules. Étant limité à l'écoulement uniforme et permanent et à des lits de rivière formés de graviers (particules de diamètre supérieur à 2 mm), ACRONYM3 ne peut être appliqué qu'aux situations où il existe un état d'équilibre final d'érosion et/ou dépôt; il est plus limité que HEC-6.

4.5 Modèles numériques d'évolution morphologique

Dans cette catégorie sont inclus les modèles capables de calculer non seulement les changement du fond, mais aussi les changements de la largeur du chenal. Contrairement aux modèles d'évolution du fond du chenal, ces modèles s'utilisent dans les cas où les ajustements des largeurs du chenal ne sont pas négligeables.

Dans la littérature, nous retrouvons deux approches pour modéliser les changements des largeurs d'une rivière: une est basée sur les principes mécaniques, l'autre sur des hypothèses ou des théories de minimisation.

L'approche mécanique utilise les concepts géotechniques pour modéliser les mouvements des talus comme étant les résultats de l'érosion fluviatile des rives, de l'érosion du fond au bas des rives et/ou augmentation des pentes des rives et la rupture

géotechnique subséquente. La figure 4.1 montre schématiquement un résumé de ces processus. Comme chaque type de rupture (figure 4.1 (a)-(c)) nécessite une analyse séparée, ces modèles mécaniques peuvent devenir très complexes.

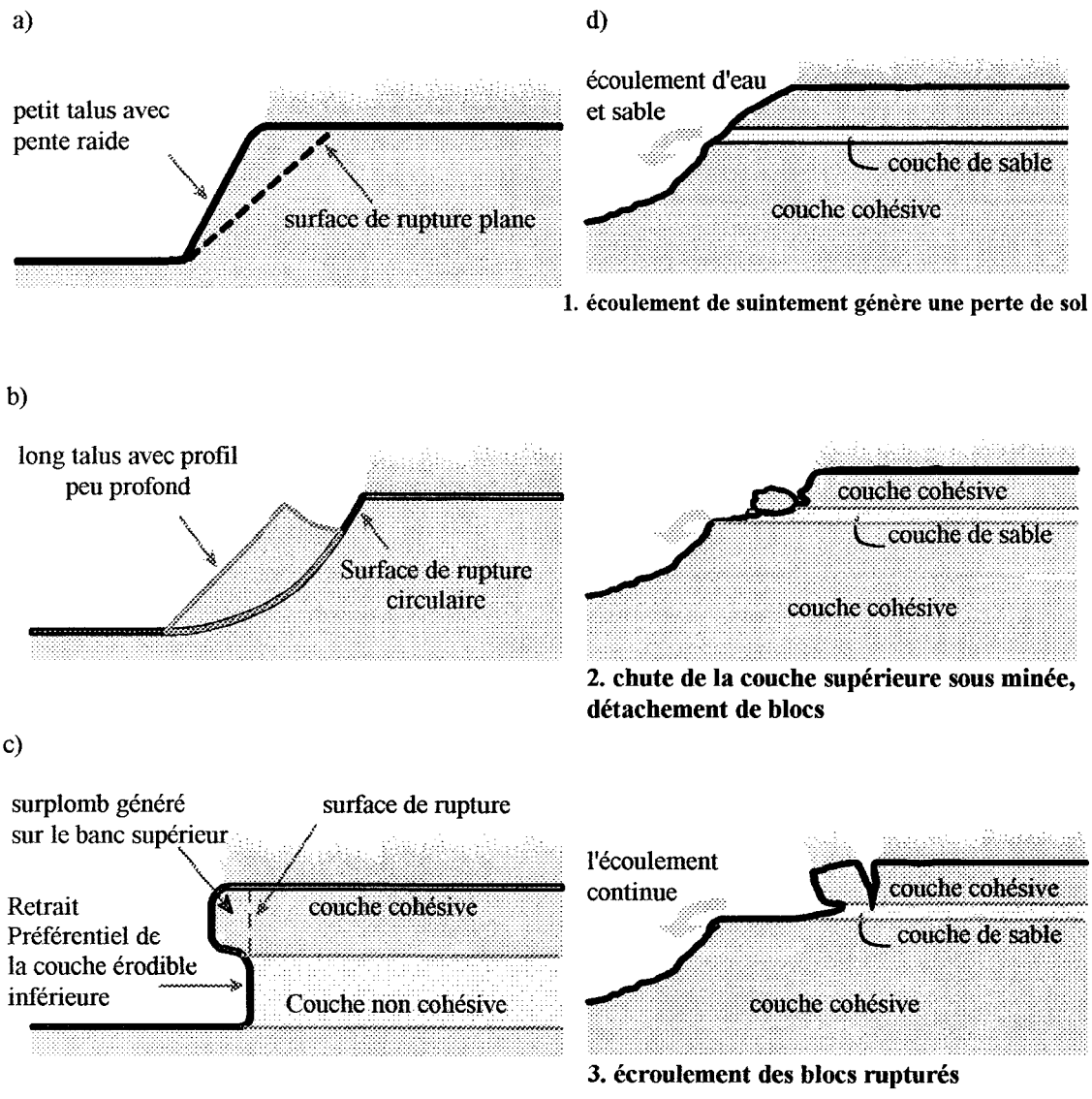


Figure 4.1 : Mécanismes dominants de ruptures de rives dues aux ruptures géotechniques (adaptée et modifiée de Hagerty, 1991).

De plus, il existe des mécanismes qui ne sont pas contrôlés par l'écoulement du chenal comme le piétinement et le broutage par les animaux, et les ruptures causées par le minage (présence de sous couche molle) dû à l'écoulement souterrain dans le cas de rives stratifiées (figure 4.1(d)).

La seconde approche de modélisation des changements des largeurs de rivières est basée sur des hypothèses ou des théories de minimisation (voir aussi le chapitre 3). Les modèles unidimensionnels à largeur fixe utilisent la profondeur d'eau, h, la vitesse d'écoulement, V, et la pente, S_f, comme variables indépendantes. Les trois équations indépendantes qui doivent être satisfaites, sont l'équation de continuité de l'eau:

$$Q = BhV \tag{4.2}$$

Q est le débit liquide et B est la largeur du chenal; une équation de résistance à l'écoulement (équation de Chézy par exemple),

$$V = C\left(\frac{Bh}{P}S_f\right)^{1/2} \tag{4.3}$$

C est le coefficient de rugosité de Chézy et P est le périmètre mouillé; et une équation de transport solide:

$$Q_s = f(h,B,V,S_f,d,...) \tag{4.4}$$

Q_s est la capacité de transport des sédiments et d est le diamètre des particules de sédiments. Si la largeur du lit est prise comme variable, une quatrième équation indépendante serait indispensable. Cette quatrième relation est obtenue en minimisant

(ou maximisant) une certaine quantité, comme le taux de dissipation d'énergie par exemple (voir chapitre 3).

Dans cette dernière catégorie, les modèles existant sont basés sur la théorie du minimum taux de dissipation d'énergie, développée par Song et Yang (1979a, 1979b, 1980) et Yang et Song (1979, 1986) et le cas spécial de cette théorie générale, la théorie du minimum de la puissance totale du cours d'eau (voir chapitre 3 et Yang et al., 2000) utilisée par Chang et Hill (1976, 1977) et Chang (1979). Selon la théorie du taux minimum de dissipation d'énergie, quand un système fermé et dissipatif atteint son état d'équilibre dynamique, son taux de dissipation d'énergie doit être à sa valeur minimale:

$$\Phi = \Phi_e + \Phi_s = \text{un minimum} \tag{4.5}$$

où Φ, Φ_e et Φ_s sont le taux total de dissipation d'énergie, le taux de dissipation d'énergie dû à l'eau et le taux de dissipation d'énergie dû aux sédiments, respectivement. La valeur minimale doit être consistante avec les contraintes appliquées au système. Si le système n'est pas dans son état d'équilibre dynamique, la valeur de son taux total de dissipation d'énergie n'est pas au minimum, mais le système s'ajustera de façon à réduire son taux de dissipation d'énergie à une valeur minimale et regagner l'équilibre. Une rivière naturelle ajustera sa géométrie, sa pente, rugosité, etc... pour minimiser son taux de dissipation d'énergie sujet aux débits liquides et solides fournis à l'amont. Pratiquement, pour les rivière alluviales ou une rivière où $\Phi_s \langle\langle \Phi_e$, la théorie du minimum taux de dissipation d'énergie sera remplacée par la théorie du minimum de la puissance totale du cours d'eau (Yang, 1992). Pour ce cas, une rivière minimisera sa

puissance totale sujette aux contraintes hydrologiques, hydrauliques, sédimentaires, géométriques, géologiques, et anthropiques.

Trois modèles unidimensionnels sont revus pour la première catégorie (approche mécanique d'évolution des rives): le modèle WIDTH (Osman, 1985), le modèle d'Alonso-Combs (Alonso et Combs, 1986) et le modèle STREAM2 (Borah et Bordoloi, 1989). Tous ces modèles sont permanents, utilisent la méthode de pas-à-pas standard pour calculer la ligne d'eau via une série de pas de temps à débits constants (hydrogramme en escalier). Les modèles d'Alonso-Combs et STREAM2 utilisent un facteur de frottement constant alors que le modèle WIDTH utilise un coefficient de frottement variable dans le temps et l'espace. Les calculs hydraulique et sédimentaire se font de façon découplée. Dans STREAM2 et le modèle d'Alonso-Combs qui sont valables pour les domaines de sable et gravier, le transport de sédiments se fait par classes granulométriques et inclut des algorithmes du tri granulométrique, ce qui n'est pas le cas de WIDTH qui n'implémente la méthode d'Engelund et Hansen (1967) qui n'est valable que pour le sable. De plus, ces trois modèles sont limités à des rivières à rives homogènes (une seule couche géotechnique). Ils peuvent être appliqués à des rivières à rives cohésives mais ne considèrent que l'érosion des talus (pas de dépôt). Ils ne permettent que des glissements selon des plans de rupture, à l'exception de WIDTH qui permet le choix d'une surface de rupture circulaire.

Dans la catégorie des modèles basés sur des théories ou hypothèses de minimisation, deux modèles sont revue: STARS (Orvis et Randle, 1987) et FLUVIAL-12 (Chang, 1990). Le modèle GSTARS 2.1 (Yang et Simões 2000), appartenant à cette catégorie, fera l'objet de la section suivante.

Le modèle STARS est un modèle permanent basé sur la méthode de pas-à-pas standard, et il utilise le concept de tubes de courant pour simuler le transport des sédiments de façon semi-bidimensionnelle, fournissant ainsi une description latérale des paramètres de l'écoulement et des sédiments (voir section 4.6.1). Les calculs hydrauliques sont découplés des équations de la phase solide qui sont discrétisées par une méthode aux différences finies explicite. Dans chaque tube de courant, le modèle utilise des équations du transport total pour traiter la phase solide, il prend en compte le pavage et le transport par classe granulométrique. Les ajustements de la largeur se font en grande partie de la même manière que dans GSTARS 2.1, la section 4.6.3 traite de ce détail.

Le modèle FLUVIAL-12, le seul non permanent revu dans cette section, calcule la hauteur d'eau en résolvant les équations de Barré de Saint-Venant. Il contient, comme option alternative pour l'usager, la méthode de pas-à-pas standard pour le calcul en régime permanent. Les effets des courants secondaires, dus à la courbure du chenal, sont utilisés dans le calcul des pertes de charges dans les courbes.

FLUVIAL-12 retient l'approche découplée pour traiter le transport des sédiments qui est basé sur l'équation d'Exner discrétisée par un schéma aux différences finies implicite. Les effets du transport en mode de non équilibre (chapitre 2), le transport par faction granulométrique et le pavage sont considérés par ce modèle.

Les calculs des changements de largeur du chenal sont basés sur la minimisation de la puissance du chenal. Pour une station donnée *i*, le gradient d'énergie local, S_i, est comparé à celui du tronçon de rivière [*i-1, i*], défini par :

$$\overline{S_i} = \frac{S_{i+1}\Delta x_{i-1} + S_{i-1}\Delta x_i}{\Delta x_{i-1} + \Delta x_i} \tag{4.6}$$

Si $S_i \langle \overline{S_i}$ l'ajustement de la largeur se fait de façon à réduire le gradient local d'énergie : il y a rétrécissement de la section, si non le chenal est élargi. Le taux d'ajustement de la largeur est contrôlé par le facteur d'érodabilité de la rive qui est un indice pour l'érosion des matériaux de la rive. Quatre types de rives sont considérés : rives non érodibles, rives résistant à l'érosion (rives formées en grande partie de matériaux cohésifs, ou à végétation appréciable), rives à érosion modérée (rives à cohésion moyenne) et rives facilement érodibles (rives formées de matériaux sans cohésion).

Les changements du lit suite à l'érosion/dépôt ne sont pas uniformes le long du périmètre mouillé : ils sont supposés être une fonction puissance de la force tractive effective $(\tau - \tau_c)$. De plus, FLUVIAL-12 prend en compte la simulation des effets de l'érosion/dépôt induits par des courbures dans les directions transversale et

longitudinale. Enfin, FLUVIAL-12 suppose une pente uniforme quand la rivière atteint son état d'équilibre.

4.6 Le modèle GSTARS 2.1

Le modèle GSTARS 2.1 (Generalized Stream Tube model for Alluvial River Simulation, version 2.1, Yang et Simões, 2000) a pour but la simulation des conditions d'écoulement de façon semi-bidimensionnelle et des changements de la géométrie du chenal de façon semi-tridimensionnelle. La figure 4.2 présente un organigramme simplifié du modèle GSTARS 2.1.

GSTARS 2.1 est fondamentalement formé de quatre parties: la première est l'utilisation des équations de l'énergie et de la quantité de mouvement pour calculer la courbe de remous pour les différents régimes d'écoulement (fluvial ou torrentiel). Les sections transversales peuvent avoir des formes complexes.

La seconde partie est l'utilisation du concept des tubes de courant pour les calculs hydrauliques et sédimentaires subséquents. Aucun transfert d'eau ou de sédiments ne se fait entre les tubes de courant dont la largeur et la position peuvent changer après chaque pas de temps. L'érosion ou le dépôt calculé pour chaque tube de courant donne la variation de la géométrie du chenal dans la direction verticale ou latérale.

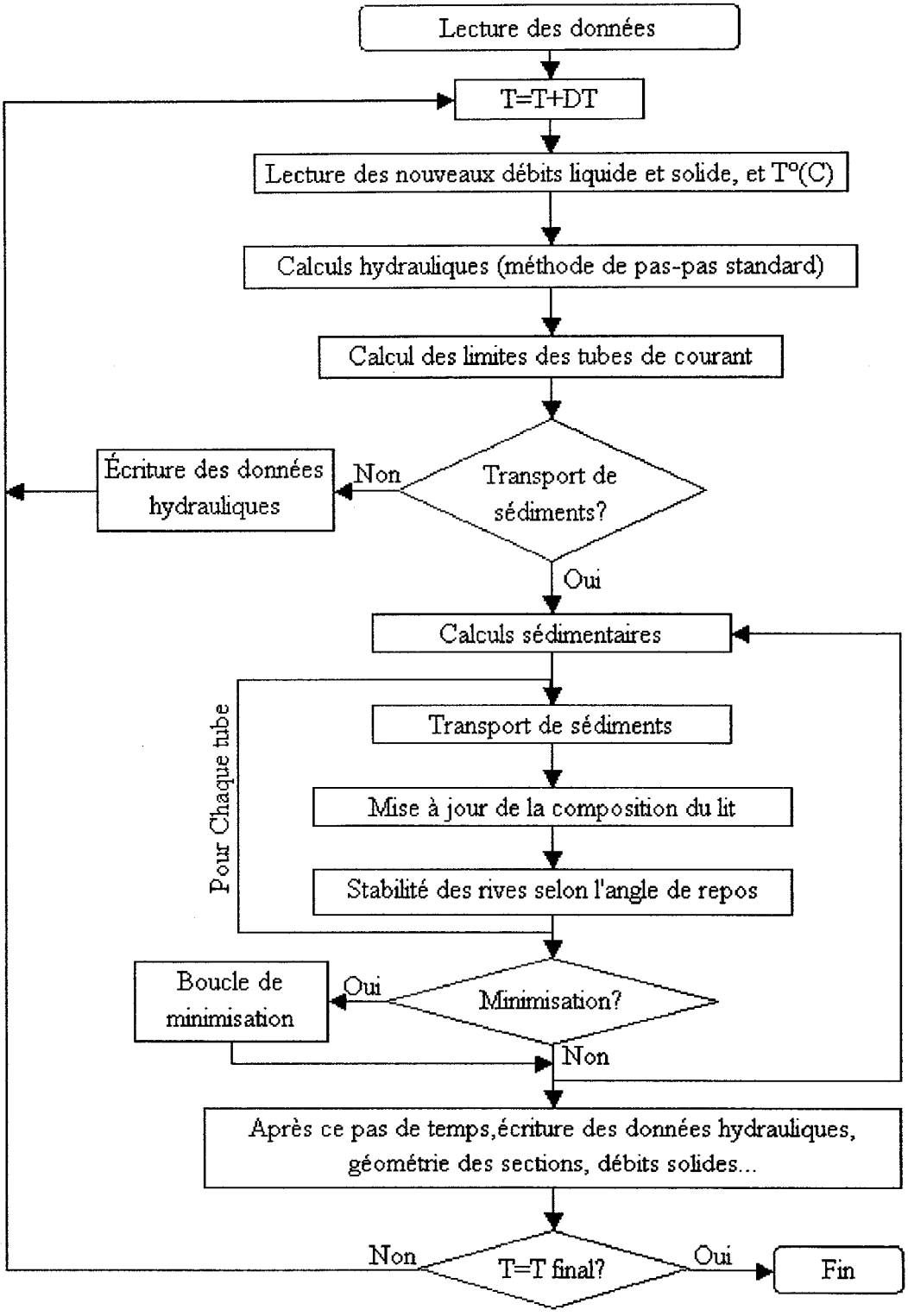


Figure 4.2: Organigramme simplifié de GSTARS 2.1.

Pour chaque tube de courant, le triage granulométrique du lit se fait selon la méthode de Bennett et Nordin (1977), et le taux de transport de sédiments se fait en utilisant l'une des 13 fonctions de transport implémentées dans le code.

La troisième partie est l'utilisation de la forme simplifiée la théorie de la minimisation du taux de dissipation d'énergie (Yang, 1971, 1976; Yang et Song, 1979, 1986), la minimisation de la puissance totale du cours d'eau pour calculer les ajustements de la profondeur d'eau et de la largeur du cours d'eau.

La quatrième partie est l'utilisation du critère de stabilité des rives du chenal. Ce critère est basé sur l'angle de repos des matériaux des rives et la continuité des sédiments.

4.6.1 Lignes et tubes de courant

Par définition, une ligne de courant est une ligne conceptuelle à laquelle le vecteur vitesse est tangent en chacun de ses points, et ce à tout moment. Les tubes de courant sont des tubes conceptuels délimités par les lignes de courant; ainsi le long d'un tube de courant, le débit est constant puisque aucun fluide ne peut traverser les parois du tube. Par suite, la section d'un tube de courant est inversement proportionnelle à la vitesse du fluide y circulant. La figure 4.3 illustre le concept de tubes de courant utilisé par GSTARS 2.1.

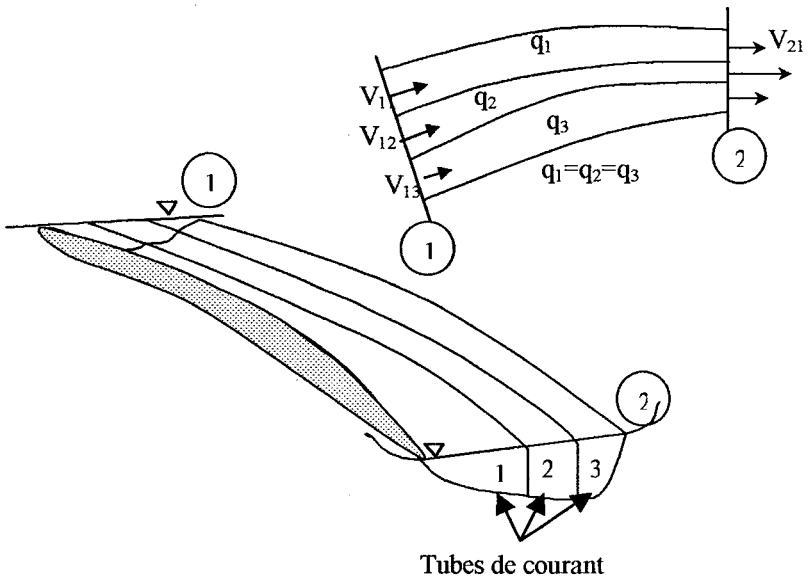


Figure 4.3 : Utilisation des tubes de courant par GSTARS 2.1

(adaptée de Yang et Simões, 2000).

4.6.2 Calcul de la courbe de remous

Pour des écoulements lentement variables, l'hydrogramme est approximé par une série de débits constants par paliers. Durant chaque palier, les équations du régime permanent sont utilisées pour calculer la courbe de remous. GSTARS 2.1 résout l'équation d'énergie par la méthode de pas-à-pas standard dont la convergence est améliorée en utilisant la méthode itérative du point fixe décrite par Henderson (1966) et détaillée par Molinas et

Yang (1985). Dès qu'il y a changement du régime d'écoulement (passage du subcritique au supercritique ou inversement), GSTARS 2.1 utilise, au lieu de l'équation d'énergie, l'équation de quantité de mouvement entre deux sections. L'utilisation appropriée des deux équations permet la détermination de la courbe de remous pour des conditions d'écoulement fluviales, torrentielles ou une combinaison des deux, même en présence de ressaut hydraulique. Molinas et Yang (1985) détaillent ces calculs.

Une fois le profil de la surface libre déterminé, le chenal est subdivisé en un nombre choisi de tubes de courant ayant les caractéristiques suivantes:

- tous les tubes de courant transportent la même fraction constante du débit total,
- les tubes de courant sont délimités par les limites du chenal et par des murs verticaux fictifs,
- il n'y a aucun échange d'eau ou de sédiment entre les tubes.

Étant donné que la surface d'eau est supposée horizontale, la détermination des limites latérales des tubes de courant se fait à chaque pas de temps à partir de la débitance du chenal: tous les tubes ont la même débitance. Ainsi, les tubes de courant peuvent varier après chaque pas de temps. Les calculs de la phase solide se font de façon indépendante pour chaque tube durant chaque pas de temps: pour chaque tube, la composition du lit est déterminée au début de chaque pas de temps, et les calculs relatifs au triage granulométrique et au pavage se font indépendamment des autres tubes. Les variations latérales de la composition des matériaux du lit sont prises en compte pour chaque tube

de courant. En effet, même si les échanges entre les tubes n'ont pas lieu durant un pas de temps, comme les limites de chaque tubes peuvent changer après chaque pas de temps, la composition en matériaux du lit de chaque tube peut changer aussi.

Comme GSTARS 2.1 n'est pas un vrai modèle bidimensionnel, il ne peut pas reproduire les phénomènes bidimensionnels comme par exemple les zones de recirculation, les tourbillons, les courants secondaires et les variations transversales de la surface libre.

4.6.3 Calculs sédimentaires

Pour chaque tube de courant, GSTARS 2.1 résout l'équation de continuité des sédiments, qui, en absence d'apport latéral, se réduit à:

$$\frac{\partial Q_s}{\partial x} + (1-\lambda)\frac{\partial A_d}{\partial t} = 0 \tag{4.7}$$

avec: λ = la porosité, Q_s = débit volumique des sédiments et A_d = volume des sédiments du lit par unité de longueur.

Pour chaque classe granulométrique l, la discrétisation en différences finies de (4.7) se fait comme suit. D'abord la dérivée temporelle est approximée par:

$$\frac{\partial A_d}{\partial t} \approx \frac{(aP_{i-1} + bP_i + cP_{i+1})\Delta z_{bi,l}}{\Delta t} \tag{4.8}$$

P_i est le périmètre mouillé à la section *i* pour le tube de courant considéré, a, b et c sont des constantes satisfaisant: $a+b+c=1$, et $\Delta z_{bi,l}$ est le changement de l'élévation du lit (positive pour un dépôt et négative pour une érosion) à la station *i* pour la classe granulométrique *l*, (voir figure 4.4).

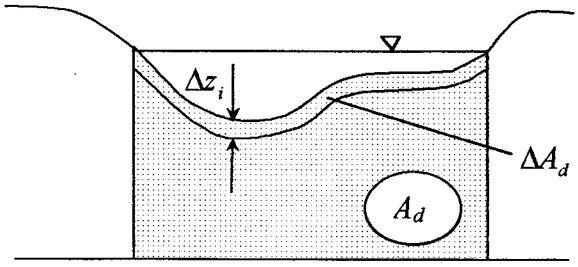


Figure 4.4: Approximation de la surface des sédiments du lit

(adaptée de Yang et Simões, 2000).

L'approximation de la dérivée spatiale est donnée par:

$$\frac{\partial Q_s}{\partial x} \approx \frac{Q_{s,i,l} - Q_{s,i-1,l}}{\frac{1}{2}(\Delta x_i + \Delta x_{i-1})} \tag{4.9}$$

$Q_{s,i,l}$ est le débit volumique des sédiments de la classe granulométrique *l* à la station *i*, et $\Delta x_i = x_{i+1} - x_i$.

Des équations (4.7), (4.8) et (4.9) on obtient le changement de l'élévation du lit à la station *i* pour la classe granulométrique *l*, $\Delta z_{bi,l}$. Le changement total de l'élévation du lit à la station *i* se calcule par:

$$\Delta z_{bi} = \sum_{l=1}^{N} \Delta z_{bi,l} \tag{4.10}$$

N étant le nombre des classes granulométriques présentent dans la section i.

Le changement de la composition du lit, dans le temps et dans l'espace, se fait selon la procédure proposée par Bennett et Nordin (1977) qui divise le lit en couches conceptuelles. Sous la première couche (dite couche active), contenant les sédiments du lit disponibles pour le transport, on trouve la couche de stockage: la couche inactive, sous laquelle il y a le lit non perturbé formé de la composition initiale du lit. En un endroit donné, l'épaisseur de la couche active, Ep_{active}, est définie comme étant proportionnelle à la moyenne géométrique de la plus grande classe granulométrique contenant au moins 1% des matériaux du lit à cet endroit. L'érosion d'une classe granulométrique donnée est limitée par la quantité de sédiments de cette classe présente dans la couche active.

La couche inactive est utilisée lorsqu'un dépôt net a lieu. L'épaisseur du dépôt de chaque fraction granulométrique l, $\Delta z_{bi,l}$, est ajoutée à celle de la couche inactive. Une fois que l'épaisseur de la couche inactive est déterminée, une nouvelle couche active est déterminée (son épaisseur ne doit pas dépasser la nouvelle épaisseur Ep_{active}). Ces processus se répètent pour chaque tube de courant. Après chaque pas de temps, une fois que les limites de chaque tube de courant sont déterminés, des ajustements des épaisseurs des couches actives et inactives pour les différents tubes doivent être faites.

Le transport solide se calcule par classe granulométrique en utilisant le même principe que celui utilisé dans HEC-6 (voir section 4.4). Dans GSTARS 2.1 (Yang et Simões, 2000), treize formules sont disponibles; quelques une sont valables pour le transport total (T.T.), d'autres pour la charriage (T.C.). Le choix d'une de ces formules se fait selon les recommandations suivantes (d étant le diamètre moyen des grains):

- la formule de Meyer-Peter et Müller (1948) pour des grains de diamètre supérieur à 5 mm (T.C.),
- la formule de DuBoys (1879) pour sa valeur pionnière (T.C.),
- la formule de Laursen (1958) pour un canal de laboratoire ou une rivière peu profonde avec du sable fin ou du silt grossier (T.T.),
- la formule de Toffaleti (1968) pour une rivière large ayant un fond sableux (T.T.),
- la formule de Engelund et Hansen (1972) pour un écoulement fluvial dans le régime d'écoulement bas (T.T.),
- la formule de Ackers et White (1973) pour un écoulement fluvial dans le régime d'écoulement bas (T.T.),
- la formule révisée de Ackers et White (Ackers, 1993) pour un écoulement fluvial dans le régime d'écoulement bas (T.T.),
- la formule de Yang (1973) pour le sable et pour le gravier (Yang,1984) (T.T.),
- la formule de Yang (1979) pour le sable et pour le gravier (Yang,1984) (T.T.),
- la formule de Parker (1990b) pour le gravier (T.C.),
- la formule de Yang et al. (1996) modifiée pour les écoulements chargés (T.T.),

- les méthodes de Krone (1962) et Ariathurai et Krone (1976) pour le transport des sédiments cohésifs.

Enfin, GSTARS 2.1 considère le transport en mode de non équilibre comme mentionné au chapitre 2 (section 2.5.2.1)

4.6.4 Minimisation de la puissance totale du cours d'eau

GSTARS 2.1 utilise la théorie de minimisation de la puissance totale du cours d'eau, Φ_T, rappelée au 3ème chapitre:

$$\Phi_T = \int \gamma_w \cdot S \cdot Q \cdot dx \tag{4.11}$$

qui est discrétisée en (Chang, 1982a):

$$\Phi_T = \sum_{i=1}^{N} \frac{1}{2} \gamma_w \cdot \left(S_i \cdot Q_i + S_{i+1} \cdot Q_{i+1}\right) \cdot \Delta x_i \tag{4.12}$$

où N est le nombre des sections hydrauliques le long du tronçon; Δx_i est la distance entre les sections i et $i+1$; γ_w est le poids volumique de l'eau, Q_i et S_i sont respectivement le débit et la pente à la section i.

Le choix de la direction d'ajustement du chenal (élargissement de la section dans un sens ou dans l'autre et/ou abaissement ou surélévation du fond) se fait en minimisant l'intégrale discrétisée, équation (4.12), et cette procédure est répétée à chaque pas de

temps: si l'altération de la largeur du chenal fournit une plus petite valeur de Φ_T que celle obtenue en abaissant ou en surélevant le fond du chenal, alors les ajustements du chenal se font dans la direction latérale; autrement, ils se font selon la verticale.

L'élargissement ou le rétrécissement du chenal ne se fait qu'au niveau des tubes de courant adjacents aux rives. Dans ce cas, le périmètre mouillé est remplacé par le rayon hydraulique dans la formule (4.8). Pour les autres tubes de courant, les ajustements du lit se font selon la verticale seulement.

4.6.5 Ajustements des rives du chenal

Dans un chenal, au fur et à mesure que l'érosion progresse, la raideur des pentes des rives augmentent, suite au minage des bases des rives, jusqu'à une valeur critique causant l'effondrement. Cette valeur critique varie selon le cas dépendamment de la nature du sol et des protections naturelles ou artificielles existantes.

L'utilisateur de GSTARS 2.1 a l'option de spécifier un angle critique au-dessus de la surface d'eau et un autre pour les points submergés de la section. À chaque pas de temps et pour chaque section hydraulique, GSTARS 2.1 vérifie si les ajustements verticaux ou horizontaux causent des augmentations des pentes des rives au-delà des valeurs critiques fournies. Dans un tel cas, les deux points définissant cette pente sont ajustés

verticalement jusqu'à ce que l'angle de cette pente soit égal à la valeur critique donnée par l'usager.

Dans la situation de la figure 4.5, la rive est ajusté de *abde* à *ab'd'e*, de telle façon que l'angle calculé, θ, soit égal à l'angle critique, θ_c. Les ajustements sont gouvernés par la conservation de la masse:

$$A_1 + A_2 = A_3 + A_4 \tag{4.13}$$

A_1 est l'aire du triangle *abb'a*, A_2 celle du triangle *bcb'c*, A_3 est la surface du triangle *cd'dc* et A_4 celle du triangle *d'edd'*.

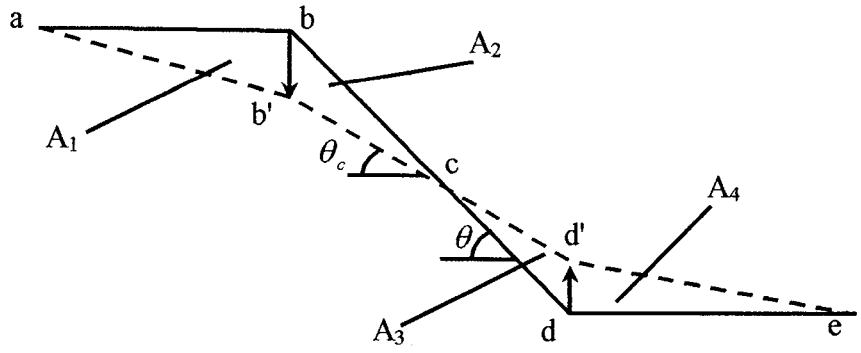


Figure 4.5: Méthode d'ajustement des rives selon l'angle de repos

(adaptée de Yang et Simões, 2000).

4.7 Conclusion

En hydraulique fluviale, l'utilisation des modèles mathématiques est de plus en plus courante. Malgré le fait que l'approche unidimensionnelle de plusieurs modèles d'évolution des cours d'eau soit critiquable car alors elle est loin d'être une image fidèle de la réalité, son utilisation est largement répandue parce que les modèles bi ou tridimensionnels nécessitent non seulement des outils de calculs plus puissants, mais aussi des données et des connaissances plus détaillées des différents phénomènes réels.

Pour la plupart des applications pratiques, le découplage des solutions des équations de l'écoulement et du transport de sédiments, approche largement utilisée en modélisation unidimensionnelle, est acceptable.

Les modèles unidimensionnels d'évolution des cours d'eau sont classés en deux catégories. La première englobe les modèles d'évolution du lit qui ne prennent en compte que les mouvements verticaux du lit des rivières. La seconde est celle des modèles d'évolution morphologique des cours d'eau. Ces derniers modèles, plus proches de la réalité physique, se scindent à leur tour en deux: les modèles mécaniques, basés sur les principes de la géotechnique, et les modèles basés sur la théorie de minimisation du taux de dissipation d'énergie.

Le modèle GSTARS 2.1, que nous utiliserons dans notre thèse appartient à cette dernière catégorie. S'il présente de nombreux avantages sur les autres modèles revus dans ce chapitre, il ne traite la stabilité des talus que de façon simplifiée. Le chapitre 6 présente notre modèle RIVIÈRE, résultat du couplage de GSTARS 2.1 avec le modèle BISHOP d'analyse de stabilité de talus, basé sur les principes de la géotechnique; ce dernier fait l'objet du prochain chapitre.

Chapitre 5

ANALYSE DE STABILITÉ DES TALUS: MODÉLISATION NUMÉRIQUE

5.1 Introduction

Comme vu au troisième chapitre, l'analyse de stabilité d'un talus peut se faire selon différentes méthodes. Pour notre thèse, nous avons retenu la méthode simplifiée de Bishop qui fait partie des méthodes d'équilibre limites, puisque, au Québec elle s'est avérée très efficace dans ce type d'application et elle est la plus couramment utilisée. Pour un talus donné, la recherche du facteur de sécurité par la méthode simplifiée de Bishop se fait classiquement en calculant le facteur de sécurité pour plusieurs cercles. Pour réduire le temps de calcul, des logiciels puissants et fiables, comme GSLOPE, ont vu le jour. Cependant, ces logiciels ne sont pratiques que pour l'analyse d'un talus donné parce que leur utilisation nécessite le dessin, par l'utilisateur, du talus en question ainsi que des différentes couches géotechniques et de la nappe phréatique éventuelle ce qui est limitatif dans le cadre de notre thèse. En effet, pour un tronçon de rivière subdivisé en une cinquantaine de sections hydrauliques, le couplage des effets de l'érosion fluviale

et de l'instabilité des rives lors d'une crue exceptionnelle se fait en analysant la stabilité des rives, et donc une centaine de talus, et ce à une fréquence d'une dizaine d'analyse par heure par talus: l'utilisation des logiciels graphiques s'avère impossible pour une crue de quelques jours comme celle du déluge du Saguenay, 1996 (Commission Nicolet, 1997). Une méthode originale a donc été développée pour automatiser le calcul dans la définition de la zone à risque, couplant les effets de l'hydrodynamique, du transport solide et les effets du glissement de terrain.

Ce chapitre présente le module d'analyse automatisée de stabilité de talus, BISHOP, basé sur la méthode modifiée de Bishop. La particularité principale du module BISHOP est sa recherche automatique du cercle de glissement de facteur de sécurité minimal. Après la présentation des caractéristiques de BISHOP et ses limitations, nous présenterons le fichier de données nécessaire, puis la validation du code et l'analyse de sensibilité seront discutées. Enfin, un autre module, REDISSED (REDIStribution des SEDiments) sera présenté; il est utile lorsque la rupture d'un talus est confirmée. En effet, en tenant compte de l'état de remaniement, complet ou partiel, des matériaux et de la possibilité de rétrogression du talus, REDISSED répartit les sédiments provenant de ce talus dans la section considérée, fournissant la nouvelle géométrie du talus et les nouvelles couches géotechniques.

5.2 Recherche du cercle critique: module BISHOP

Rappelons que pour trouver le facteur de sécurité minimal associé à une pente donnée, la méthode simplifiée de Bishop, détaillée au chapitre 3, suppose un ensemble de cercles de glissement pour lesquels elle détermine les facteurs de sécurité associés dont le minimum représente le facteur de sécurité minimal recherché. Ci-après nous présenterons l'algorithme, utilisé par le module BISHOP, pour recherche de ce facteur de sécurité et le cercle de glissement correspondant.

Soit un talus donné dont les caractéristiques géotechniques et hydrauliques sont connues (Figure 5.1). Nous choisissons un repère cartésien dont l'origine est à l'extrémité gauche de la rive, l'axe des abscisses, X, est positif vers la gauche et celui des ordonnées est positif vers le bas. Nous définissons ce talus par un ensemble de sections verticales: à chaque changement de pente dans la géométrie du talus, ou de ses couches géotechniques correspond une section verticale (droite verticale). Les données de chaque section verticale nécessaires au calcul du facteur de sécurité sont stockées dans un vecteur dont les composantes contiennent dans l'ordre: l'abscisse de cette section, l'ordonnée du point le plus haut du talus à cette section, l'ordonnée du fond de la crevasse éventuellement, l'ordonnée du niveau d'eau dans cette crevasse, l'ordonnée de la base de la première couche géotechnique le long de cette section, l'ordonnée de la deuxième limite géotechnique... et enfin celle de la base de la dernière couche géotechnique à cette section.

De même l'ordonnée de la nappe phréatique est donnée à chaque section (ou le rapport de pression interstitielle r_u pour tout le talus) ainsi que les valeurs des contraintes de cisaillement et celles de l'angle de frottement de chaque couche.

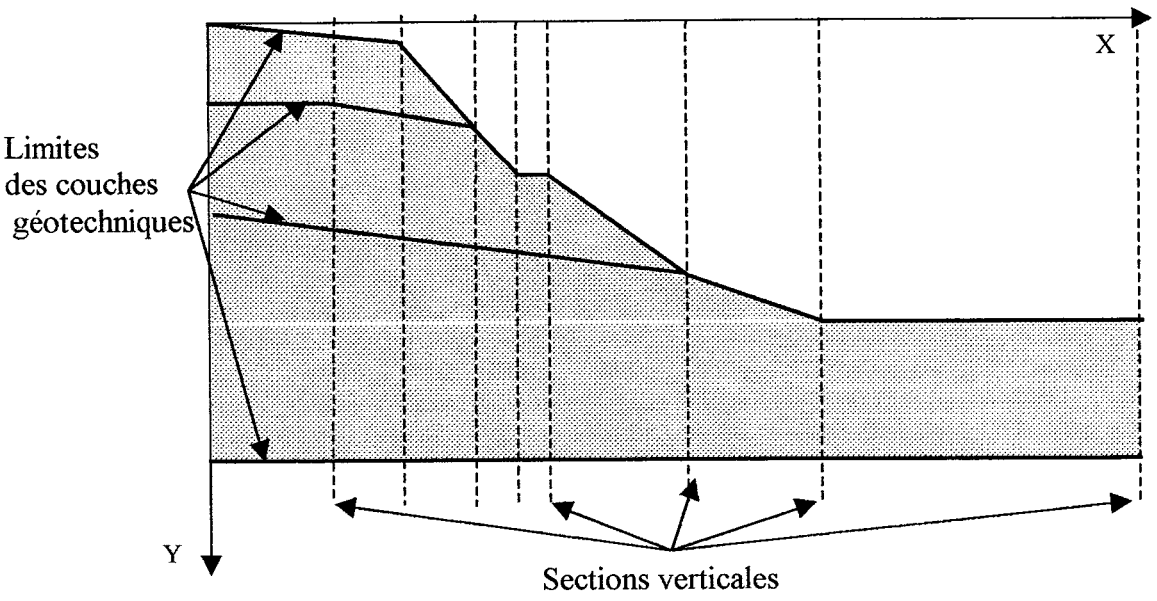


Figure 5.1: Sections verticales d'un talus et limites des couches géotechniques.

La détermination du cercle de facteur de sécurité minimal se fait selon les cinq étapes principales suivantes:

Première étape:

Nous nous donnons une droite horizontale d'équation $y = N1$ ($N1=0.1$m pour BISHOP). Nous choisissons un centre C_1 (un point) d'abscisse XC_1, milieu des abscisses des deux points extrémités du tronçon définissant la partie la plus raide du talus, et d'ordonnée YC_1=-H/2 (H la hauteur du talus, le signe négatif rappelle

que l'axe des ordonnées est positif vers le bas). Ce choix de ce premier centre est motivé par le fait qu'en cas de rupture circulaire d'un talus homogène le centre du cercle de rupture profond passe par le milieu du talus (Philiponnat et Hubert, 1998, Schlosser 1988). Ce centre et le rayon R_1 (R_1=N1-YC_1), définissent le cercle pour lequel nous déterminerons le facteur de sécurité par la méthode modifiée de Bishop, soit $FS(C_1, R_1)$ ce facteur de sécurité. Si ce cercle ne coupe pas le talus, nous prenons pour R_1 la valeur R_1+0.1m. Nous refaisons les même calculs en remplaçant R_1=N1 par R_2=N1+0.1m, nous trouverons $FS(C_1, R_2)$. Ainsi de proche en proche nous déterminerons tous les facteurs de sécurité $FS(C_1, R_i)$ avec i allant de N1 jusqu'à N_{max} = profondeur du substrat. Jusqu'à présent nous sommes en mesure de déterminer le facteur de sécurité minimal associé à ce centre C_1, soit $FS_1= FS(C_1, R_k)$ avec $k<N_{max}$, ce facteur.

Deuxième étape:

Choisissons 8 centres $C_{1,I}$ (I=1 à 8), sommets de l'hexagone circonscrit au cercle de centre C_1 et de rayon d (d a une valeur choisie par l'utilisateur disons, pour fixer les idées d=0.2m). Pour chaque I, Refaisons les mêmes calculs que précédemment en remplaçant C_1 par $C_{1,I}$. Nous déterminerons le facteur de sécurité minimal associé à ce centre $C_{1,I}$, soit $FS_{1,I}= FS(C_{1,I}, R_m)$ avec m<Nmax, ce facteur.

Troisième étape:

Nous ne gardons que le centre correspondant au plus petit des huit facteurs de sécurité déterminés à l'étape précédente, et nous l'appelons C_2. Refaisons la deuxième étape en remplaçant C_1 (et $FS_1= FS(C_1,R_k)$) par C_2 (et $FS_2= FS(C_2,R_m)$). Ne gardant que le centre C_3 correspondant au plus petit des huit nouveaux facteurs de sécurité. Ce processus se refait jusqu'à ce que le nouveau centre (soit C_L) correspond à un facteur de sécurité supérieur à celui de l'étape précédente (C_{L-1}). Nous nous assurons que les centres autours de C_{L-1} ne donnent que des facteurs de sécurité qui ne cessent d'augmenter en s'éloignant de C_{L-1}. Une fois cette étape atteinte nous dirons que le cercle de facteur de sécurité minimale correspond au centre C_{L-1}, et $FS_{L-1}= FS(C_{L-1}, R_n)$.

Quatrième étape:

Nous changeons quatre fois le centre initial; C_1 est choisi dans la partie la plus raide du talus mais avec des coordonnées différentes:

$$XC_1=L_1 + 0.5 \text{ m} ; YC_1=-0.1 \text{ m} \quad (5.1a)$$

$$XC_1=L_1 + 0.5 \text{ m} ; YC_1=-H/2 \quad (5.1b)$$

$$XC_1=L_2 - 0.5 \text{ m} ; YC_1=-0.1 \text{ m} \quad (5.1c)$$

$$XC_1=L_2 - 0.5 \text{ m} ; YC_1=-H/2 \quad (5.1d)$$

L_1, L_2 sont abscisses des points extrêmes formant le talus et H est sa hauteur. Les étapes une à trois seront faites pour chacun des quatre centres formant le

rectangle de recherche du cercle de facteur de sécurité minimal. Nous obtenons éventuellement quatre cercles de facteurs de sécurité notés FS_I; FS_{II}; FS_{III}; FS_{IV}. Si les quatre cercles et leurs facteurs de sécurités sont différents, l'utilisateur est invité à le vérifier. S'il n'y a pas convergence vers un facteur de sécurité minimal et son cercle correspondant, le rectangle de recherche du cercle de facteur de sécurité minimal sera augmenté, et cette étape sera refaite.

Cinquième et dernière étape:

Le facteur de sécurité minimal associé à notre talus est le minimum des cinq facteurs déterminés à la troisième et à la quatrième étape. Le cercle correspondant est lui aussi connu. Nous obtenons un cercle de rupture si ce minimum des minimums est inférieur à un.

Ce procédé de recherche du cercle de facteur de sécurité minimal est montré, à la figure 5.2, pour un seul centre initial. Partant du point I, on calcul le facteur de sécurité correspondant, F_i, et de proche en proche on converge vers le facteur de sécurité FS_{min} ainsi que le cercle correspondant.

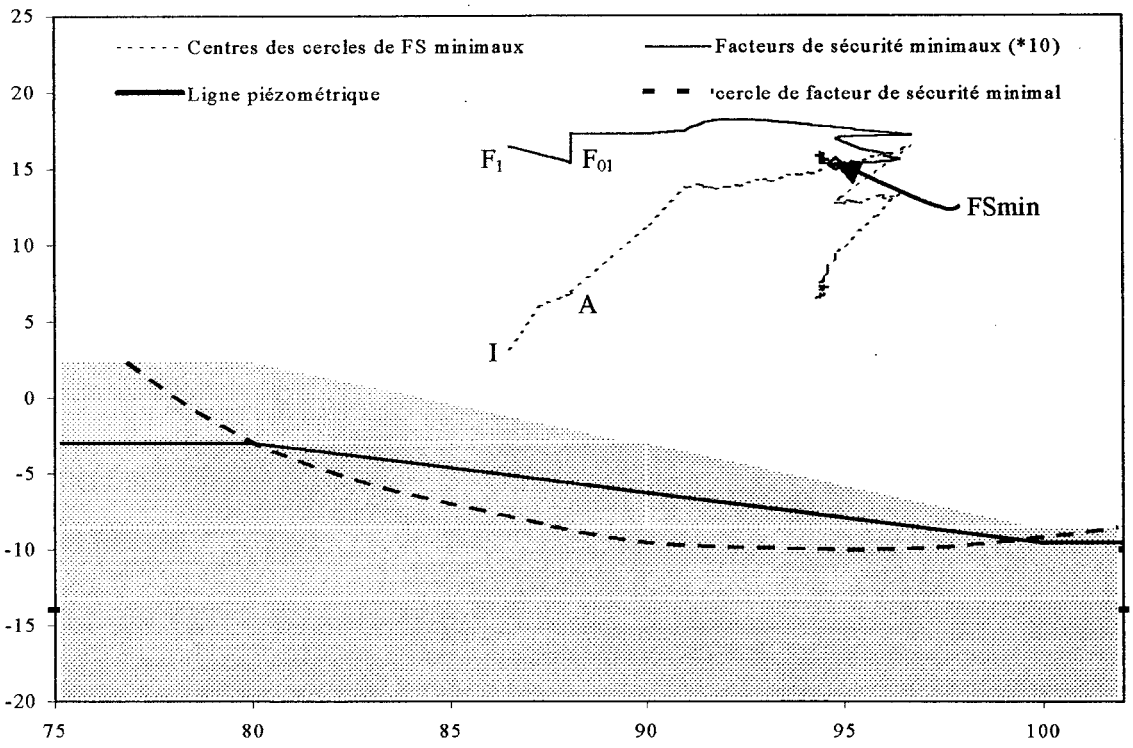


Figure 5.2: Convergence vers le centre du cercle de facteur de sécurité minimal.

5.3 Caractéristiques et limitations de BISHOP

Les principales caractéristiques et limitations du module BISHOP sont:

1- Les unités utilisées sont celles du système SI, exception pour le poids volumique (kN/m^3), la cohésion (kPa), et l'angle de frottement interne (en degrés). Une version de BISHOP existe pour le système d'unité anglosaxon;

2- Surfaces de glissement circulaires seulement;

3- Analyse de stabilité par la méthode simplifiée de Bishop seulement;

4- Recherche automatique du cercle de facteur de sécurité minimal: possibilité de convergence vers un minimum local;

5- 19 couches de sol peuvent être utilisées par BISHOP;

6- Les caractéristiques géotechniques sont définies par la cohésion et l'angle de frottement interne des sols;

7- La cohésion non drainée peut être variée avec la profondeur;

8- La pression interstitielle peut être introduite par la donnée de surface piézométrique, d'isobares ou du rapport r_u ;

9- Les talus de pente positive ou négative peuvent être analysés;

10- Prise en compte de la présence de fissures (crevasses) éventuelles;

11- Les coordonnées peuvent être positives ou négatives, la seule limitation à ce niveau est que les abscisses augmentent de gauche à droite alors que les ordonnées augmentent du haut vers le bas;

12- Absence d'interface graphique, les résultats sont groupés dans un fichier;

13- Les talus à géométrie complexe ne sont pas toujours traitables par BISHOP;

Mentionnons que du point de vue pratique, les limitations ont peu de conséquences. En effet, pour le cas des rives d'un cours d'eau, on compte quelques couches géotechniques et une géométrie assez simple. L'absence de l'interface graphique complique relativement la préparation du fichier d'entrée. Pour y pallier une boite de dialogue a été développée.

La limitation principale de BISHOP est due à l'algorithme de recherche du cercle de facteur de sécurité minimal. Connu sous le nom de la méthode de la descente (voir Annexe II), cet algorithme peut parfois converger vers un minimum local. En effet, le point A (figure 5.2) de facteur de sécurité F_{01} représente un tel minimum. De plus, la convergence peut être lente.

5.4 Fichier d'entrée

Afin de donner une idée de la simplicité de l'utilisation de BISHOP, nous présentons un fichier de données nécessaire pour son exécution. Ce fichier regroupe les caractéristiques géométriques et géotechniques initiales du talus, la figure 5.3 en présente un exemple. Le manuel de l'usager de BISHOP présenté à l'annexe III, permet la constitution des fichiers de données pour différents cas: sol homogène ou non, pression interstitielle définie par le rapport r_u, par la donnée de la ligne piézométrique ou d'un champ de pression.

Les données de contrôle consistent en une ligne contenant, dans l'ordre, le nombre de sections verticales, le nombre de limites de couches géotechniques, la méthode retenue pour la pression interstitielle et le nombre de points définissant la variation de la contrainte non drainée en fonction de la profondeur.

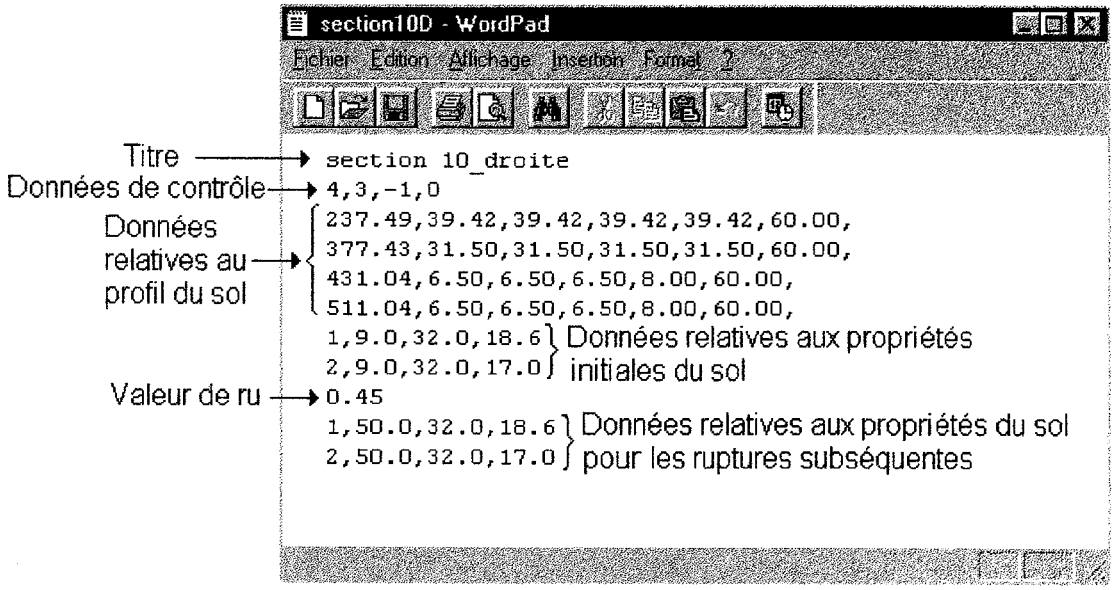


Figure 5.3 : Exemple de fichier d'entrée pour BISHOP.

Les données relatives au profil du sol forment un seul ensemble de données pour chaque section verticale. La figure 5.4 définit les variables utilisées. Elles apparaissent dans les fichiers, après les données de contrôle. Chaque ligne contient : l'abscisse de la section verticale (X), l'ordonnée de la base de la crevasse (Ycr), l'ordonnée de la surface d'eau dans la crevasse (Ysur) et l'ordonnée du sommet des différentes couches du sol. Pour les données relatives aux propriétés du sol, chaque ligne contient le numéro de la couche, la cohésion du sol dans cette couche, l'angle de frottement du sol dans cette couche et son poids volumique. La valeur de r_u est une donnée relative à la pression interstitielle, cette dernière peut être définie aussi par la donnée de la ligne

piézométrique ou la donnée du champ de la pression interstitielle. Finalement, les données relatives aux propriétés du sol correspondant aux ruptures subséquentes suivent les mêmes caractéristiques définies précédemment, mais à utiliser s'il y a déjà eu rupture de la berge (conditions non drainées).

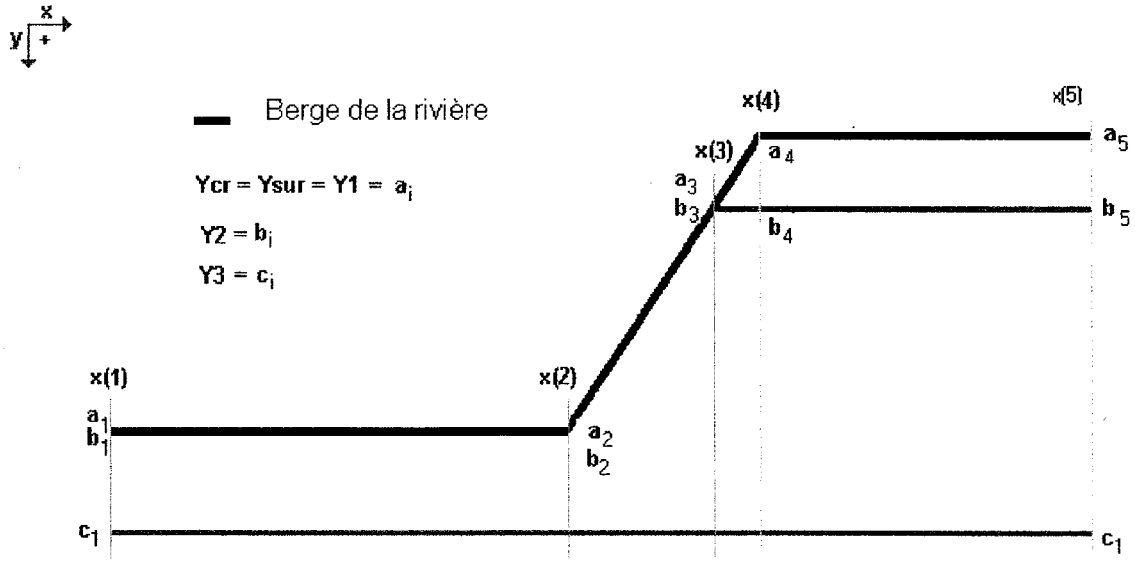


Figure 5.4: Variables définissant les profils géométrique et géotechnique d'un talus.

5.5 Paramètres initiaux

L'automatisation du choix des cercles d'essai pour la recherche du cercle de centre minimal repose sur trois éléments:

- Le talus est couvert virtuellement d'une famille de droites parallèles entre elles et à l'axe des abscisses (voir figure 5.1) espacées d'une distance fixe. La distance d_1 entre un centre et une de ces droites donne le rayon d'un cercle d'essai: d_1 est appelée dans la suite distance entre deux cercles successifs,
- Pour un centre donné, une fois que le cercle de centre C_1 de facteur de sécurité minimal a été trouvé, l'emplacement des nouveaux centres d'essai se fait sur un cercle de centre C_1 et de rayon une distance fixe d_2, dite distance entre deux cercles successifs.
- Une fois que le minimum des minimums des facteurs de sécurité est trouvé, un raffinement s'opère en divisant par 3 les deux distances d_2 et d_1.

Le tableau 5.1 montre les effets des espacements initiaux entre les centres de cercles successifs (d_2) et entre les cercles successifs eux même (d_1), lors de la recherche du cercle de facteur de sécurité minimal pour le talus de la figure 5.5. Le facteur de sécurité est pratiquement insensible à ces paramètres. Par contre, au-dessous d'une distance de 20 cm ou au-dessus d'une distance de 40 cm entre les centres l'erreur sur le rayon du cercle de facteur de sécurité minimal augmente. Comme l'erreur introduite par la

distance entre les cercles est faible, les conditions initiales seront une distance de 10 cm entre les cercles et une distance de 20 cm entre les centres des cercles successifs.

Tableau 5.1. Effets des paramètres initiaux sur le facteur de sécurité.

Distance entre les centres (d_2)	FS (-)	Distance entre les cercles d_1 (m)	Centre		Rayon (m)
			X(m)	Y(m)	
0.06	1.388	0.10	111.60	-14.80	30.90
0.06	1.388	0.01	111.60	-14.90	30.98
0.08	1.388	0.10	111.60	-14.80	30.90
0.08	1.388	0.01	111.60	-14.90	30.98
0.10	1.388	0.10	111.60	-14.80	30.90
0.10	**1.388**	**0.01**	**111.60**	**-14.90**	**30.98**
0.20	**1.338**	**0.10**	**111.60**	**-14.90**	**31.00**
0.20	**1.338**	**0.01**	**111.60**	**-14.90**	**30.98**
0.30	**1.338**	**0.10**	**111.60**	**-14.90**	**31.05**
0.30	1.338	0.01	111.60	-14.90	30.98
0.40	1.338	0.10	111.60	-14.90	31.00
0.40	1.338	0.01	111.60	-14.90	30.98
0.50	1.389	0.10	111.80	-15.00	31.10
0.50	1.388	0.01	111.80	-15.50	31.52
0.80	1.389	0.10	111.60	-14.50	30.60
0.80	1.388	0.01	111.60	-15.30	31.37

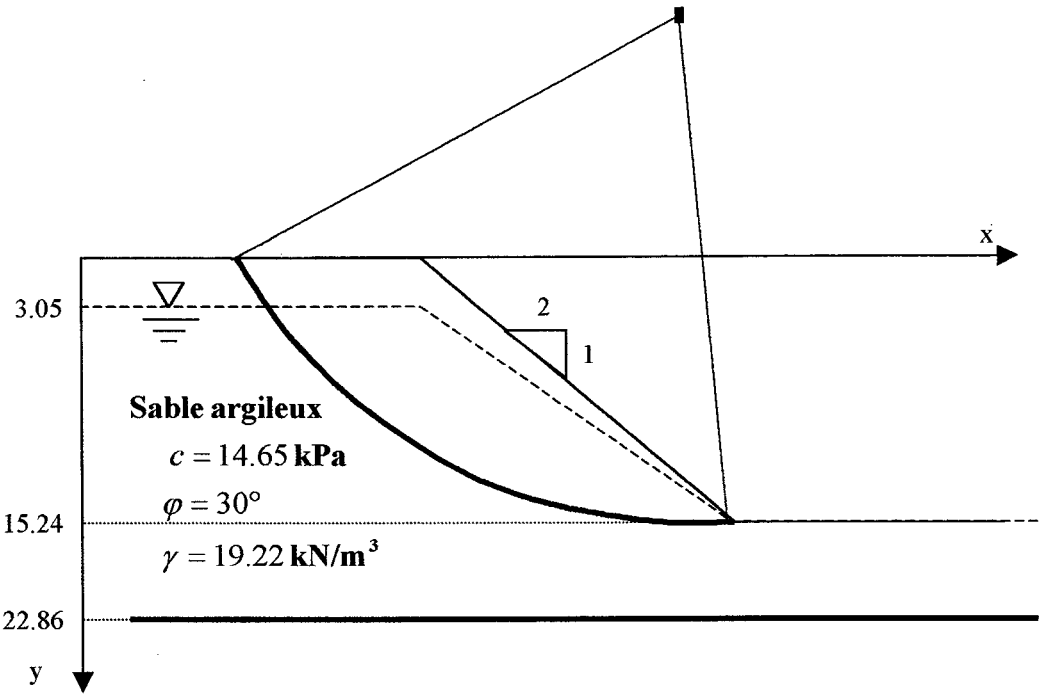


Figure 5.5: Exemple de talus analysé avec BISHOP.

5.6 Validation de BISHOP

Rappelons que nous avons développé le module BISHOP pour permettre une automatisation de la simulation d'un tronçon de rivière subissant des crues exceptionnelles afin de pouvoir délimiter la zone à risque.

La validation de BISHOP se fait en comparant les résultats relatifs au facteur de sécurité et le cercle de glissement correspondant fournis par BISHOP et ceux fournis par des logiciels commerciaux reconnus (tels que SLOPE/W (2001) ou SLIDE (2003)).

L'annexe IV présente les cas de validation pour lesquels BISHOP a été utilisé pour produire les facteurs de sécurité minimaux et les cercles de rupture correspondants. Dans cette section, nous présentons quelques résultats de cette validation.

Les figure 5.6 à 5.8 montrent les comparaisons des facteurs de sécurité, des positions des cercles de rupture et de leurs rayons produits par BISHOP et les logiciels commerciaux SLOPE/W ou SLIDE (ce dernier n'a été utilisé que pour un seul cas de validation, voir l'annexe IV). Nous pouvons conclure que le module BISHOP fournit avec une précision acceptable, pour nos objectifs, les facteurs de sécurité et les cercles de glissement correspondants pour des talus à géométrie simple.

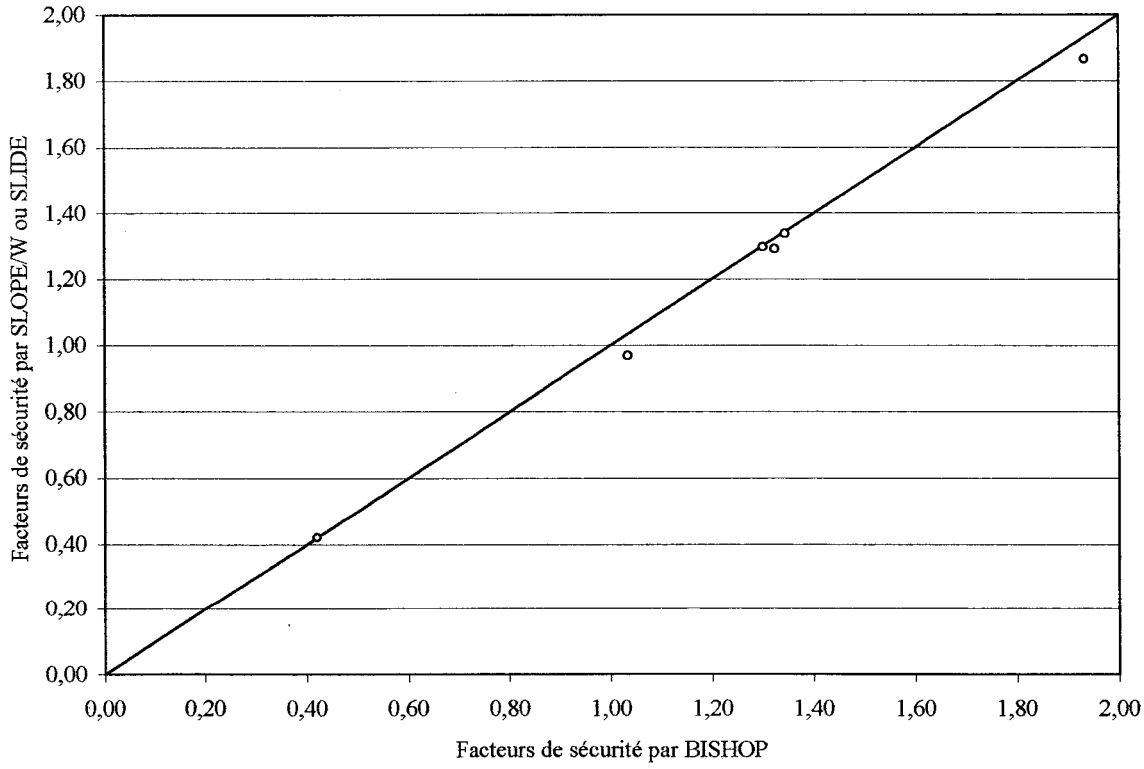


Figure 5.6: Validation de BISHOP - Facteurs de sécurité des cercles de glissement.

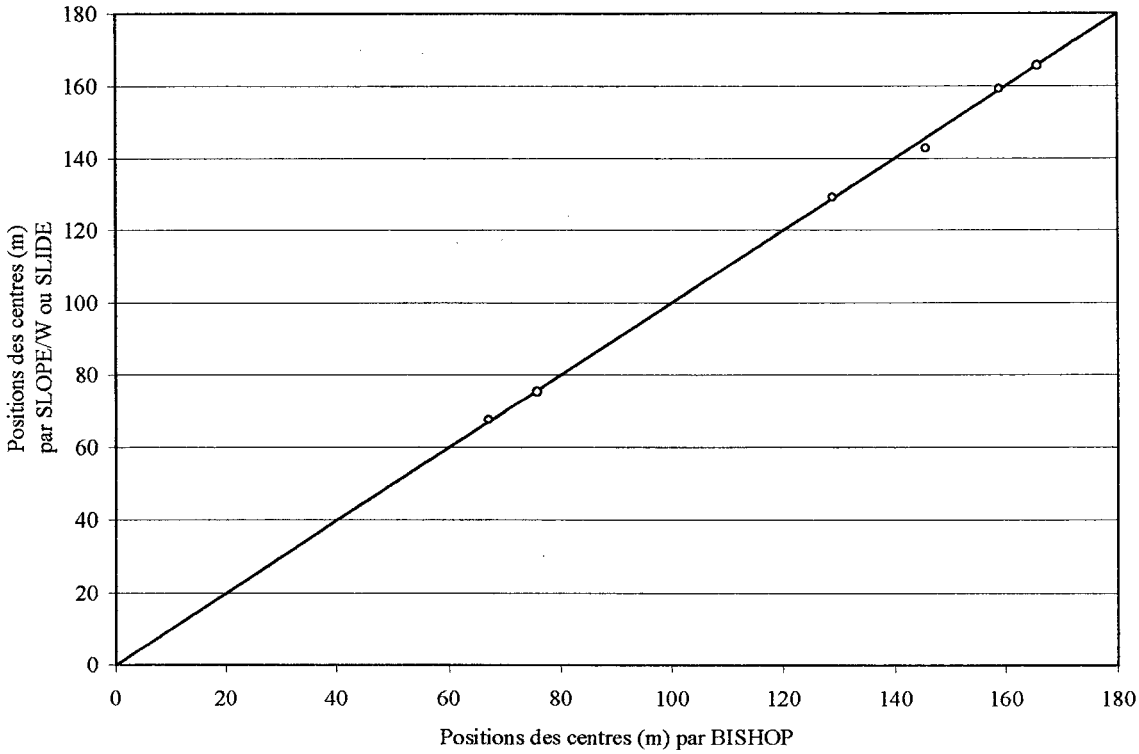


Figure 5.7: Validation de BISHOP - Centres des cercles de glissement.

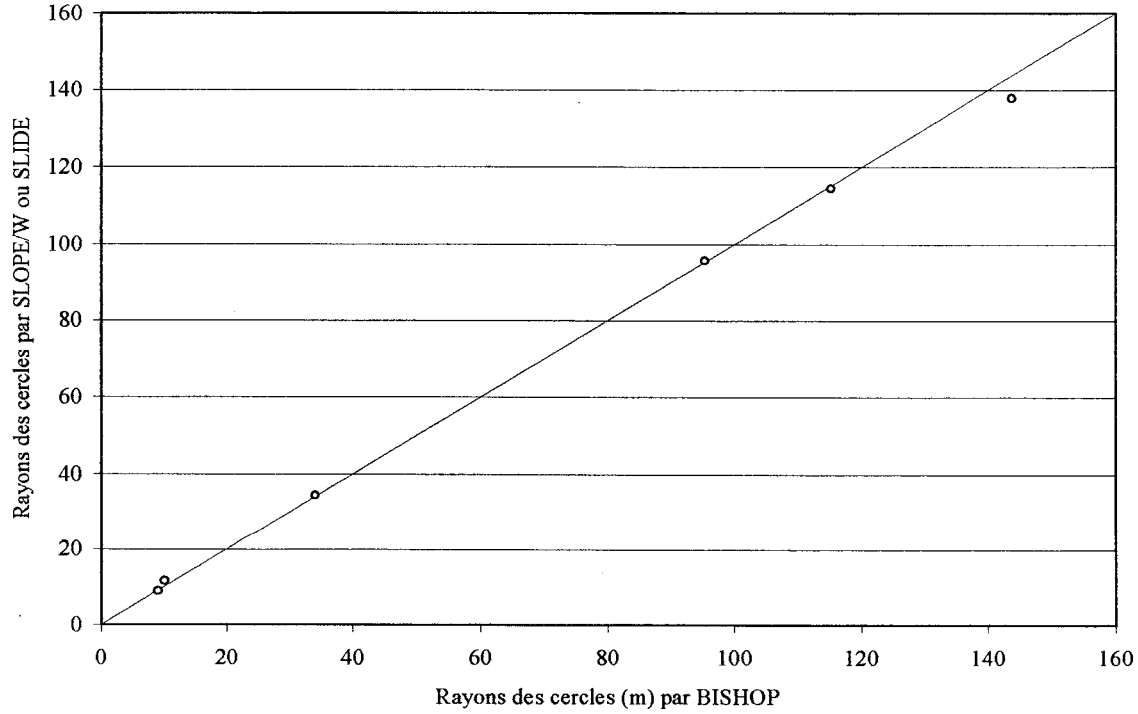


Figure 5.8: Validation de BISHOP - Rayons des cercles de glissement.

5.7 Analyses de sensibilité

Les analyses de sensibilité peuvent facilement se faire avec le module BISHOP. Dans une telle analyse, pour un talus donné, l'effet sur le facteur de sécurité de chaque variable est déterminé. Pour ce faire, pour un talus donné, on construit des fichiers de données identiques partout sauf pour la valeur sous étude. Ainsi, l'analyse de sensibilité se fait en exécutant BISHOP autant de fois qu'il y a de valeurs possibles pour cette variable. Cette analyse, même pour un talus formé d'un sol homogène et de géométrie simple, nous permet non seulement de tester la sensibilité de certains paramètres, mais aussi de valider structuralement BISHOP. En effet, pour le cas où la pression interstitielle, u, serait définie par (3.21):

$$u = r_u \cdot \gamma_{sat} \cdot h \tag{3.21}$$

r_u : le rapport de pression interstitielle, coefficient de proportionnalité constant tout le long du cercle de glissement,

γ_{sat} : le poids volumique du sol saturé,

h : la distance verticale entre le point considéré de la ligne de glissement et la surface du talus.

L'équation (3.20) donnant le facteur de sécurité, F, par la méthode modifiée de Bishop s'écrit:

$$F = \frac{\sum_{i=1}^{N} \left\{ \frac{\left(W_i - r_u \cdot h_i \gamma_i \cdot b_i\right) \mathrm{tg}\varphi_i' + c_i' \cdot b_i}{\cos\alpha_i + \frac{\mathrm{tg}\varphi_i'}{F} \cdot \sin\alpha_i} \right\}}{\sum_{i=1}^{N} W_i \cdot \sin\alpha_i} \qquad (3.20)$$

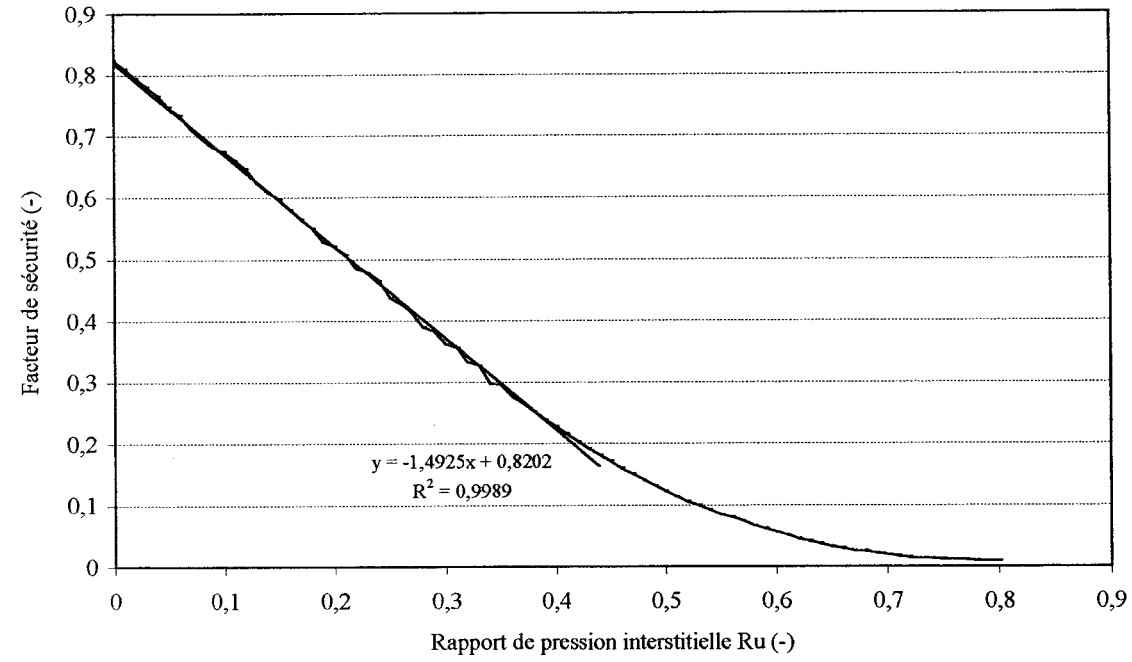
Pour des valeurs de F pas trop faibles (disons pour fixer les idées $F \geq 0.2$), l'équation (3.20) peut être approximée par:

$$F = m - n \cdot r_u \qquad (5.2)$$

m et n sont deux paramètres adimensionnels fonction de la géométrie du talus et des caractéristiques géotechniques (Bishop et Morgenstern, 1960).

Ainsi, pour un talus homogène et de géométrie simple, l'analyse de sensibilité du facteur de sécurité au rapport r_u par le module BISHOP devrait fournir cette loi. Pour un cas détaillé en annexe V, la figure 5.9 montre les résultats de l'analyse de sensibilité de la cohésion du sol, c, et du rapport de pression interstitielle. Pour des valeurs de $F \geq 0.2$, la relations $F = f(r_u)$ est bien de la forme donnée par l'équation (5.2).

a)



b)

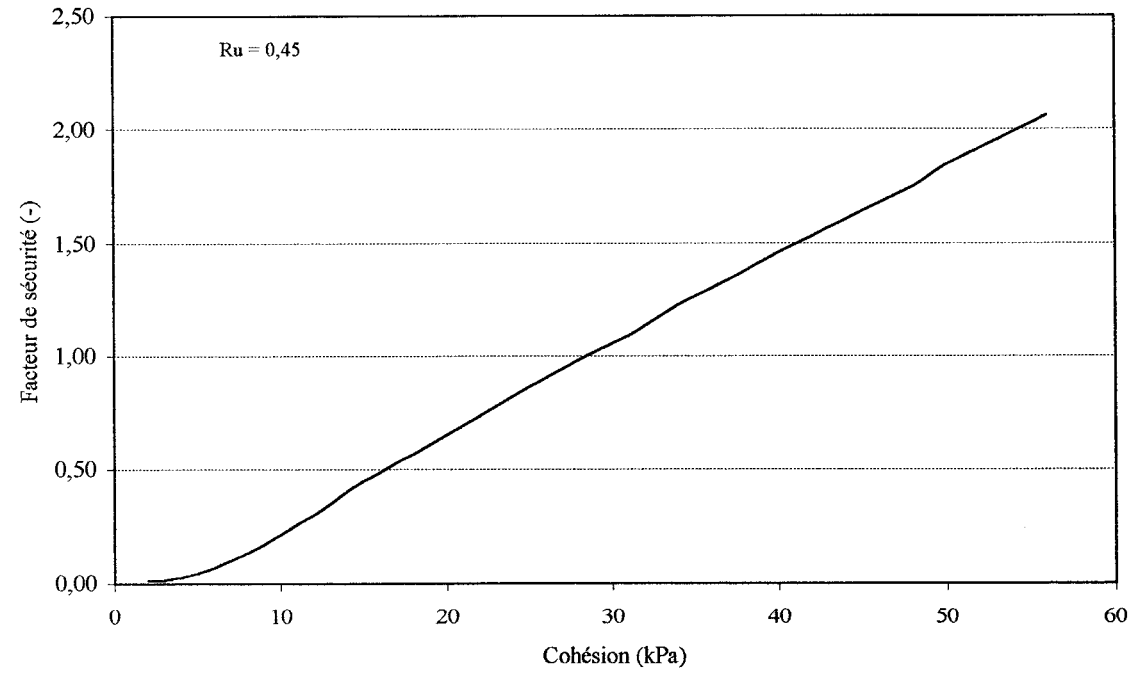


Figure 5.9: Exemple d'analyse de sensibilité par BISHOP - a) effet du rapport de pression interstitielle, et b) effet de la cohésion.

5.8 Redistribution des sédiments du cercle de rupture - Module REDISSED

Les sédiments des rives peuvent être introduits dans le système sédimentaire de la rivière de deux façons. La première, durant l'érosion fluviale, les sédiments des rives sont directement entraînés par l'écoulement. La seconde, si les rives deviennent instables vis à vis du glissement, les sédiments des rives se retrouvent dans le cours d'eau. Dans les deux cas, ces sédiments doivent être répartis en trois classes: les sédiments faisant partie du transport solide (suspension et charriage), ceux transportés en suspension intrinsèque, et les sédiments formant le lit du cours d'eau (Simon et al., 1991).

Du point de vue modélisation, certains auteurs combinent, pour fin de simulation, ces deux façons en une seule unité (Simon et al., 1991; Darby et Thorne, 1996; Mosselman, 1998), et le volume total est converti en une seule source de sédiments.

Thibault et al. (2002) présentent une méthode de redistribution des débris dans le cas des matériaux pulvérulents et cohérents (Thibault et al., 2002) en remarquant qu'en cas de rupture de pente (facteur de sécurité inférieur à l'unité), les matériaux provenant des berges seront soit redistribués totalement dans l'ancienne section, soit une partie seulement est redistribuée soit la totalité est évacuée dépendamment que ces matériaux soient partiellement remaniés, complètement remaniés sans possibilité de rétrogression ou enfin remaniés avec possibilité de rétrogression.

Pour les argiles de l'Est du Canada, la condition pour qu'il y ait remaniement complet s'écrit (Lerouiel et al., 1996):

$$\frac{\gamma \cdot H}{c_u(2.70+0.13I_P)} \geq 1 \qquad (5.3)$$

où γ est le poids volumique, H est la hauteur du talus, c_u est la résistance au cisaillement non-drainée et I_P est l'indice de plasticité des matériaux. Si la relation (5.3) n'est pas vérifiée, le remaniement est partiel.

Pour s'écouler facilement à l'extérieur du cratère créé par la rupture, les matériaux doivent être suffisamment liquides. Lebuis et Rissman (1979) proposent le critère suivant pour qu'il y ait possibilité de rétrogression:

$$I_L \rangle 1.2 \qquad (5.4)$$

I_L étant l'indice de liquidité des matériaux. Comme la relation entre la résistance au cisaillement non-drainée, exprimée en kPa, du sol remanié et l'indice de liquidité s'écrit (Lerouiel et al., 1996):

$$c_{ur} = \frac{1}{(I_L - 0.21)^2} \qquad (5.5)$$

le critère de possibilité de rétrogression se réduit à:

$$c_{ur} \langle 1kPa \quad \text{ou} \quad I_L \rangle 1.2 \qquad (5.6)$$

Dans notre thèse, nous généralisons cette approche comme suit: l'entrée des sédiments des rives dans les cours d'eau par la voix de l'érosion fluviale est prise en compte par le

modèle GSTARS 2.1, alors que la distribution des sédiments provenant de la rupture d'un talus est prise en compte par le module de redistribution des sédiments, REDISSED, qui ne divise pas ces sédiments entre les trois classes susmentionnées. En effet, les sédiments provenant du talus sont redistribués dans la section de l'écoulement où leur érosion et/ou transport seront décidées par les conditions hydrauliques subséquentes incorporées dans modèle hydrosédimentologique GSTARS 2.1.

La géométrie initiale est définie par les points *ABCXZ*. En cas de rupture, la surface de glissement circulaire se fait le long de *ADC* (figure 5.10). Le bloc *ABCD* subira une rotation telle que la différence d'altitude entre le point A et son image A' soit égale à H/α, où H est la hauteur de rupture (différence d'altitude entre les points A et C) et α est un coefficient à déterminer supérieur à 1 (disons pour fixer les idées $\alpha = 5$). L'image de B, B', sera projetée pour donner le point B'' (figure 5.10) .

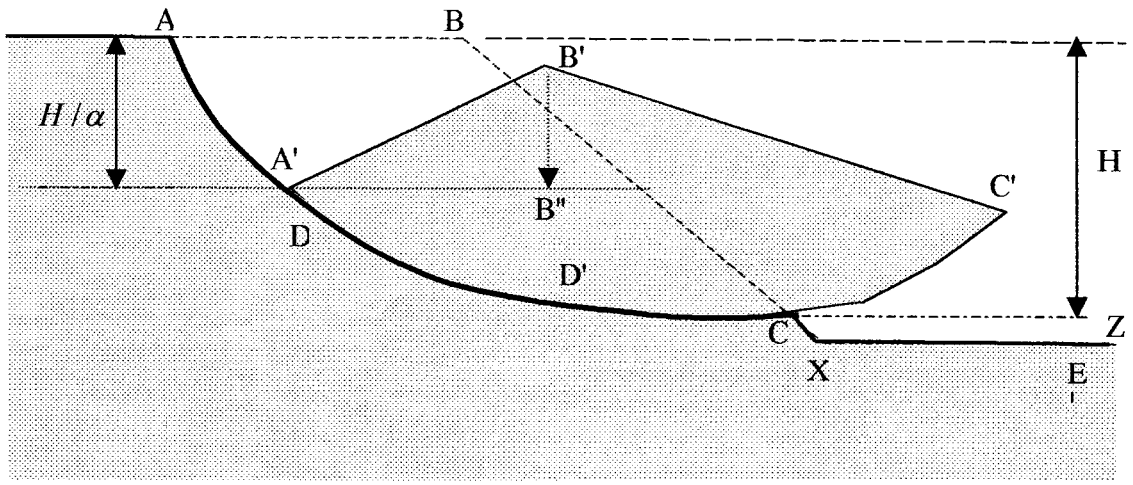


Figure 5.10: Géométrie initiale et glissement circulaire

(non à l'échelle pour montrer les détails)

Le nouveau talus sera défini par les points *AA'B''C'EZ* (figure 5.11), où le point *E*, appartenant au tronçon *XZ*, est tel que l'aire *A'B'C'B''A'* soit égale à l'aire *CC'EXC*.

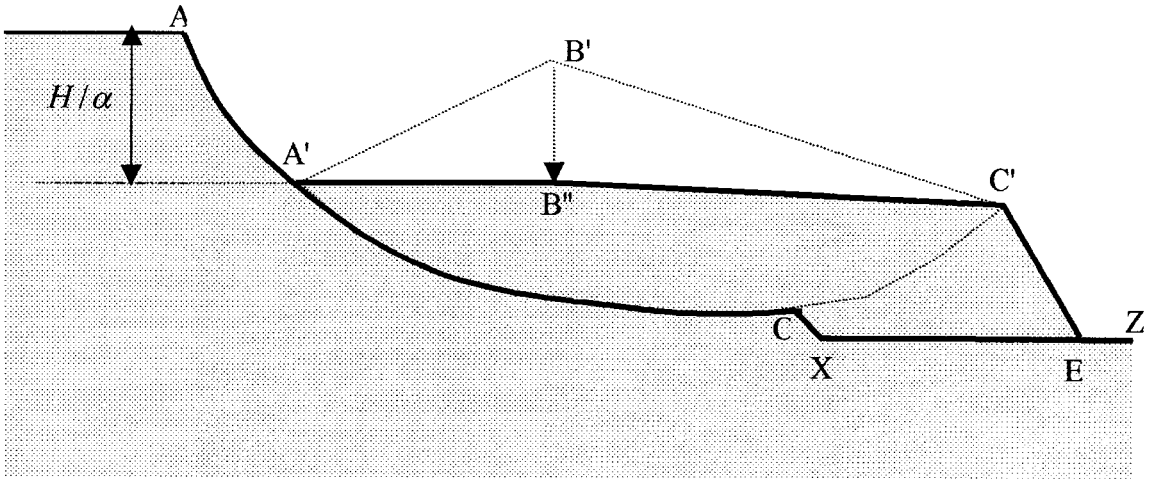


Figure 5.11: Répartition des sédiments en cas de rupture circulaire

(Non à l'échelle pour montrer les détails).

Une fois que la géométrie des talus est modifiée par REDISSED, les couches géotechniques doivent être modifiées à leur tour pour continuer la simulation. Ceci se fait par interpolation entre les différents points définissant les couches géotechniques.

Le module REDISSED dépend du paramètre α. Pour l'application à un cas réel, il faudrait estimer au préalable cette valeur; le mieux semble de l'évaluer en fonction de la géométrie des glissements observés dans la région du site étudié.

La figure 5.12 montre un exemple d'application du module REDISSED une fois qu'une instabilité a été détectée par le module BISHOP.

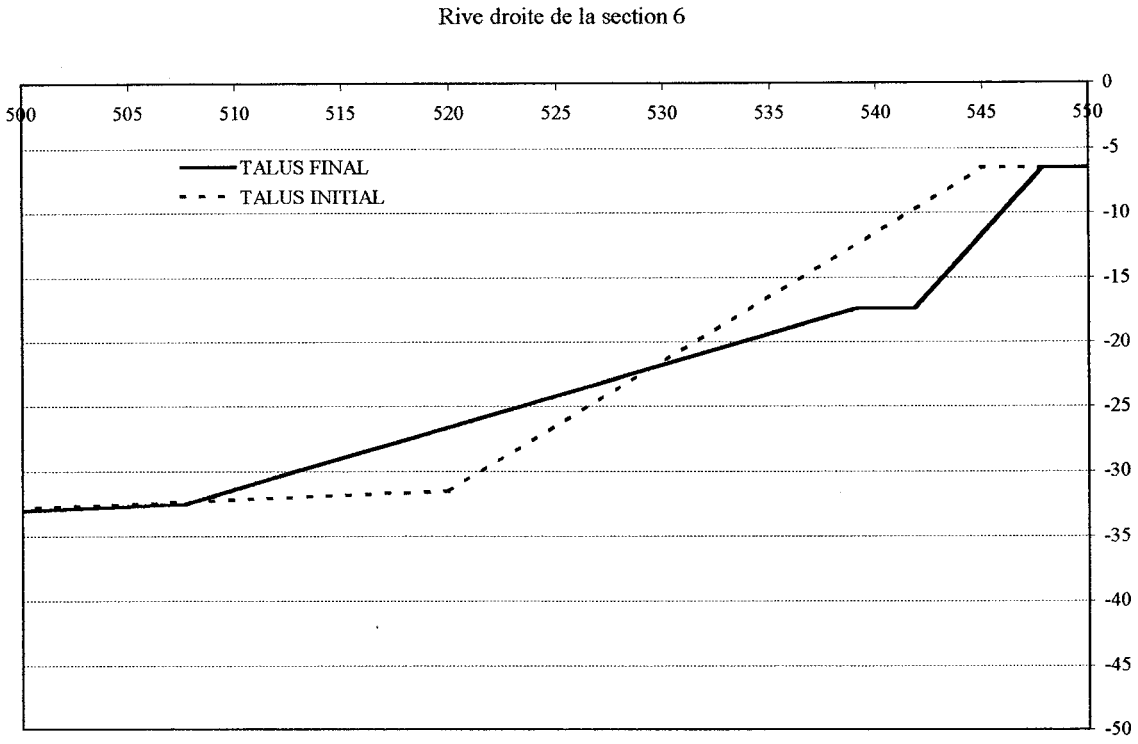


Figure 5.12 : Nouvelle géométrie donnée par REDISSED.

5.9 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté les deux modules numériques que nous avons développés, BISHOP et REDISSED pour compléter les outils de mise en ouvre de la méthodologie proposée. Nous avons aussi testé la validité du premier.

Dans le cas de rupture circulaire, BISHOP peut être utilisé pour l'analyse de stabilité de talus à géométrie de complexité faible à moyenne, cas des rives de la plupart des cours

d'eau. En effet, BISHOP n'a pas été développé pour remplacer ou concurrencer un logiciel géotechnique pour l'analyse de stabilité des talus, ou l'optimisation de talus artificiels.

Les recherches sur la redistribution des matériaux provenant des rives lors d'un glissement de terrain sont à l'état embryonnaires. Vu la complexité du phénomène, quelques formulations simplifiées ont été proposées. Nous avons proposé le module REDISSED qui a ses limites aussi. Même s'il est basé sur un fait physique; à savoir que tout mouvement est la composition d'une rotation et une translation, REDISSED nécessite l'estimation de l'angle de rotation et suppose une translation particulière en se basant sur le principe de conservation de la masse.

Maintenant, nous disposons des outils nécessaires pour la définition de la zone de risque en cas de crue exceptionnelle. Ceci fait l'objet du prochain chapitre.

CHAPITRE 6

ÉVALUATION DU RECUL DES RIVES EN CAS DE RUPTURE DE BARRAGE: NOUVELLE MÉTHODOLOGIE - MODÈLE RIVIÈRE

6.1 Introduction

De la présentation des fondements de l'hydraulique fluviale, de la théorie du transport solide, et la méthode modifiée de Bishop pour l'analyse des glissements de terrain rotationnels, dans les trois premiers chapitres de cette thèse, nous avons convergé vers la modélisation de ces phénomènes aux deux derniers chapitres. Ceci nous conduit, dans le présent chapitre, à l'outil ultime, le modèle RIVIÈRE, pour contribuer à la nouvelle méthodologie permettant la définition de la zone de danger en tenant compte globalement du niveau maximal des eaux, des mouvements sédimentaires dans le lit majeur et des possibilités de glissements de terrain induits.

Dans ce chapitre, nous présentons d'abord, le modèle RIVIÈRE, résultat du couplage de trois modèles, vus aux deux derniers chapitres, et rappelés ci-après. RIVIÈRE réalise des prévisions locales détaillées du recul des berges. Par la suite, nous détaillons la nouvelle méthodologie d'ensemble permettant la détermination du recul des berges d'une rivière

soumise à une rupture de barrage, et d'utiliser ce recul pour la délimitation de la zone à risque associée à cette rupture.

6.2 Modèle RIVIÈRE

Le modèle RIVIÈRE est constitué des trois modules: GSTARS 2.1, présenté plus en détail au chapitre 4, capable d'évaluer l'évolution des sections de la rivière sous l'effet de l'érosion, le modèle d'analyse de stabilité des berges, BISHOP, et celui de redistribution des sédiments provenant de la rupture éventuelle d'un talus, REDISSED; ces deux modèles sont développés au chapitre 5. Ces trois modèles sont brièvement rappelés dans cette section avant de présenter leur couplage qui constitue le modèle RIVIÈRE.

6.2.1 Modèle GSTARS 2.1

Le modèle GSTARS 2.1 a été présenté plus en détail au chapitre IV. C'est un modèle de simulation du transport sédimentaire. Il a été développé par le Sedimentation and River Hydraulics Group, du U.S. Bureau of Reclamation (Yang et Simões, 2000). Le calcul sédimentaire suit l'évaluation, pour chaque débit, de la courbe de remous le long du tronçon de rivière étudié, établie à l'aide d'un modèle à une dimension. Il s'agit donc d'un modèle hydraulique permettant des variations lentes du débit dans le temps et auquel on peut imposer un hydrogramme en escalier.

Les résultats hydrauliques obtenus permettent ensuite d'établir des tubes de courant qui parcourent l'ensemble du tronçon tout en s'adaptant localement aux conditions existant sur la partie de la section où ils passent. Une évaluation du transport sédimentaire est ensuite effectuée pour chacun de ces tubes de courant et pour chacun des diamètres de sédiment. GSTARS 2.1 offre la possibilité d'utiliser différentes formules de transport sédimentaire selon les conditions de sol existant sur le tronçon. Pour chacune des sections, GSTARS 2.1 fait le bilan des volumes érodés et déposés. Il détecte ainsi les sections qui ont connu une érosion ou une accrétion globale.

Une des caractéristiques de GSTARS 2.1 est sa capacité de faire varier la forme de la section. En cas d'érosion globale, GSTARS 2.1 ne creusera pas systématiquement la section pour enlever le volume requis. Il pourra également avoir la possibilité d'élargir la section. Le choix entre ces deux alternatives est commandé par la minimisation d'une fonction de transfert d'énergie.

6.2.2 Modèle BISHOP

Le modèle BISHOP a été présenté plus en détail au chapitre 5. BISHOP a été développé pour automatiser et systématiser les analyses de stabilité de berge afin d'être couplé dans un second temps au modèle GSTARS 2.1.

Le programme BISHOP détermine un facteur de sécurité évaluant la potentialité qu'un glissement rotationnel de pente se produise sur une berge, à l'aide de la méthode modifiée de Bishop (Phillipponnat et Hubert, 1997). Pour chaque rive (deux rives par section hydraulique), ce modèle détermine automatiquement le cercle de rupture ayant le facteur de sécurité minimal. Le modèle est en mesure de prendre en compte la pression hydrostatique de l'eau dans la rivière. Il est donc possible de déterminer la longueur de recul du bord de la berge à la suite d'un glissement de terrain. Cette longueur est soustraite de la position du bord de la berge déterminée par GSTARS 2.1. Ainsi l'étendue maximale de l'érosion-glissement de terrain est connue ce qui permet de déterminer la zone de sécurité à établir en cas de rupture ou la zone d'exclusion pour une approche préventive.

6.2.3 Module REDISSED

Le modèle REDISSED permet l'établissement de la nouvelle rive suite à la rupture d'un talus. REDISSED détermine la nouvelle forme de la rive en question en distribuant la masse provenant du cercle de rupture toute entière en absence de remaniement, ou le pourcentage de cette masse qui n'a pas été évacué par l'écoulement; la quantité évacuée par l'écoulement représentera une source de sédiment au pas de temps suivant pour GSTARS 2.1.

6.2.4 Modèle RIVIÈRE: Couplage GSTARS 2.1/ BISHOP/ REDISSED

Le modèle RIVIÈRE est constitué de trois modules principaux soit GSTARS 2.1, BISHOP et REDISSED. Il permet la détermination du recul des berges d'une rivière soumise à une rupture de barrage.

Le modèle GSTARS 2.1 est lancé en incorporant les conditions avant la rupture et en imposant l'hydrogramme de rupture de l'ouvrage. Un des fichiers de résultats de GSTARS 2.1 décrit l'évolution des sections en fonction du temps. Plusieurs possibilités de traitement de l'information sont alors possibles.

Il est possible de transférer les caractéristiques des sections et des niveaux d'eau à intervalle régulier au modèle BISHOP de façon à tester la stabilité des berges durant le passage de l'hydrogramme de rupture. Cette façon de faire permet de suivre l'évolution de la stabilité des berges et d'évaluer le moment où une rive particulière devient problématique et nécessite une intervention de la part des autorités civiles.

En cas de rupture, REDISSED détermine la nouvelle géométrie des sections et la simulation numérique continue pour le pas de temps suivant avec GSTARS 2.1. Le transfert peut également s'appliquer uniquement aux conditions après le passage de l'hydrogramme de crue. L'évaluation de la stabilité est perçue davantage ici comme étant à long terme.

Lorsque la berge est déclarée instable, il est possible de déterminer le recul que subira le bord de la berge. Dans le modèle BISHOP, la longueur du recul est directement calculée. Ce recul peut alors être soustrait à la position du bord de la berge déterminée par le modèle GSTARS 2.1. Ainsi, l'étendue maximale de l'érosion-glissement de terrain est connue ce qui permettra de déterminer la zone de sécurité à établir en cas de rupture, ou la zone d'exclusion pour une approche préventive.

6.3 Rupture de barrage et zone à risque: Méthodologie globale développée

Les calculs détaillés effectués selon les étapes de RIVIÈRE sont assez lourds et demandent des données précises du cours d'eau et de ses rives. Leur mise en ouvre sur la longueur complète d'une rivière touchée par une éventuelle rupture de barrage exigera beaucoup de ressources et de temps.

Or toutes les zones de la rivière ne sont pas nécessairement aussi critiques et procéder par des étapes de dégrossissage peut amener à réaliser des économies intéressantes. Dans cette optique, RIVIÈRE a été introduit dans une méthodologie d'analyse plus globale permettant d'utiliser au mieux les ressources disponibles. C'est cette méthodologie qui est maintenant présentée.

6.3.1 Vue d'ensemble

L'objectif final de notre thèse est d'établir, de valider et de mettre en application une méthodologie conduisant à la production d'une zone d'évacuation incluant les dangers d'inondation et ceux engendrés par les érosions et les instabilités des berges.

Les phénomènes d'érosion et de glissement de terrain sont complexes car ils dépendent des conditions géologiques, géotechniques et hydrauliques et font intervenir de nombreux paramètres rarement considérés simultanément. De plus, toutes les connaissances fondamentales nécessaires ne sont pas forcément disponibles. La cueillette complète des données et la modélisation numérique détaillée de tous les phénomènes demandent beaucoup de ressources, surtout si elles doivent couvrir de longs tronçons de vallée. C'est pourquoi la méthodologie proposée comporte quatre phases distinctes:

- la phase de diagnostic;
- la définition des zones sensibles;
- la phase de prévision détaillée;
- la définition des zones à risque

et son application suppose une cueillette de données progressive. Les quatre phases sont décrites ci-dessous.

6.3.2 Phase de diagnostic

Le passage de l'onde de crue de rupture dans une vallée affecterait plus ou moins profondément toute la vallée. Or, comme c'est souvent le cas au Québec, le développement du territoire peut être très différent d'une zone à l'autre du cours d'eau. Le but de cette première phase est de produire (1) les informations permettant de qualifier globalement l'ampleur des remaniements sédimentaires sur le parcours complet de l'onde et (2) les éléments décisionnels utiles au choix des zones potentielles d'instabilité à fort impact (ZPIFI) où les analyses détaillées des phases 3 et 4 seront effectuées. La figure 6.1 résume les activités réalisées durant cette phase.

On remarquera que pour qu'une zone soit classée ZPIFI, il faut la conjonction de deux facteurs: un potentiel d'instabilité naturelle ou en crue diagnostiqué et une occupation du territoire engendrant un impact potentiel fort.

Le potentiel d'instabilité des berges en condition naturelle ou en cas de rupture doit être qualifié de façon rigoureuse pour que la détermination des zones potentielles d'instabilité le long de la rivière soit utile à l'étude de sécurité, sans engendrer des études de trop grande envergure. Une approche par critères et facteurs de sécurité a été retenue.

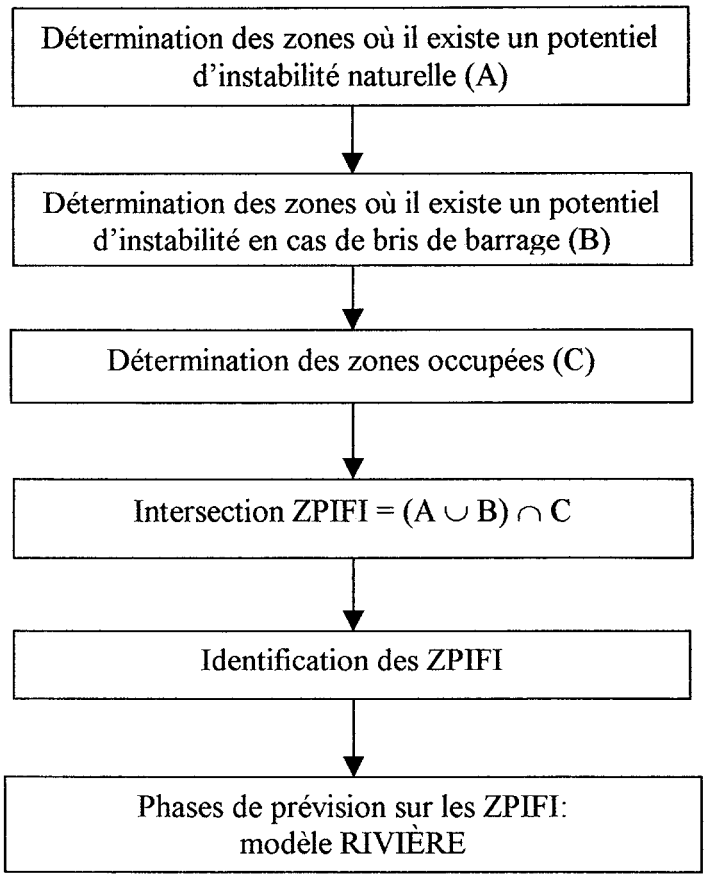


Figure 6.1: Phase de diagnostic: détermination des zones potentielles d'instabilité à fort impact (ZPIFI).

Pour rendre le diagnostic systématique, les formulations utilisées conduisent à des réponses directes du type Oui ou Non. Dans le cas des facteurs de sécurité, les valeurs trouvées signalent une instabilité potentielle si elles sont inférieures à l'unité.

Chaque critère ou facteur caractérise un aspect particulier du potentiel d'instabilité. Un seul diagnostic d'instabilité est donc suffisant pour que soit confirmé le potentiel d'instabilité des berges à un endroit donné.

Pour identifier les zones où il existe un potentiel d'instabilité naturelle, trois critères sont proposés. Le premier appelé *"Critère d'activité antérieure"* consiste à parcourir la rivière ou à étudier ses photographies aériennes et à noter les érosions récentes et les instabilités de pente actives. Une comparaison un peu plus détaillée des séries de photographies datant d'époques différentes permettra l'identification des reculs de berges ou des nouvelles parties du cours.

Le deuxième est plus approprié aux cours d'eau en milieu granulaire sans cohésion. Il est communément appelé *"Critère d'angle critique"* et consiste à comparer l'angle maximal de talus de la berge θ à l'angle de frottement du matériau sous l'eau ϕ_{cr}. La valeur de θ est tirée de la forme des sections transversales d'écoulement déjà définies pour les études hydrauliques de rupture tandis que la valeur de ϕ_{cr} est connue à partir de la granulométrie du dépôt ou par l'observation de talus sans végétation établie. Ce critère caractérise donc l'érodibilité des rives. Il est défini explicitement par

$$FS1 = tg\phi_{cr} / tg\theta \qquad (6.1)$$

Le troisième critère est plus adapté aux terrains cohésifs et est qualifié de *"Critère de hauteur critique"*. Il est noté dans la littérature qu'une falaise d'inclinaison donnée θ et de cohésion connue c devient instable si sa hauteur est supérieure à une hauteur critique (Shèlby, 1982), définie par:

$$H_c = \frac{4c}{\gamma} \frac{\sin\theta\cos\phi_{cr}}{1-\cos(\theta-\phi_{cr})} \qquad (6.2)$$

Il en résulte donc qu'on peut définir ce critère par:

$$FS2 = \frac{H_c}{H} \tag{6.3}$$

Le critère *FS2* qualifie essentiellement le risque de glissement.

Les deux derniers critères sont donc évalués au moyen d'un facteur de sécurité *FS* dont les valeurs inférieures à 1 indiquent une instabilité potentielle. Toutefois, la sensibilité de l'un et de l'autre peut difficilement être comparée, un facteur de sécurité de 1,2 pour l'un et l'autre ne traduisant certainement pas le même niveau de sécurité.

Des calculs simples permettent d'établir les valeurs de *FS1* et *FS2*. L'angle θ est obtenu pour chaque rive de chaque section transversale de la rivière à partir des données disponibles pour la simulation des écoulements. Une caractérisation minimale des sols issue d'une analyse géologique, géomorphologique ou géotechnique donnera l'ordre de grandeur des valeurs caractéristiques de la cohésion c et de l'angle de frottement ϕ_{cr} . Enfin, les cartes fournissent la hauteur H effective des talus de rives de part et d'autre de la rivière. Ces seules données suffisent au calcul des facteurs *FS1* et *FS2* applicables aux rives gauches et droites de toutes les sections.

D'autres critères pourraient si besoin compléter ultérieurement l'analyse comme ceux de la plasticité des argiles ou celui de Turner et Schuster (1996).

Pour identifier les zones où il existe un potentiel d'instabilité en cas de rupture, on a recours à deux autres critères. Le premier en est un de vitesse critique. La littérature technique courante permet d'établir des vitesses pouvant être supportées par des lits de rivière ou de fossés selon leur constitution (Chaudhry, 1993, et Simon, 1981). Bien que cette approche en soit plus une de praticien et qu'elle soit très critiquée dans le milieu scientifique, elle fournit un critère utile pour la phase de diagnostic. Conformément aux critères précédents, la formulation retenue est:

$$FS3 = \frac{V_{cr}}{V_{\max}} \tag{6.4}$$

dans lequel V_{cr} est la vitesse moyenne d'écoulement admissible sur un fond granulaire connu (Simon, 1981) et V_{max} est la vitesse d'écoulement maximale imposée localement par la crue de rupture. Celle-ci est obtenue du calcul hydraulique sur fond fixe. Elle peut être modifiée pour tenir compte de l'effet de courbure en appliquant le principe du vortex libre (Graf et Altinkar, 1993). On peut alors calculer les vitesses intérieures et extérieures dans les courbes et appliquer le critère séparément pour les deux rives.

Le deuxième critère utilisable en cas de rupture en est un de *"contrainte critique de cisaillement"*. Il est plus conforme à l'approche moderne du transport solide et des mouvements sédimentaires. Il consiste à établir d'un côté la contrainte de cisaillement critique τ_{cr} au dessus de laquelle les mouvements sédimentaires vont être initiés et de l'autre la contrainte maximale effective de cisaillement exercée par l'écoulement sur la berge τ_{max}. Le critère s'exprime alors par le rapport:

$$FS4 = \tau_{cr} / \tau_{\max} \tag{6.5}$$

Les expressions des deux critères sont ici encore telles que toute valeur de *FS3* et *FS4* inférieure à 1 indique une instabilité potentielle.

Durant la crue de rupture, les valeurs de V et de τ changent continuellement et il est possible d'évaluer la durée pendant laquelle les instabilités potentielles pourraient persister.

Les calculs nécessaires à l'établissement des valeurs locales de *FS3* et *FS4* sont un peu plus lourds, mais aisément automatisables. Les modèles unidimensionnels d'écoulement de rupture (DAMBRK, FLDWAV) fournissent à chaque instant les valeurs de la vitesse V, de la profondeur d'eau h et du facteur n de Manning. Cette vitesse V est une vitesse moyenne qui permet de définir une vitesse interne V_{int} et une vitesse externe V_{ext} pour les courbes de la rivière. À partir des rayons de courbure R_{int} et R_{ext} des rives interne et externe, le rayon moyen de courbure est donné par:

$$R_{moy} = (R_{int} + R_{ext}) / 2 \tag{6.6}$$

$$V_{\text{int}} = V\, R_{moy} / R_{\text{int}} \tag{6.7}$$

$$V_{ext} = V\, R_{moy} / R_{ext} \tag{6.8}$$

On peut alors aisément établir à chaque instant la valeur de *FS3* pour chaque rive.

L'application du critère *FS4* demande des calculs supplémentaires, dont celui de la contrainte de cisaillement τ. Au fond, celle-ci est donnée par :

$$\tau = \rho g n^2 V^2 h^{-1/3} \tag{6.9}$$

Si l'on veut procéder à la correction de courbure, il faut donc modifier la profondeur moyenne par une variation transversale D_z :

$$Dz = \frac{B R_{moy} V^2}{R_{\text{int}} . R_{ext} . 2g} \tag{6.10}$$

où B est la largeur de la section. Ainsi,

$$h_{\text{int}} = h - D_z \tag{6.11}$$

et

$$h_{ext} = h + D_z \tag{6.12}$$

Les valeurs de h_{int}, h_{ext}, V_{int}, V_{ext} étant connues, il est possible d'établir à tout instant $\tau_{int}(t)$ et $\tau_{ext}(t)$. Pour les tronçons rectilignes, on aura évidemment

$$\begin{aligned} \tau(t) = \quad & \tau_{\text{int}}(t) \quad = \quad \tau_{ext}(t) \\ = \quad & \tau_{gauche} = \quad \tau_{droite} \end{aligned} \tag{6.13}$$

et la littérature indique clairement que 75% de cette contrainte s'applique à la rive.

Il faut ensuite établir la contrainte de cisaillement critique des rives. Celle-ci est donnée par rapport à la contrainte de cisaillement critique de fond par

$$\tau_{cr} = K \, \tau_{ocr} \tag{6.14}$$

$$K = \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \theta}{\sin^2 \phi_{cr}}} \tag{6.15}$$

Pour chaque section, un facteur K peut être établi pour la rive gauche et pour la rive droite. Le critère *FS4* compare à tout instant les valeurs à la rive de τ_{cr} et τ, τ étant égale à 0,75 τ_o. La valeur minimale de *FS4* est atteinte lorsque τ est maximale.

Finalement, l'étude de l'occupation de la vallée permet de différencier les zones occupées (habitations, industries, infrastructures, lignes et pylônes, etc.) des zones vierges et de préciser les endroits où de forts impacts sont à craindre en cas d'instabilité.

6.3.3 Phase d'identification des ZPIFI

L'intersection, au sens mathématique ou graphique du terme, entre les régions susceptibles aux instabilités et celles où les répercussions seraient majeures définira les zones où des études détaillées devront avoir lieu (ZPIFI).

Ce sont dans ces zones particulières qu'une validation et sans doute une collecte de données complémentaires sera nécessaire. Elle permettra la confirmation des diagnostics et la mise en œuvre de la phase de prévision détaillée.

6.3.4 Phase de prévisions locales détaillées - Organigramme de calcul

L'écoulement des forts débits associés à la rupture d'un ouvrage peut entraîner dans certaines zones des modifications importantes aux sections d'une rivière. La pente moyenne des berges de ces sections, en équilibre avant la rupture, peut excéder l'angle de repos du talus à la suite de l'érosion découlant de la rupture.

Soutenue par de meilleures données caractérisant le milieu et validées par une visite de terrain poussée, cette phase faisant appel à RIVIÈRE est celle traitant le plus précisément le problème. Néanmoins, il faudra toujours, en analysant les résultats, se souvenir d'une certaine composante aléatoire propre aux caractérisations géotechniques et du fait que les lois utilisées en transport solide sont essentiellement valides en régime permanent. Leur extension aux régimes de crues de rupture reste délicat.

Une vérification des critères de stabilité en cas de rupture (*FS3* et *FS4*) permet de passer au calcul de prévision d'instabilité ou à un nouveau scénario de rupture selon le résultat du diagnostic de stabilité.

L'organigramme de la figure 6.2 explique les différentes étapes logiques conduisant aux prévisions.

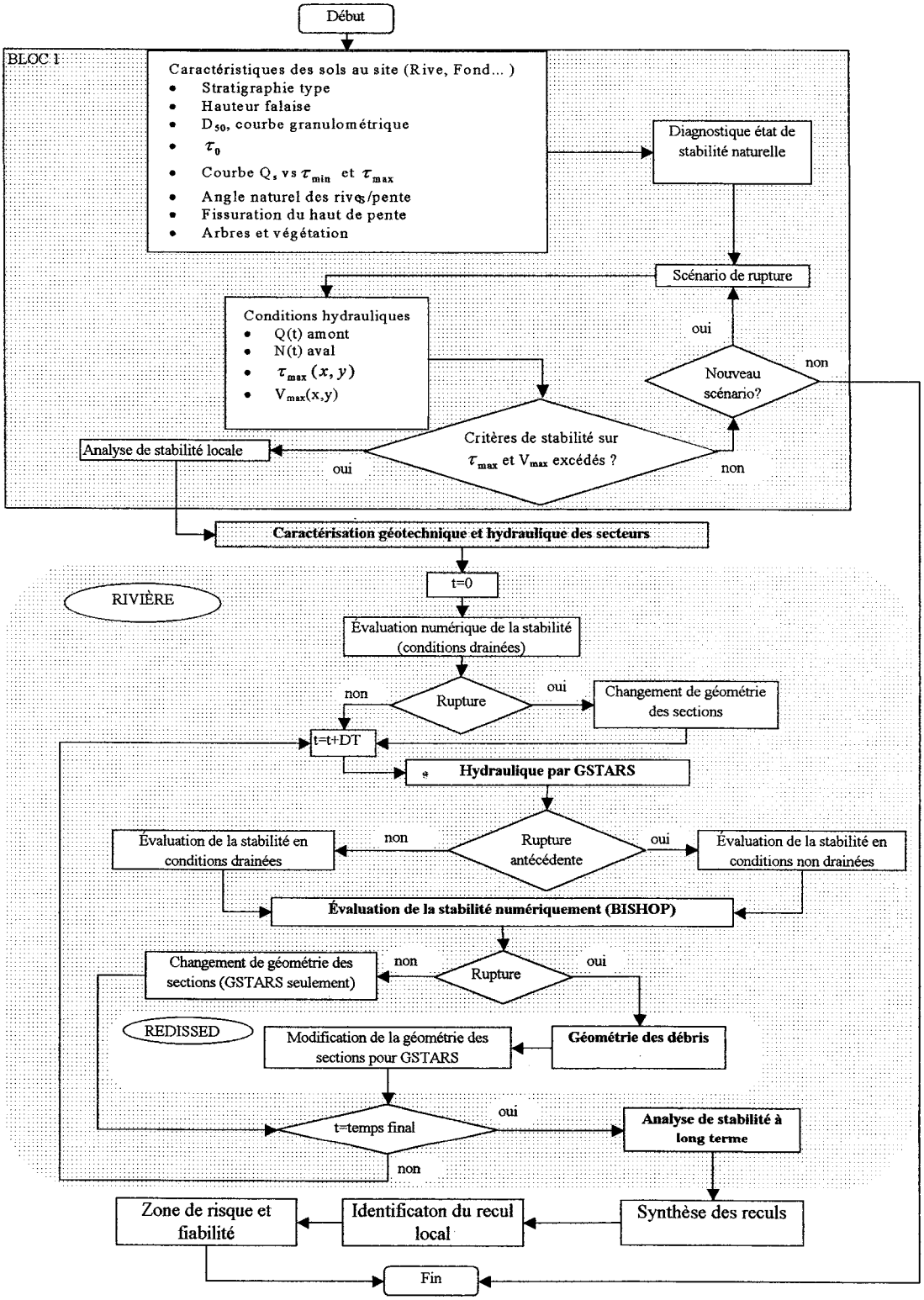


Figure 6.2: Méthodologie d'analyse détaillée.

Le bloc 1 constitue une synthèse des nouvelles données disponibles sur la rivière. Il complète les données de la phase de diagnostic par les observations réalisées aux sites (stratigraphie, fissuration de haut de pente, hauteur réelle de talus, angle naturel des rives) et par les résultats d'essais réalisés sur les échantillons prélevés (granulométrie, limites de liquidité et de plasticité, cohésion, contrainte de cisaillement critique). Une vérification de l'état de stabilité naturelle est produite.

Puis on y aborde successivement les divers scénarios de rupture envisageables pour lesquels les étapes suivantes sont répétées. Les analyses des calculs hydrauliques propres à chaque scénario ont donné, pour chaque zone à l'étude, l'évolution du débit, des niveaux et des vitesses et donc l'évolution des contraintes de cisaillement exercées en fonction du temps.

La méthodologie simule étape de temps par étape de temps l'évolution du tronçon soumis aux écoulements de rupture potentiels. Elle prend en compte simultanément les aspects hydraulique et géotechnique et leur couplage. En effet, chaque section de ce tronçon de rivière se modifie à cause de l'hydraulique fluviale via l'érosion ou le dépôt de sédiments d'une part, puis les glissements de terrains éventuels viennent en changer les profils. Ces deux mécanismes se développent parallèlement.

Les caractéristiques hydrauliques et géotechniques initiales sont tout d'abord définies puis servent à tester la stabilité des talus des différentes sections représentatives du cours

d'eau avant la rupture. Le modèle hydro-sédimentologique GSTARS 2.1 détermine les caractéristiques de l'écoulement et l'érosion éventuelle du lit à chaque pas de temps. En absence d'érosion, on passe au pas de temps suivant. S'il y a érosion, au niveau d'une berge au moins, les nouvelles sections représentant le lit à la fin du pas de temps sont testées pour la stabilité de leurs pentes. La stabilité est évaluée en conditions drainées s'il s'agit de la première rupture potentielle sur le profil, et en conditions non drainées ensuite. La méthode modifiée de Bishop est retenue pour l'analyse de stabilité et les recherches du centre et du rayon du cercle de rupture sont automatisées. En absence de rupture pour toutes les sections, on passe au pas de temps suivant. S'il y a rupture, les profils des sections présentant des talus instables sont modifiés en se basant sur une loi de répartition des dépôts du talus instable dans la section via le module REDISSED et le calcul continue (pas de temps suivant) en revenant au modèle hydro-sédimentologique. La simulation se termine par une analyse de la stabilité à long terme, à partir des sections obtenues après le passage de l'hydrogramme de rupture.

La même méthode peut ensuite être appliquée en supposant, si cette information n'est pas disponible pour tout le cours de la rivière, que le fond n'est pas érodible (roc). Dans ce cas l'évolution sédimentaire pourrait favoriser une érosion accentuée des berges.

Enfin, une troisième voie consiste à supposer la non érodibilité des berges et à recommencer l'analyse des effets des écoulements. Cette situation hypothétique peut dans certains cas favoriser le surcreusement du lit et engendrer plus de ruptures de pente.

6.3.5 Phase de définition des zones à risque

A la fin des simulations, les trois modes d'application de la méthode produisent une caractérisation cartographique de la zone de danger d'instabilité conditionnelle à leur hypothèse propre. La cartographie finale est produite en superposant les différents résultats. Si besoin, le risque d'instabilité (fort, moyen, faible) pourrait dépendre du nombre d'occurrences en chaque endroit selon une méthode à définir (méthode des enveloppes maximales, méthode de pondération, etc.).

Les zones à risque peuvent être représentées sur une carte numérique du tronçon étudié. Une légende donne les reculs établis selon une convention : position, couleur ou épaisseur de ligne longeant le bord de la berge initiale, permettent de les visualiser.

6.4 Conclusion

Depuis de nombreuses années déjà, les études de rupture couramment effectuées décrivaient de façon détaillée la propagation de l'onde de rupture potentielle des ouvrages et la zone maximale couverte par l'inondation de rupture. Mais on sait que les inondations et à fortiori les crues de rupture de barrage engendrent de fortes vitesses d'écoulement et des niveaux d'eau inhabituels. L'inondation des rives peut alors s'accompagner d'érosions significatives, de glissements de terrain importants et créer des

portions de rives potentiellement instables, comme l'ont montré les crues du Saguenay en 1996. La zone à risque n'est pas restreinte à la zone inondable.

Dans ce chapitre, nous avons proposé une nouvelle méthodologie pour mieux définir la zone à risque en tenant compte globalement du niveau maximal des eaux, des mouvements sédimentaires dans le lit majeur et des possibilités de glissements de terrain induits. La méthodologie proposée comporte quatre phases distinctes: la phase de diagnostic, la définition des zones sensibles, la phase de prévision détaillée, et la définition des zones à risque.

La troisième phase repose sur le l'utilisation du modèle RIVIÈRE que nous avons développé. Avant de voir l'application de cette nouvelle méthodologie au chapitre 8, nous devons valider le modèle RIVIÈRE, moteur de cette nouvelle approche. Ceci est l'objet du prochain chapitre.

CHAPITRE 7

VALIDATION DU MODÈLE RIVIÈRE[1]

7.1 Introduction

Au chapitre précédent, nous avons proposé une nouvelle méthodologie entourant un nouveau modèle, RIVIÈRE, pour prédire la zone à risque le long des berges d'un cours d'eau soumis à des écoulements de rupture d'un barrage.

Ce chapitre propose la validation du modèle RIVIÈRE. La démarche retenue pour la valider consiste à simuler un événement bien documenté. L'événement de rupture retenu est celui de l'érosion de la digue ''Cut Away'' située sur le lac Ha! Ha! de la rivière du même nom. Le parcours de cette onde de rupture a entraîné en juillet 1996, des remaniements significatifs de plusieurs portions du cours de la rivière Ha! Ha!.

Après la présentation du cas de validation, nous synthétisons les données du site nécessaires à la validation, et nous terminons ce chapitre par la présentation et l'interprétation des résultats.

---

[1] Une partie de ce chapitre a été publiée pour la première fois par Mahdi et Marche (2003).

7.2 Description du cas

Les pluies diluviennes des 19 et 20 juillet 1996 constituent, selon Environnement Canada, l'événement météorologique le plus important en intensité et en superficie répertorié au Québec depuis près d'un siècle. En effet, entre 150 et 280 millimètres de pluie sont tombés, sur une période de 48 heures, sur un territoire de plusieurs milliers de kilomètres carrés, touchant notamment les bassins versants de la Haute-Mauricie, de Charlevoix, du Saguenay–Lac-Saint-Jean, de la Haute-Côte-Nord et du versant sud de la péninsule gaspésienne (Commission Nicolet, 1997).

La région du Saguenay–Lac-Saint-Jean a été la plus affectée. Les crues qui ont résulté de ces pluies ont été dévastatrices. À titre d'exemple, les apports d'eau au lac-réservoir Kénogami ont atteint 2780 mètres cubes par seconde le 20 juillet 1996, alors que le maximum historique observé jusqu'à cette date était de 997 mètres cubes par seconde. Dans la rivière Chicoutimi, le débit a atteint 1100 mètres cubes par seconde et celui de la rivière aux Sables, 653 mètres cubes par seconde.

Ce sont surtout les cours d'eau qui ont subi les conséquences des pluies et des crues. En effet, des centaines de ruisseaux et de rivières ont eu des berges érodées sur des distances plus ou moins grandes. La situation a été plus particulièrement dramatique sur une dizaine de rivières et de ruisseaux : la rivière Saint-Jean à l'Anse-Saint-Jean, la rivière Petit Saguenay dans la municipalité du même nom, la rivière à Mars dans la

municipalité de La Baie, la rivière Ha! Ha! dans les municipalités de La Baie et de Ferland-et-Boilleau, la rivière du Moulin dans les municipalités de Laterrière et Chicoutimi, la rivière La Belle Rivière dans la municipalité d'Hébertville, la rivière Chicoutimi dans les municipalités de Laterrière et Chicoutimi et la rivière aux Sables dans la municipalité de Jonquière. Les dommages subis par ces cours d'eau ont eu de multiples répercussions : les lits ont été surcreusés, la végétation aquatique et riveraine arrachée, les sols meubles lessivés, d'énormes quantités de sédiments se sont déposées par endroits, des lits multiples se sont créés, la majorité des habitats ont été détruits, la faune aquatique emportée... Sur le plan hydraulique, les pentes des cours d'eau ont été changées, les lits reprofilés, les sections d'écoulement se sont élargies considérablement, le régime sédimentologique a été modifié et les risques d'inondation augmentés.

Le site choisi pour la validation de la méthodologie proposée est représenté à la figure 7.1. L'application couvre le tronçon de la rivière Ha! Ha! allant du lac Ha! Ha! jusqu'aux premières chutes rencontrées, 6 km après le village de Boilleau (à 9.8 km à partir de la digue Cut-Away qui s'est rompue lors des événements).

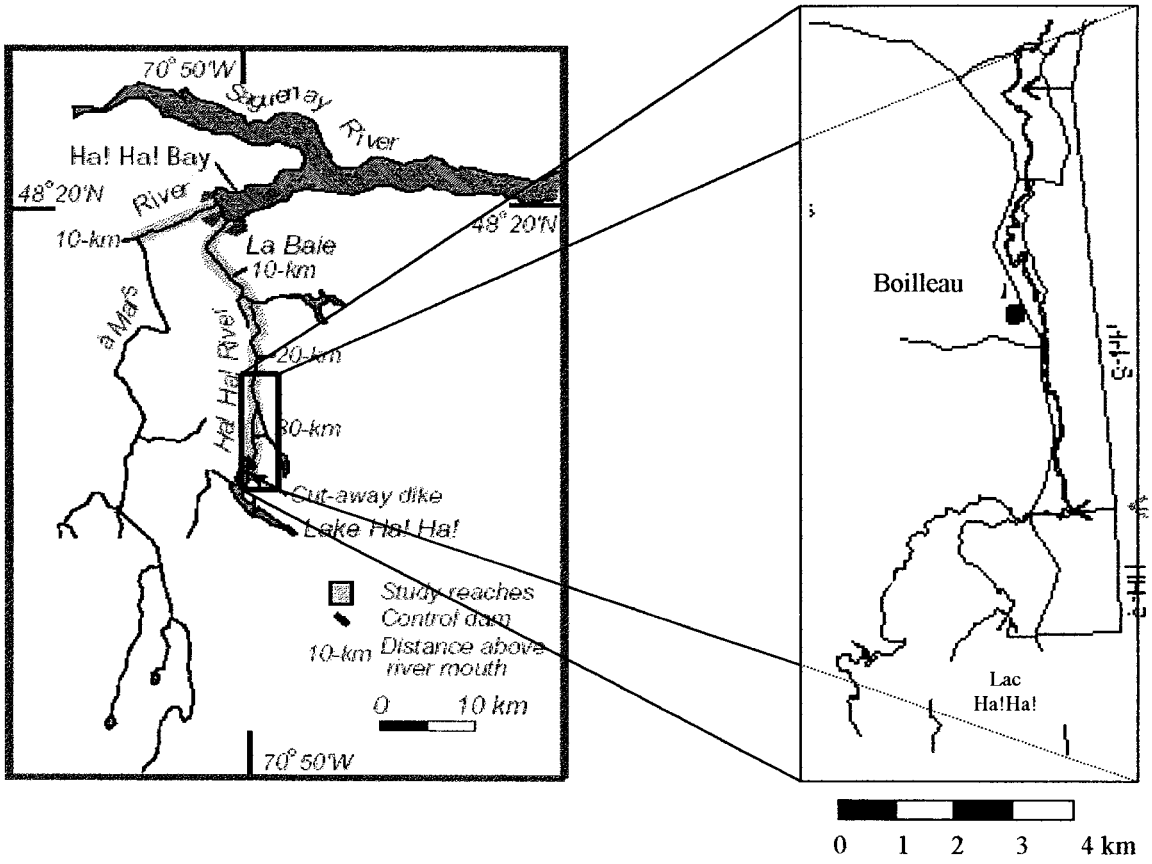


Figure 7.1: Rivière Ha! Ha! aux environs de Boilleau et tronçon à l'étude (Sources : Canadian Workshop on Geotechnics and Natural Hazards : An IDNDR Perspective 2000, et INRS-Eau, 1997).

Le 19 juillet 1996 le bassin versant de la Ha! Ha! commençait à recevoir une pluie exceptionnelle : en moyenne plus de 210 mm de pluie tombait sur ce bassin montagneux de 608 km^2 et faisait croître les apports au lac Ha! Ha! de 10 à 160 m^3/s. Le déversoir à poutrelles faisant partie du barrage poids contrôlant le lac maintenait une côte élevée du plan d'eau (380 m) et ne permettait qu'un faible déversement (inférieur à 30 m^3/s).

Le lac Ha! Ha! était fermé par trois ouvrages : un barrage poids comme barrage principal et évacuateur et deux digues secondaires (Rive Gauche et Cut away). L'élévation en crête de la digue Cut away était de 380.65 m soit 40 cm plus basse que celle du barrage principal et 35 cm plus basse que la digue Rive Gauche.

La montée des eaux du lac sous l'effet de la croissance des apports et de leur rétention partielle engendrait le 20 juillet autour de 6h du matin le débordement sur la crête de la digue Cut away et son érosion progressive. La rupture de la digue se développait durant la matinée du 20 juillet engendrant un hydrogramme de rupture se superposant à la crue naturelle dans la vallée en aval.

La figure 7.2 montre les hydrogrammes d'apport et de rupture reconstitués par calcul pour le secteur de Boilleau immédiatement en aval de la digue érodée. Le débit maximal y a atteint plus de 900 m^3/s et le lit de la rivière fut fortement remanié par le passage de ces écoulements exceptionnels.

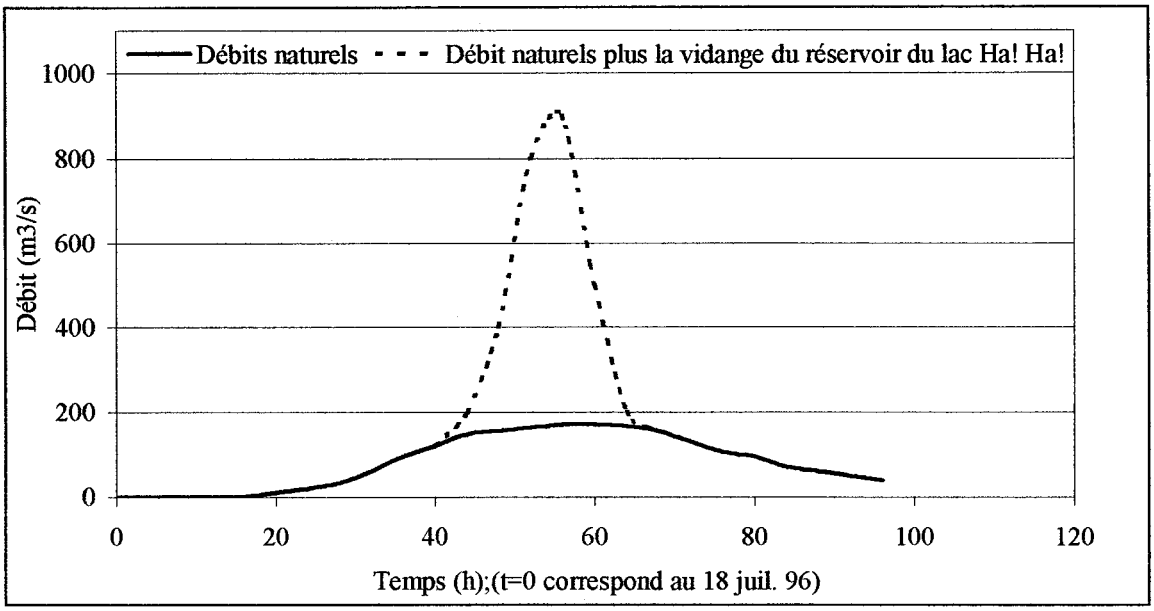


Figure 7.2: Hydrogrammes d'apport et de rupture au lac Ha! Ha!.

7.3 Synthèse des données spécifiques au site de la validation

La validation entreprise nécessite un ensemble de données décrivant le secteur avant et après l'événement de rupture.

La cartographie du cours d'eau de la rivière avant 1996 est disponible au 1:20000ème. La situation en plan du cours d'eau et de ses rives ainsi que les sections d'analyse sont montrées à la figure 7.3. Elle permet de reconstituer son profil en long initial sur le tronçon à l'étude (figure 7.4). La variation de la largeur entre les berges du cours d'eau avant juillet 1996 est très régulière. Elle est montrée à la figure 7.5.

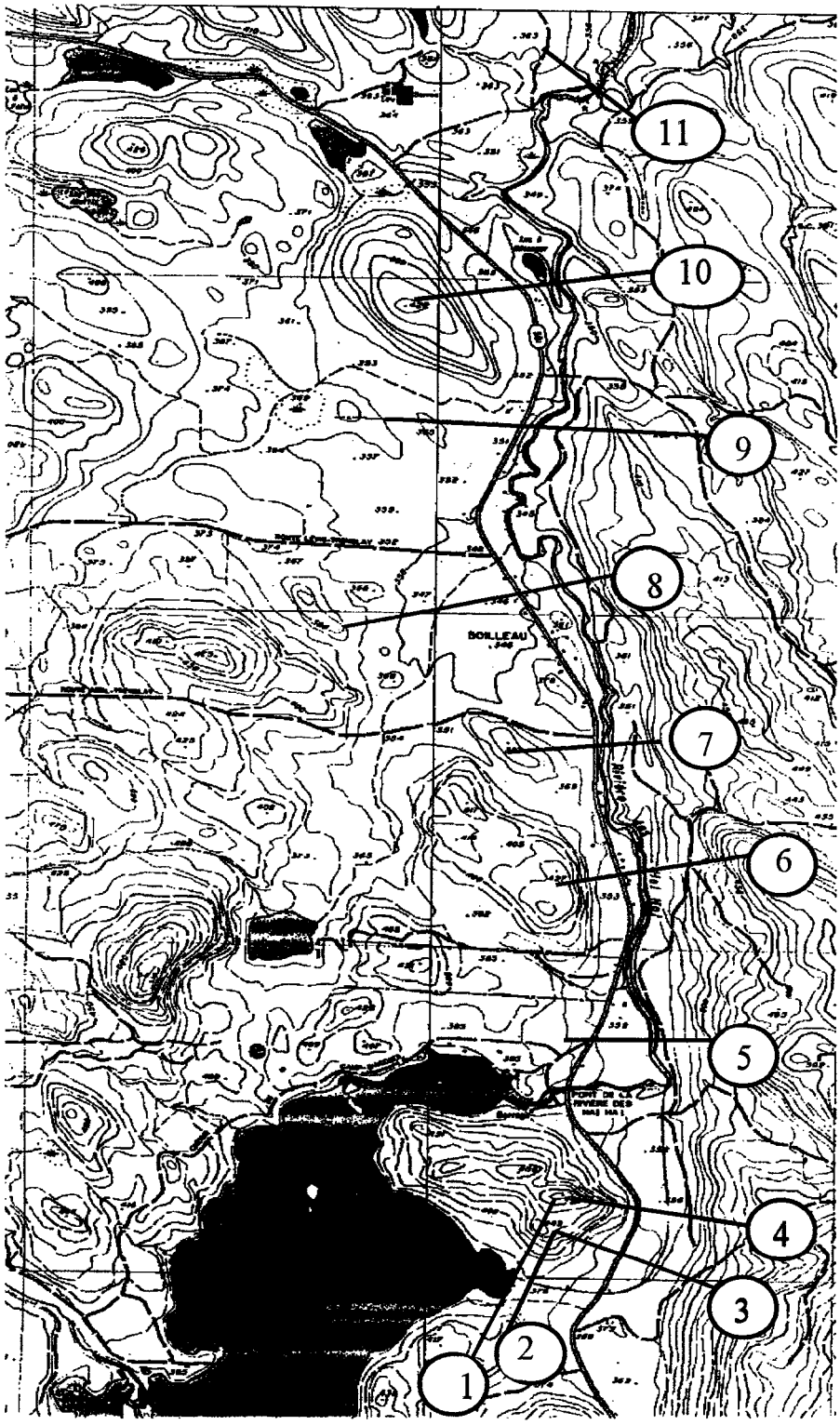


Figure 7.3: Vue en plan du cours d'eau étudié et des sections de calcul.

Une couverture photographique aérienne a été réalisée le 30 juillet 1996. À l'échelle de 1:15000ème, elle permet d'établir précisément le nouveau tracé en plan de la rivière, et la variation durant la crue de ses sections transversales. Une interprétation quantitative du phénomène est disponible dans l'étude post événementielle effectuée à l'époque par INRS-eau pour la Commission Nicolet (Commission Nicolet, 1997). Elle inclut les relevés topographiques effectués après la crue.

De la comparaison de ces deux ensembles de données (avant et après événement) il est possible de résumer les modifications cumulatives subies par le talweg du cours d'eau et ses berges dans le secteur sélectionné. Elles sont présentées aux figures 7.4 et 7.5.

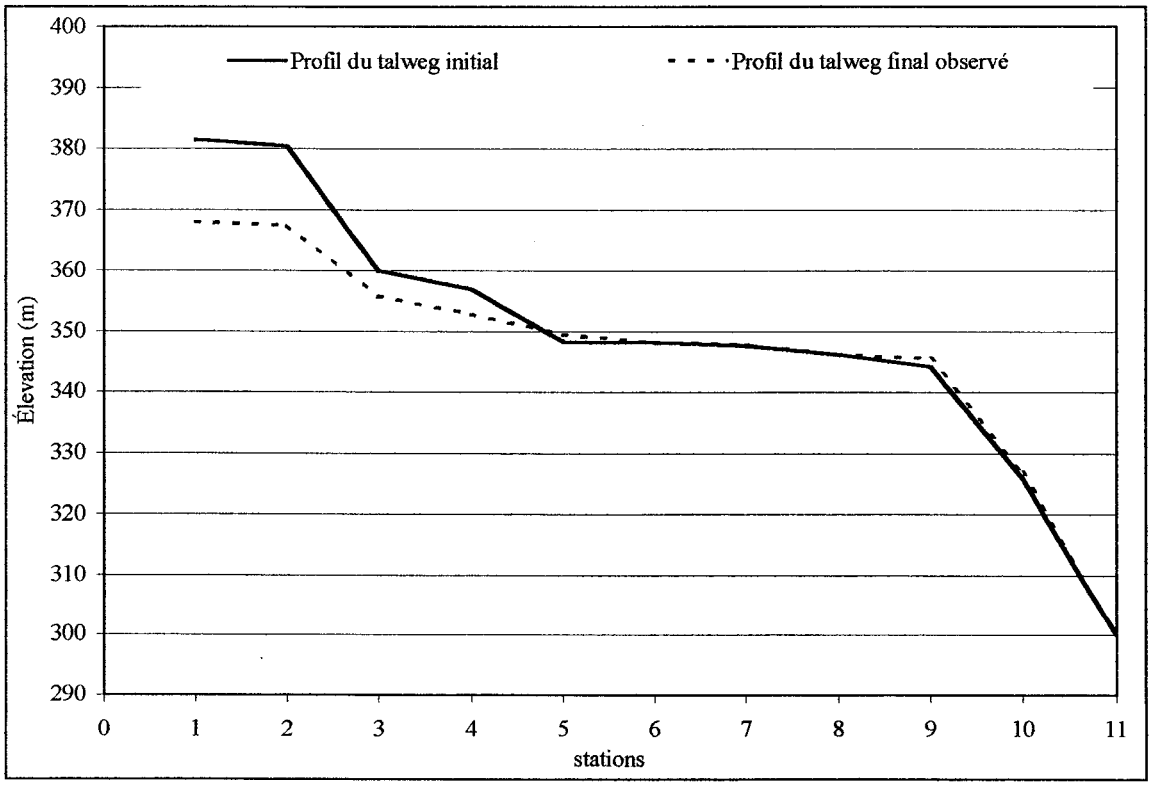


Figure 7.4: Profils en long du talweg mesurés avant et après juillet 1996.

Il faut noter qu'en amont de la station 4, il n'y avait pas de vrai cours d'eau, mais un terrain boisé qu'emprunta l'eau pendant la rupture.

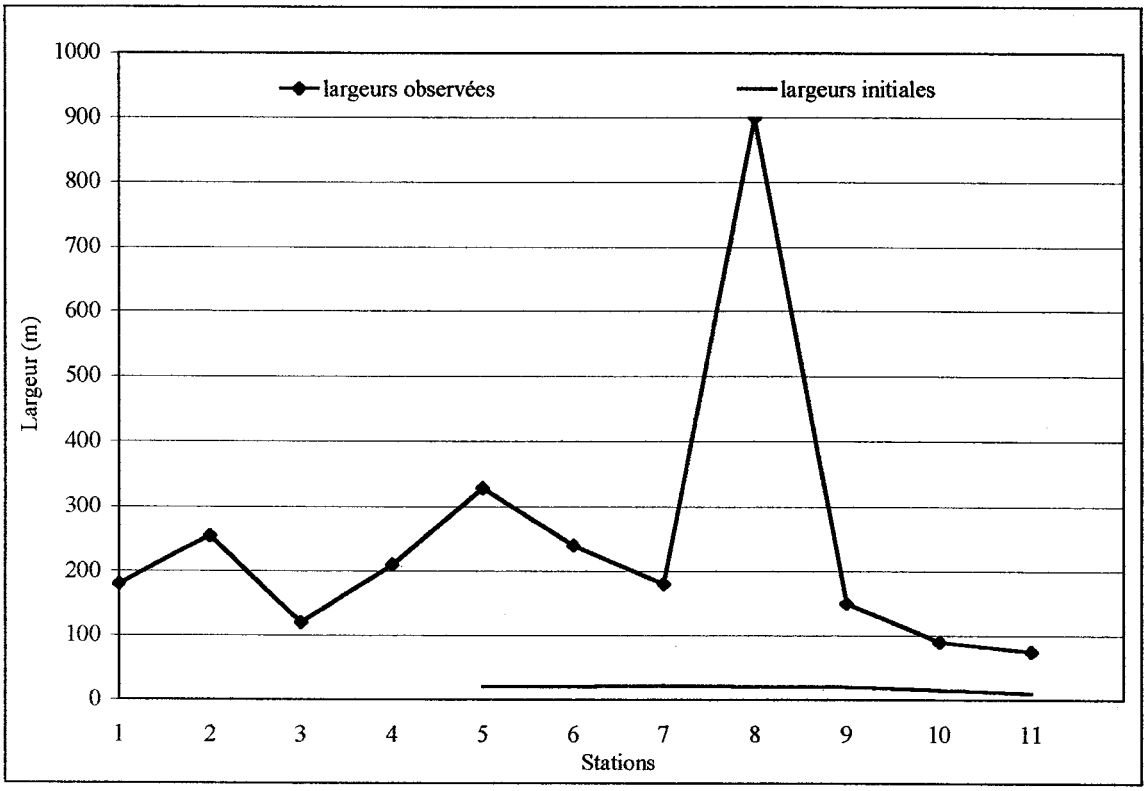


Figure 7.5: Comparaison des largeurs mesurées entre berges aux différentes stations avant et après juillet 1996.

Les observations effectuées sur le site et les photographies détaillées du cours d'eau après la crue permettent de bien apprécier la granulométrie des sols traversés. Elles montrent pour le secteur à l'étude un terrain à granulométrie fine, principalement constitué de sable et gravier, comprenant quelques blocs et protégé par un couvert organique mince. Hors des pentes d'incision dans la forêt les pentes des berges sont de l'ordre de 30° à 50°, ce qui permet de supposer une cohésion faible. Au sommet des

pentes, le rôle stabilisateur de la végétation a permis aux berges de rester presque verticales sur 1 m environ mais il n'est pas dit que cette situation soit stable à long terme.

La courbe granulométrique type utilisée pour décrire le milieu dans la reconstitution numérique de l'évolution est montrée à la figure 7.6. Un angle de stabilité hors d'eau de 35° et un angle de stabilité sous l'eau de 30° ont été retenus pour compléter la caractérisation des sédiments.

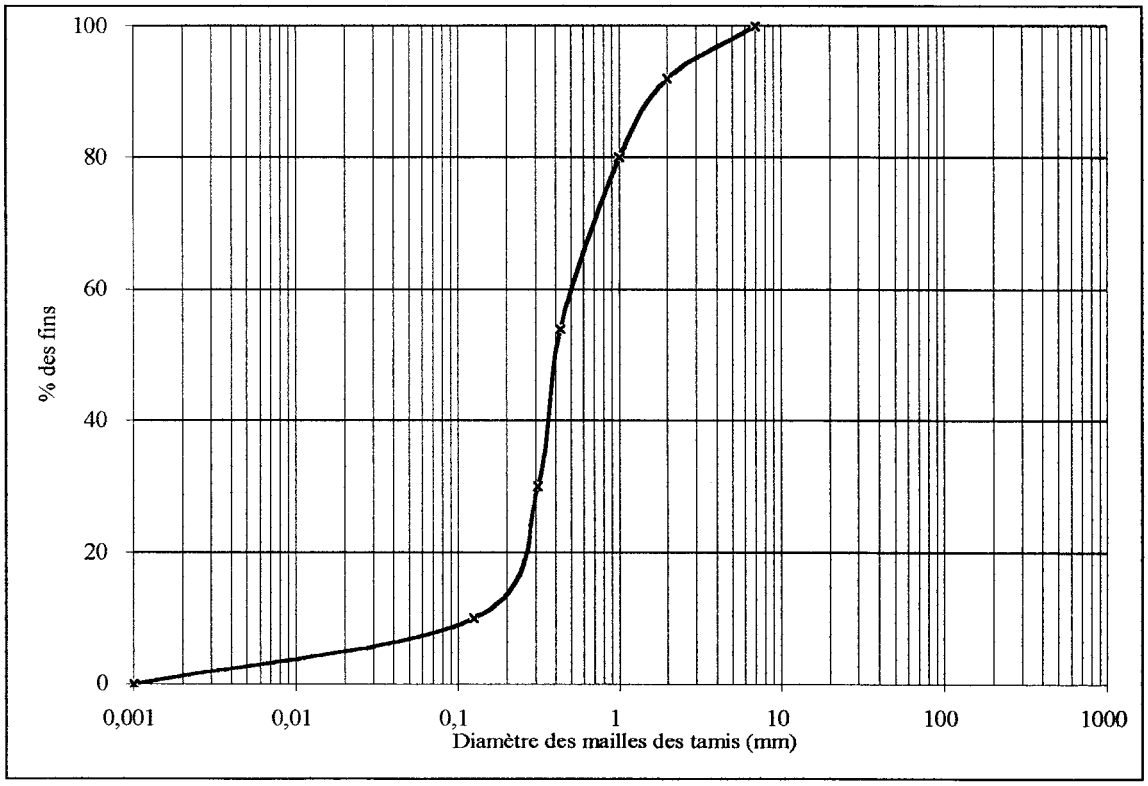


Figure 7.6: Granulométrie type du fond de la rivière et des berges.

La présence de la végétation dans la plaine inondable initiale a été négligée. Enfin mentionnons que les photographies antérieures à juillet 1996 ne démontrent pas de signes d'instabilité des berges dans le secteur concerné. De place en place, les rives pouvaient cependant être fragilisées localement par les activités anthropiques.

7.4 Caractéristique du modèle numérique local

Le secteur à l'étude est long de 9.8 km. Il a été modélisé à l'aide de 11 sections transversales, espacées irrégulièrement pour reproduire avec une précision suffisante les particularités hydrauliques du cours d'eau et de ses berges (figure 7.3).

Les mouvements sédimentaires significatifs ont été observés entre 7h00 le 20 juillet et 12h00 le 21 juillet. La simulation numérique a donc couvert les 29 heures principales de l'événement, en retenant des pas de temps hydraulique et sédimentologique de 0.1 heure. La stabilité numérique de la modélisation a été vérifiée.

7.5 Résultats

À l'aide de ce modèle décrivant les particularités hydrauliques et géotechniques du cas, la méthodologie proposée a été appliquée. Elle produit, pendant les 29 heures de l'événement , l'évolution de la crue et la progression des dommages au lit et aux berges. Conformément au but de ce rapport, les résultats présentés mettent l'emphase sur les modifications bathymétriques et topographiques, et présentent finalement l'état cumulatif de la dégradation causée par l'onde de rupture.

7.5.1 Évolution temporelle du talweg

La figure 7.7 montre à toutes les six heures la succession des profils longitudinaux obtenus du calcul et le profil final. On constate que l'érosion est forte au début de l'hydrogramme de rupture et décroît progressivement. La diminution de la vitesse et un certain pavage du lit explique cette stabilisation. Les sédiments érodés sont évacués du tronçon à l'étude.

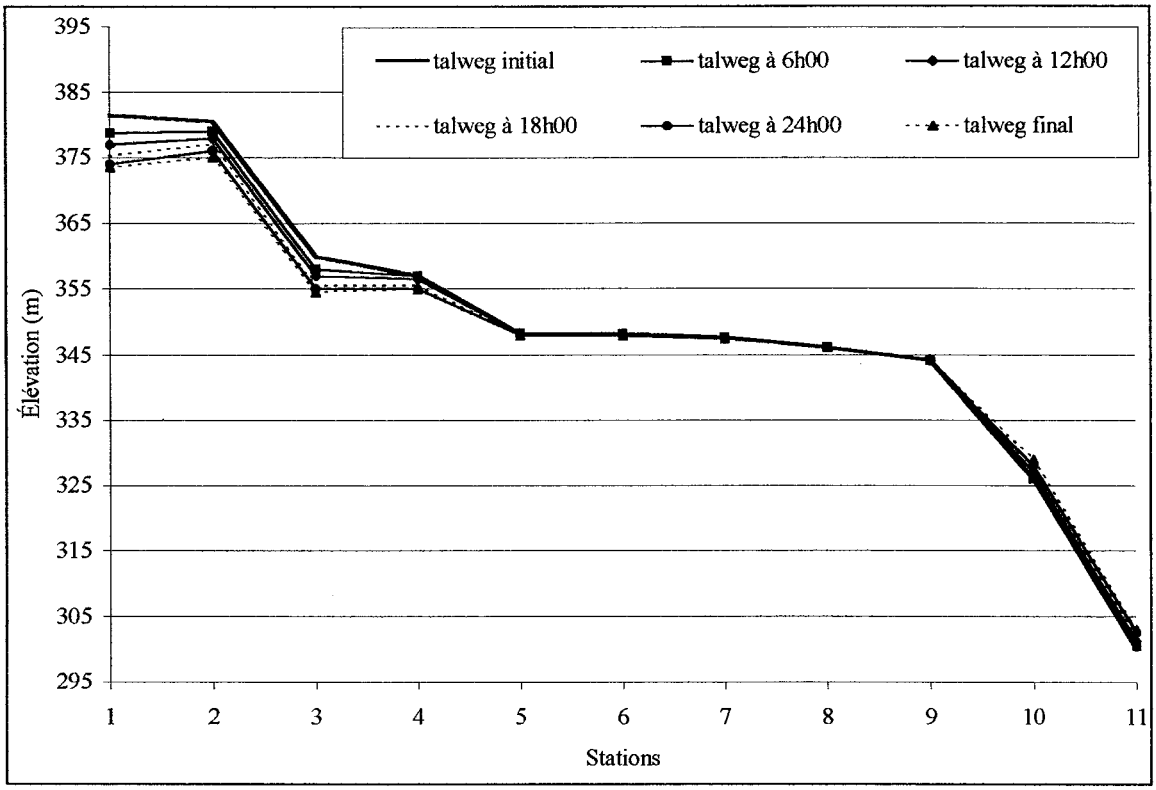


Figure 7.7: Évolution temporelle du talweg.

7.5.2 Évolution type des sections sollicitées

L'analyse des résultats montre l'impact majeur de la crue de rupture sur plusieurs stations. Deux de ces stations ont été choisies pour le représenter. L'une est la station 3, dans la partie nouvelle du lit et l'autre la station 9 située à 6.76 km de la digue. Elles ont toutes deux subit pendant l'événement un remaniement majeur représenté par intervalle de 6 heures aux figures 7.8 et 7.9.

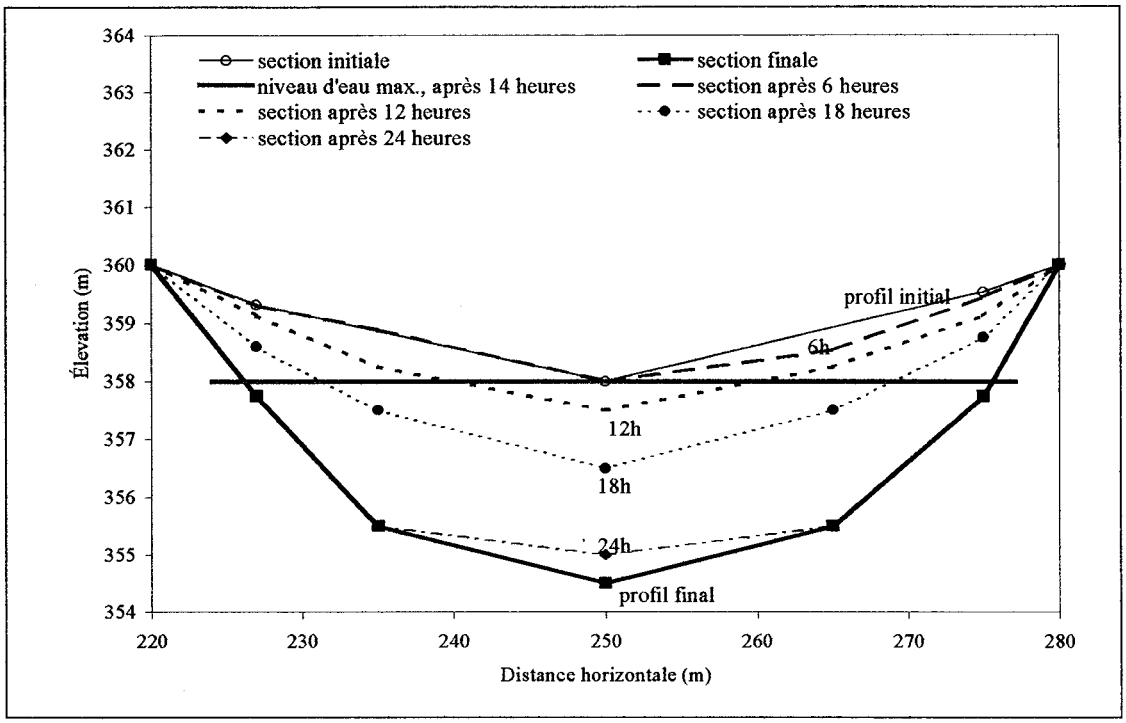


Figure 7.8: Évolution temporelle de la section 3.

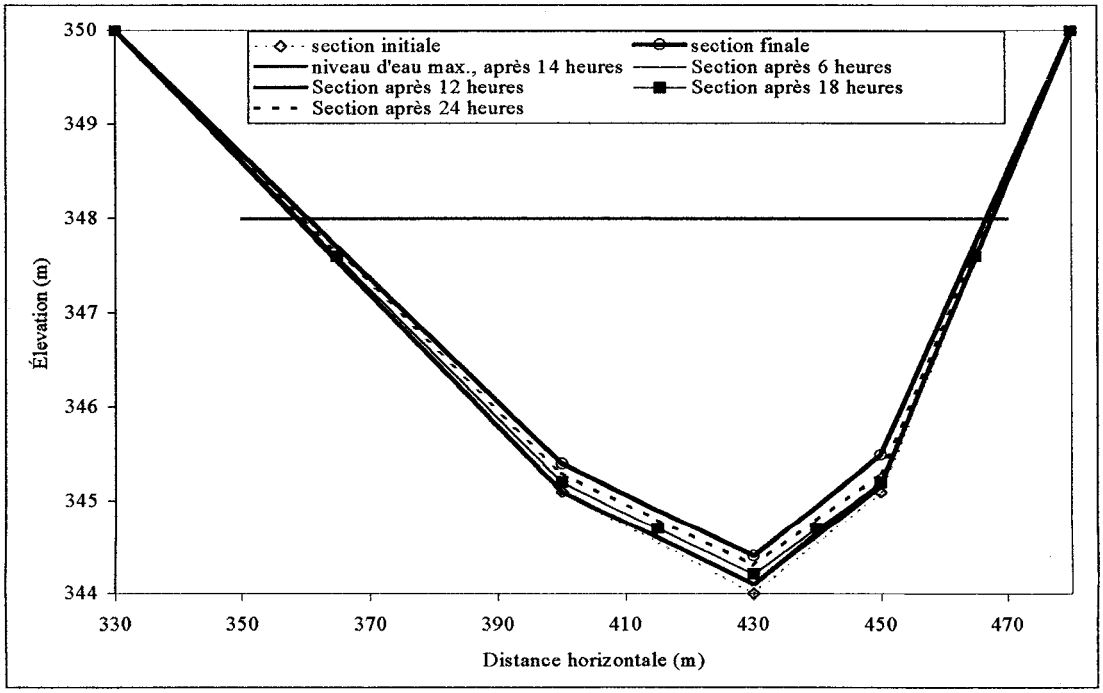


Figure 7.9: Évolution temporelle de la section 9.

7.5.3 Concordance des prévisions du profil du talweg

La figure 7.10 montre la superposition des profils longitudinaux initial et final mesurés sur le terrain et du profil longitudinal final calculé par la méthode proposée.

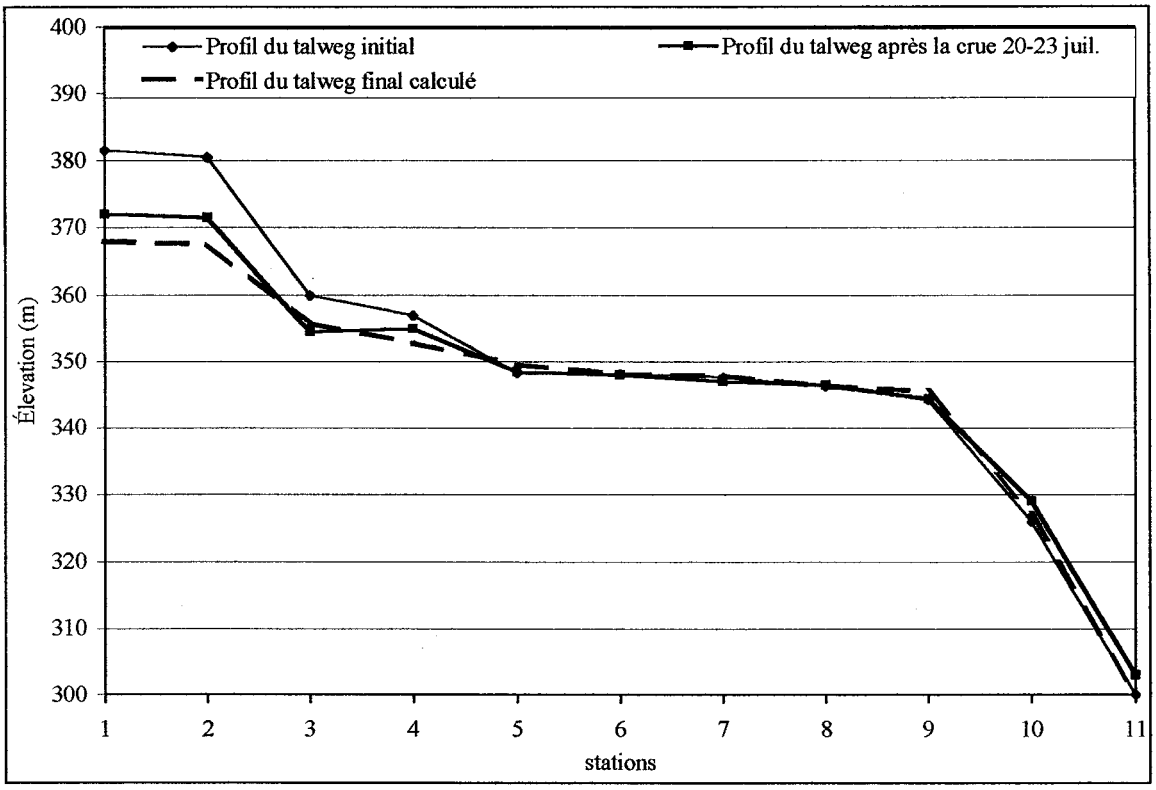


Figure 7.10: Profil en long du talweg des différentes stations.

On constate une similitude certaine entre les évolutions prédites et observées. La modélisation respecte les tendances, les ordres de grandeur des variations d'élévations induites et leurs successions le long du talweg.

Un creusement du nouveau chenal est prédit dans la partie amont, mais il est prévu moins important de 4 m (30 %) que celui réellement observé à l'amont du chenal. La différence s'atténuant progressivement sur le kilomètre suivant.

Plus en aval, le comportement de toute la partie centrale et de l'entrée de la zone de rapide à pente forte est bien analysé. Les tendances au dépôt ou à l'érosion sont conformes quoique légèrement sous estimées comme le montre la figure 7.11. Les résultats relatifs à l'extrémité aval sont, eux, surestimés mais leur validité dépend beaucoup de la proximité de la frontière du modèle.

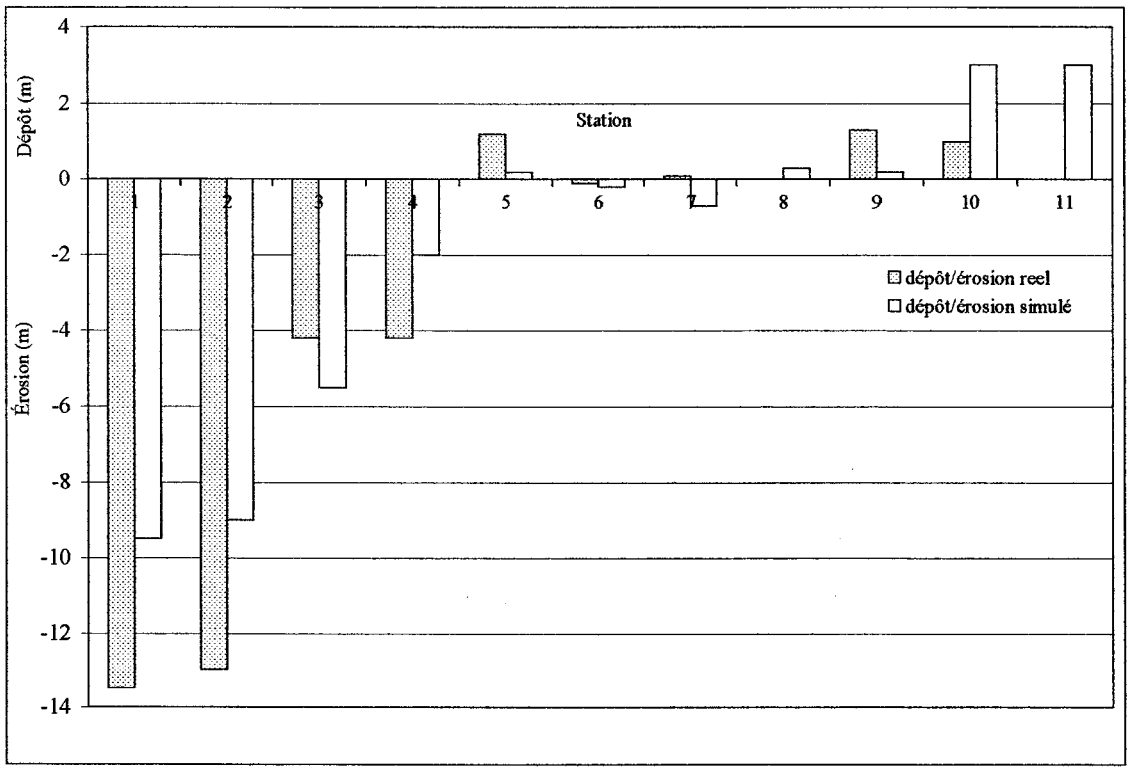


Figure 7.11: Dépôts ou érosions simulés et observés aux différentes stations.

7.5.4 Concordance des prévisions d'érosion des berges

La figure 7.12 montre la superposition des largeurs initiales, mesurées et calculées après la crue de juillet 1996. De ce point de vue, la concordance est meilleure encore et pour toute la longueur du tronçon à l'étude.

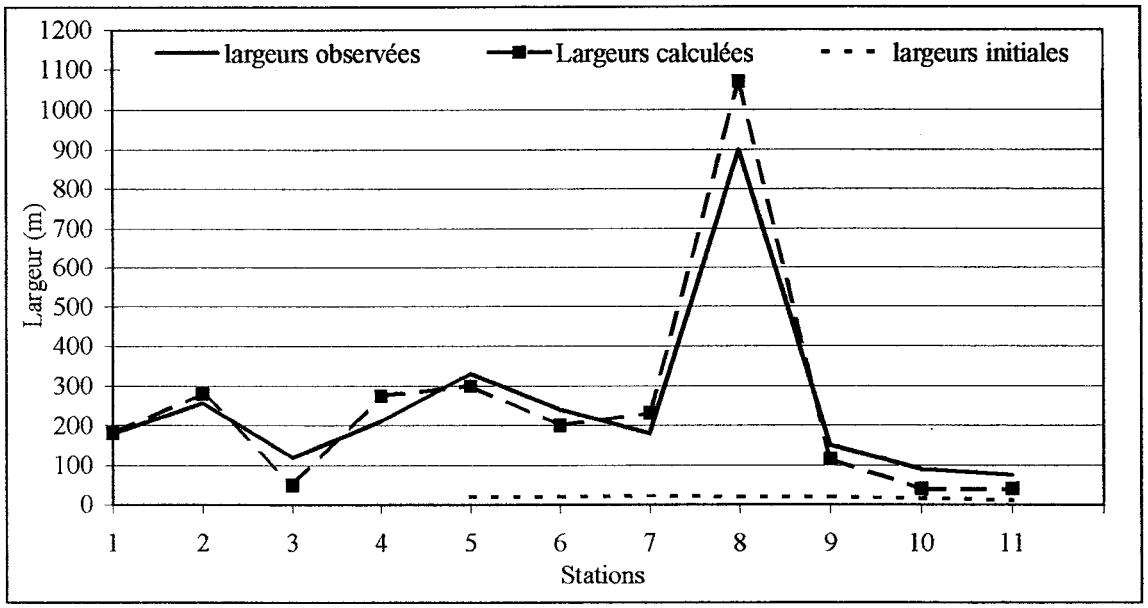


Figure 7.12: Comparaison des largeurs des berges initiales, observées et calculées.

Le report sur la carte originale de cette évolution des largeurs et des niveaux d'eau permet de tracer respectivement les zones d'érosion et d'inondation présentées à la figure 7.13. Il illustre la zone de risque associée à cette crue exceptionnelle et que les outils numériques utilisés auraient permis de prévoir.

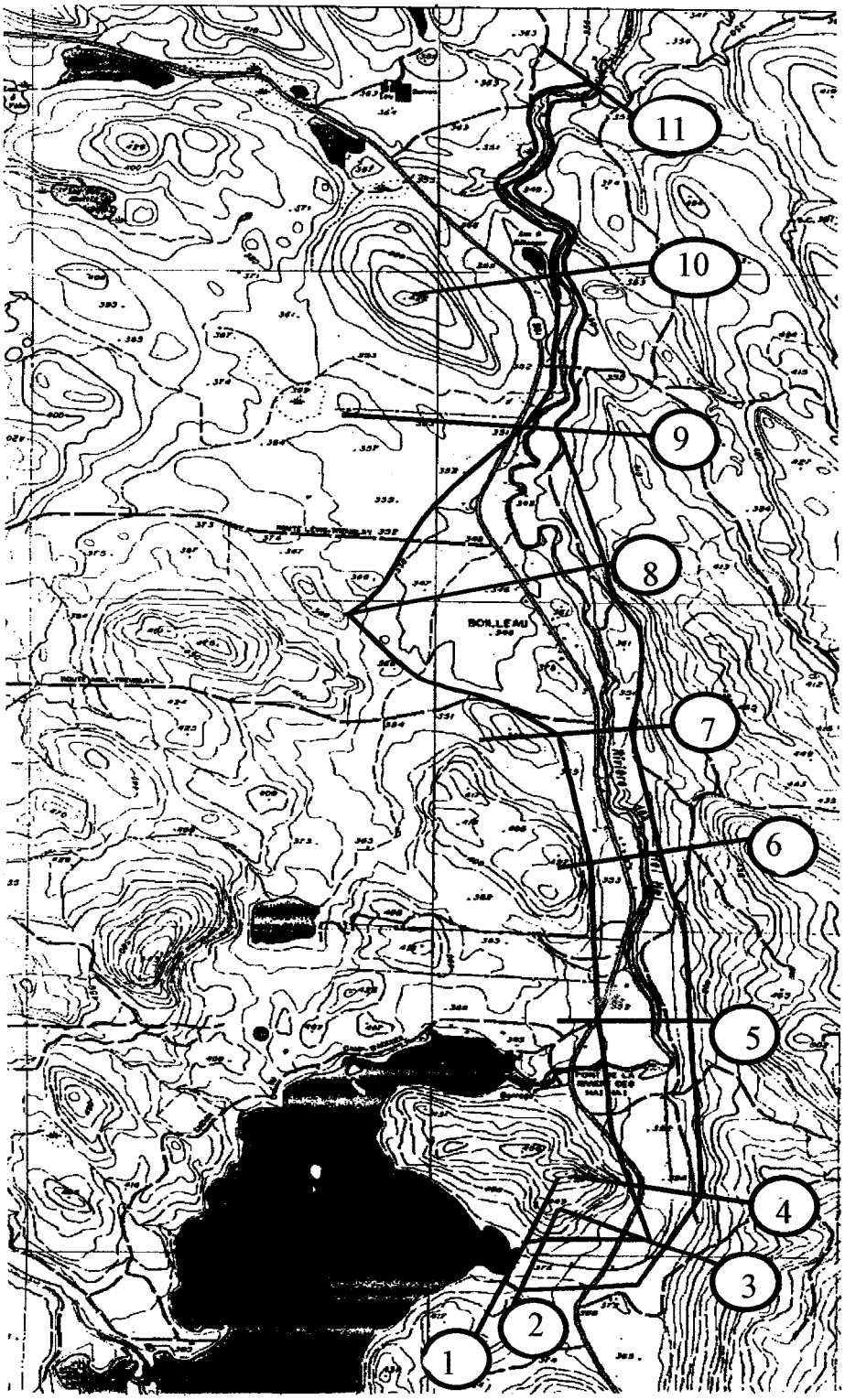


Figure 7.13: Délimitation de la zone à risque.

7.6 Conclusion

Les résultats de la simulation réalisée sur le tronçon Boilleau de la rivière Ha! Ha! relativement à l'événement de la crue de juillet 1996 montre que la méthodologie proposée pour les évaluations locales détaillées de la zone à risque répond correctement aux objectifs visés. La forme du lit dans la partie nouvelle de la rivière tout comme l'évolution du talweg dans la partie pré-éxistante du cours d'eau y ont été prédites avec une précision très acceptable et celle du recul des berges avec fiabilité. Pourtant la méthode n'a pas nécessité d'ajustements compliqués, une granulométrie unique a été prise en compte pour tout le tronçon et la simulation s'est faite en recourant à un faible nombre de sections transversales. La méthodologie démontre ainsi sa validité technique. Elle prouve aussi que son application est réaliste et facilement envisageable, compte tenu de la modestie dont elle fait preuve quant aux données nécessaires pour parvenir à une évaluation raisonnable de la zone à risque et de son évolution temporelle. Les évolutions observées ont essentiellement été explicables par la seule érosion des berges et du lit. Durant la période analysée, aucune instabilité de pente n'a été engendrée par ces érosions. Toutefois, pour valider cette partie de la méthodologie, le calcul a été repris en modifiant artificiellement le terrain au site d'application. L'annexe VI montre les résultats logiques obtenus. Compte tenu des résultats de validation de RIVIÈRE, la nouvelle méthodologie, proposée au chapitre précédent, sera appliquée à un tronçon de rivière situé à l'aval du barrage de Première Chute et le lac Témiscamingue. Ceci est l'objet du prochain chapitre.

CHAPITRE 8

APPLICATION DE LA NOUVELLE MÉTHODOLOGIE

8.1 Introduction

Aux deux derniers chapitres, pour prédire la zone à risque en cas de rupture de barrage, nous avons développé et valider une nouvelle méthodologie qui repose sur deux domaines, l'hydraulique fluviale et la géotechnique, et procède en deux étapes. La première, parvient à un diagnostic préliminaire du tronçon de rivière sous étude, et la seconde utilise le modèle RIVIÈRE pour définir la zone à risque.

Dans le présent chapitre, nous appliquons cette méthodologie au cas d'un tronçon de rivière en aval d'un barrage appartenant à Hydro-Québec et pour lequel l'entreprise voulait approfondir son évaluation de sécurité (Marche et Mahdi, 2002). Après la description du site d'application, nous procédons au dégrossissage en déterminant la zone potentielle d'instabilité à fort impact, et nous appliquons éventuellement le modèle RIVIÈRE à cette zone. Ce chapitre se termine par la synthèse des résultats pour définir et discuter la zone à risque.

8.2 Description du tronçon d'étude et de ses écoulements

Un tronçon de la rivière des Outaouais à Notre Dame du Nord, allant du barrage de Première Chute au Lac Témiscamingue a été sélectionné comme site de démonstration de la méthodologie proposée. La présence d'argile le long des rives et la raideurs des pentes des berges locales en font un cas typique d'application.

8.2.1 Description du site

Le barrage de Première Chute est le dernier des barrages coupant le cours de l'Outaouais supérieure avant son embouchure dans le Lac Témiscamingue. La figure 8.1 montre une représentation générale du tronçon étudié et indique la position des sections hydrauliques retenues pour les simulations.

Sept kilomètres environ séparent le barrage de l'entrée nord du lac Témiscamingue, par le cours de l'Outaouais. Peu après sa sortie de l'ouvrage où elle coulait vers l'ouest, la rivière fait un coude et adopte une direction nord puis revient par une courbe régulière en direction sud ouest. À la sortie du barrage, le lit est large et on remarque la présence d'une île composée essentiellement de roc et de débris. Puis, elle rétrécit progressivement et reste de largeur sensiblement constante jusqu'au pont de Notre-Dame du Nord au kilomètre 3,3. Elle s'élargit ensuite vers le lac Témiscamingue qu'elle rejoint à la Pointe Miller.

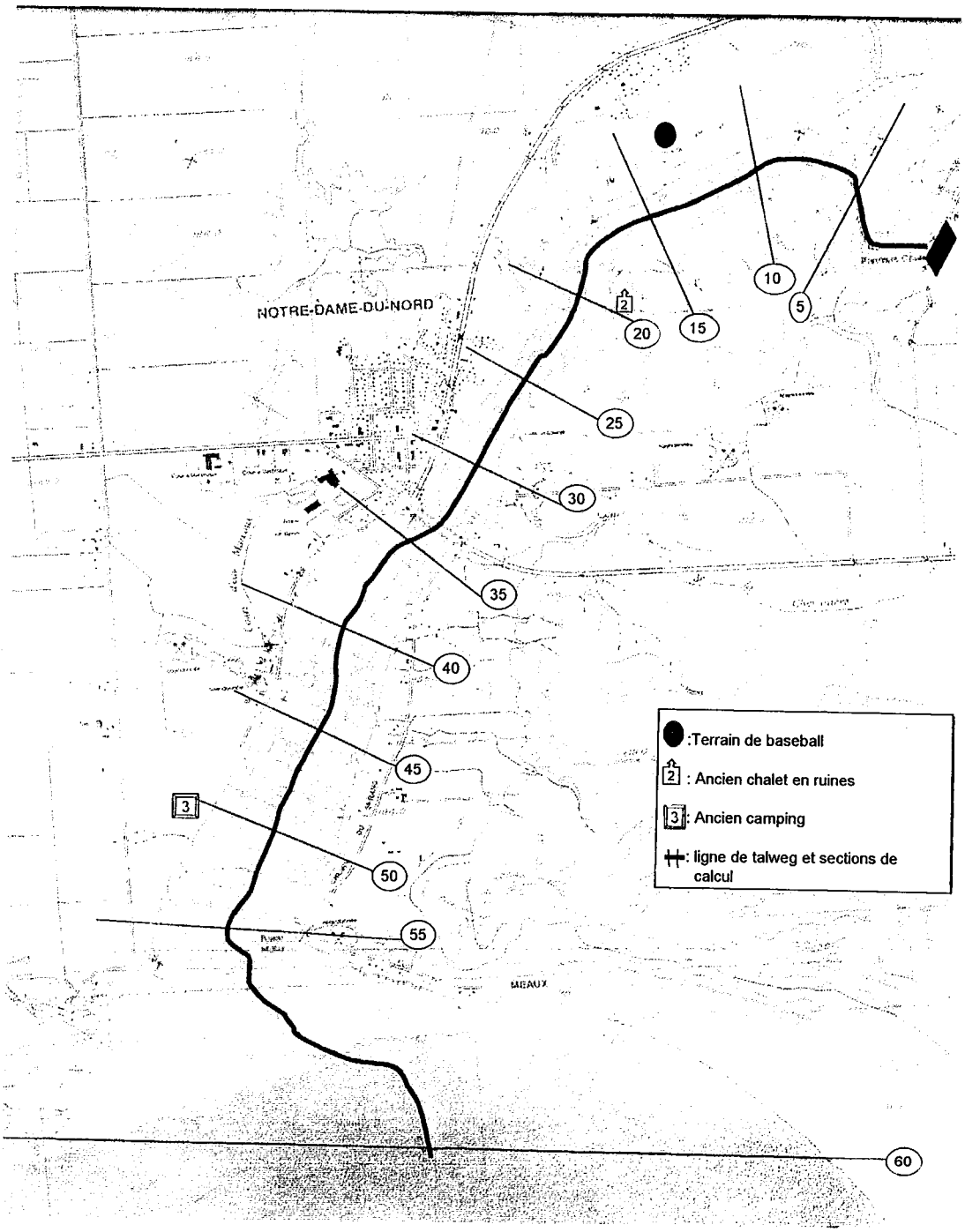


Figure 8.1: Tronçon de la rivière Outaouais à l'étude.

Le rapport intitulé *"Aspects géotechniques le long de la rivière des Quinze entre la centrale de Première Chute et le lac Témiscamingue"* ainsi que ceux de St-Arnaud (1981), Lalonde et Lavoie (1981), Thibault (2000) et Thibault et al. (2002) établissent les données du site de façon détaillée. Une première synthèse de ces données apparaît ci-dessous.

8.2.2 Synthèse des données

8.2.2.1 Géologie

La rivière dans le secteur étudié traverse un dépôt d'argile mis en place après le retrait des glaciers. La majeure partie des rives est donc constituée d'argile avec du sable en surface (0,5 à 1,5 m) à certains endroits. Les forages indiquent la présence d'une couche de sols granulaires de plusieurs mètres d'épaisseur sous l'argile. La hauteur des talus diminue vers l'aval. Certains éléments contrôlent le parcours de la rivière ou limitent l'érosion des berges et des fonds. Ainsi l'augmentation de la largeur de la rivière à l'aval du pont serait causée par la proximité du socle rocheux sous la butée ouest du pont. La déviation de la rivière à 1500 m en amont du pont pourrait s'expliquer par la présence de roc à faible profondeur sous la pointe de sable de la rive gauche.

L'argile observée est varvée et caractérisée par l'alternance de couches foncées (très argileuse) et de couches pâles (plus silteuse). Le tableau 8.1 présente un résumé des

résultats obtenus à la suite d'essais de chantier et de laboratoire relatés dans les rapports consultés.

Tableau 8.1: Résumé des données géotechniques.

Paramètres	**Sable**	**Croûte argileuse**	**Argile intacte**
Teneur en eau (w) (%)	50	35	50
Indice de plasticité (I_P)		25	~25
Indice de liquidité (I_L)		0,65	~0,8
Poids volumique (kN/m^3)	18,5	18,6	17
Résistance au cisaillement (C_u) (KPa)		50	35 en aval du pont 50 en amont du pont
Cohésion effective (c') (KPa)	0	9	9
Angle de frottement effectif (°)	32	32	32

Les faibles valeurs de résistance au cisaillement montrent que l'argile est sensible au remaniement, mais pas suffisamment faible pour produire des coulées. Les teneurs en eau légèrement en dessous des limites de liquidité I_l expliquent l'absence de coulée dans le secteur. Mais l'érosion en pied de talus est évidente sur une grande partie de la rivière. La zone subissant le plus d'érosion se trouve sur la rive gauche entre le rip-rap et l'affleurement rocheux situé à 500 m en aval de la centrale. Dans les rapports consultés, la cause de l'érosion observée est associée à l'action du courant et, vers le lac, à l'action des vagues.

8.2.2.2 Topographie des berges

La hauteur des berges diminue vers l'aval, passant de 25 m, près de la centrale, à 5 m à la tête du Lac Témiscamingue. Les pentes sont de l'ordre de 20 à 25 degrés. Seule la région en rive droite, près de l'ancien camping présente une pente presque verticale (voir Figure 8.1).

Les berges ne descendent pas en pente douce dans la rivière. Il y a souvent une terrasse d'environ 1 m. Après cette terrasse, la berge remonte selon la pente moyenne. Des cassures dans la pente peuvent être observées dans les cas de ruptures rotationnelles antérieures.

Un secteur en rive gauche, près d'un ancien chalet en ruines (km 1,8), présente une certaine particularité. Après la berme, il existe une terrasse d'environ 10 à 20 m, avant que la berge ne remonte.

La profondeur du talweg ainsi que les angles des berges ont été établis selon les valeurs observées, à l'aide de la procédure suivante. La profondeur du talweg de chacune des sections a été déterminée selon une moyenne pondérée des trois points bathymétriques les plus proches selon l'équation suivante:

$$z = \frac{\sum_{1}^{3} z_i (d_i)^3}{\sum_{1}^{3} (d_i)^3} \qquad (8.1)$$

où z_i est la profondeur d'un des points adjacents, d_i est la distance.

Des observations sur la hauteur et l'angle moyen des berges ont été faites en plusieurs sections de la rivière des Outaouais, sur les deux rives. Pour déterminer la hauteur et l'angle moyen des berges d'une section, on a utilisé les observations les plus proches encore. Il n'y a pas eu de tentative d'interpolation.

Le tableau 8.2 montre la hauteur et l'angle de rive des 60 sections après la prise en compte des observations et mesures effectuées. Les sections apparaissent à la figure 8.1. On remarque qu'en général, la rive droite est plus haute que la rive gauche, la rivière ayant traversé un plateau incliné et descendant vers le Sud-est. D'autre part, les forts angles observés vers le lac en rive droite sont probablement dus à l'action érosive des vagues engendrées par les vents sur le lac.

Tableau 8.2: Hauteurs et angles moyens des sections hydrauliques.

No. Section	Hauteur Rive gauche (H) (m)	(θ) Angle Rive gauche (degré)	Hauteur Rive droite (H) (m)	(θ)Angle Rive droite (degré)
1	25	30	32	25
2	25	30	32	25
3	25	30	32	25
4	25	30	32	25
5	25	30	32	25
6	25	30	32	25
7	25	30	32	25
8	25	30	32	25
9	25	30	32	25
10	25	30	32	25
11	25	30	32	25
12	25	30	32	25
13	25	30	32	25
14	12	22	27	28
15	12	22	27	28
16	12	22	27	28
17	12	22	27	28
18	12	22	27	28
19	12	22	27	28
20	12	22	27	28
21	12	22	27	28
22	21	22	24	22
23	21	22	24	22
24	21	22	24	22
25	21	22	24	22
26	21	22	24	22
27	21	22	24	22
28	2l	22	22	20
29	2l	22	22	20
30	10	20	22	20

Tableau 8.2:Hauteurs et angles moyens pour des sections hydrauliques (suite).

No. Section	Hauteur Rive gauche (H) (m)	(θ) Angle Rive gauche (degré)	Hauteur Rive droite (H) (m)	(θ)Angle Rive droite (degré)
31	10	20	22	20
32	10	20	22	20
33	10	20	22	20
34	10	20	13	27
35	10	20	13	27
36	10	20	13	27
37	10	20	13	27
38	10	20	13	27
39	10	20	13	27
40	10	20	13	27
41	10	20	13	27
42	10	20	13	27
43	10	20	13	27
44	10	20	13	27
45	10	20	13	27
46	10	20	5	80
47	10	20	5	80
48	10	20	5	80
49	10	20	5	80
50	10	20	5	80
51	10	20	5	80
52	10	20	5	80
53	10	20	5	80
54	10	20	5	80
55	10	20	5	80
56	10	20	5	80
57	10	20	5	80
58	10	20	5	80
59	10	20	5	80
60	10	20	5	80

8.2.2.3 Végétation

Les berges sont en général recouvertes de végétation. Thibault (2002) a résumé les types de végétation du site étudié et ce après l'avoir divisé en dix-sept secteurs géotechniques. À certains endroits, les troncs tordus indiquent clairement l'existence de glissements de terrain dans le secteur. La berge en rive droite près de la tête du lac, vers l'ancien camping est dénudée. L'argile est exposée directement aux vagues et au courant dans la rivière.

8.2.2.4 Activité antérieure des glissements de terrain

Lors de la visite à la mairie de Notre-Dame-du-Nord, durant la campagne de mesures, il a été possible de prendre connaissance de plusieurs documents relatant différents épisodes de glissements de terrain au cours des vingt-cinq dernières années. Des discussions avec des gens de la région de Notre-Dame-du-Nord ont permis d'en connaître certains détails. C'est ainsi qu'il a été possible d'apprendre que le terrain de stationnement du bureau de poste avait été emporté par un glissement de terrain il y a quelques années.

Des preuves manifestes existent sur l'activité antérieure des berges et les glissements de terrain. Lors de la campagne de mesures, il était visible que des arbres avaient glissé jusque dans la rivière.

Près du terrain de baseball de la communauté autochtone, une bande dénudée de la berge montrait clairement un autre glissement de terrain. Sur la rive droite, après le pont enjambant la rivière des Outaouais, une partie de la route longeant la rivière a dû être refaite quelques temps avant la campagne de mesures suite à un glissement de terrain récent.

Plus récemment, au printemps 2001, un glissement de terrain, documenté dans Thibault et al., (2002), s'est produit près du chemin du Lac à environ 3 km après le pont sur la rive droite (en descendant la rivière). De son étude, Thibault et al. (2002) suggèrent une valeur de $\alpha = 5{,}5$ nécessaire pour le module REDISSED (voir chapitre 5).

8.2.3 Conditions hydrauliques normales au site

La centrale de Première Chute peut turbiner jusqu'à 630 m^3/s et la capacité maximale de l'évacuateur est de 3033 m^3/s. Le débit maximal total au site ne devrait donc pratiquement jamais excéder 3663 m^3/s.

Le bief aval de Première Chute est influencé par l'élévation du Lac Témiscamingue (maximum normal autour de 179 m) et varie en fonction du débit de la rivière et de la gestion du lac. Le tableau 8.3 montre un résumé des conditions hydrauliques engendrées en turbinage normal (630 m^3/s) le long du bief, lorsque le lac est à l'élévation de 178,90 m. Cette élévation est courante compte tenu de la gestion du lac.

Tableau 8.3: Conditions hydrauliques en turbinage normal.

Section n°.	Distance (Km)	Niveau (m)	Vitesse (m/s)
1	0,100	179,54	0,58
2	0,200	179,54	0,30
3	0,300	179,54	0,26
4	0,400	179,54	0,30
5	0,500	179,54	0,26
6	0,600	179,53	0,38
7	0,700	179,52	0,49
8	0,800	179,52	0,45
9	0,900	179,51	0,52
10	1,000	179,51	0,55
11	1,100	179,50	0,61
12	1,200	179,49	0,62
13	1,300	179,48	0,62
14	1,400	179,48	0,56
15	1,500	179,47	0,77
16	1,600	179,46	0,60
17	1,700	179,45	0,53
18	1,800	179,45	0,57
19	1,900	179,44	0,64
20	2,000	179,43	0,59
21	2,100	179,42	0,66
22	2,200	179,41	0,86
23	2,300	179,38	0,90
24	2,400	179,36	0,91
25	2,500	179,33	0,86
26	2,600	179,29	1,04
27	2,700	179,26	0,97
28	2,800	179,22	0,97
29	2,900	179,19	0,85
30	3,000	179,17	0,83

Tableau 8.3: Conditions hydrauliques en turbinage normal (suite)

Section n°.	Distance (Km)	Niveau (m)	Vitesse (m/s)
31	3,100	179,14	0,80
32	3,200	179,12	1,05
33	3,300	179,08	1,12
34	3,400	179,04	0,90
35	3,500	179,02	0,65
36	3,600	179,01	0,63
37	3,700	179,00	0,48
38	3,800	178,99	0,46
39	3,900	178,98	0,47
40	4,000	178,98	0,47
41	4,100	178,97	0,47
42	4,200	178,96	0,45
43	4,300	178,96	0,51
44	4,400	178,95	0,51
45	4,500	178,94	0,46
46	4,600	178,94	0,46
47	4,700	178,93	0,44
48	4,800	178,92	0,41
49	4,900	178,92	0,40
50	5,000	178,91	0,36
51	5,100	178,91	0,35
52	5,200	178,91	0,25
53	5,300	178,91	0,26
54	5,400	178,91	0,26
55	5,500	178,91	0,27
56	5,640	178,90	0,22
57	5,740	178,90	0,17
58	5,850	178,90	0,12
59	6,140	178,90	0,07
60	6,306	178,90	0,06

8.2.4 Conditions d'écoulement en cas de rupture

La rupture des ouvrages locaux ou de ceux situés plus en amont sur le cours de l'Outaouais ferait grandement augmenter les vitesses, les niveaux et les contraintes dans le bief. Le scénario retenu comme significatif pour en évaluer l'impact détaillé sur le territoire riverain correspondant à la rupture par temps sec de l'évacuateur en béton et de la digue en terre à Rapide des Quinze engendrant la rupture de l'évacuateur et des digues à Rapide des Iles et la rupture du barrage de Première Chute; la figure 8.2 montre son hydrogramme de rupture au barrage de Première Chute qui constitue la condition limite amont. L'annexe I présente les conditions initiales et aux limites.

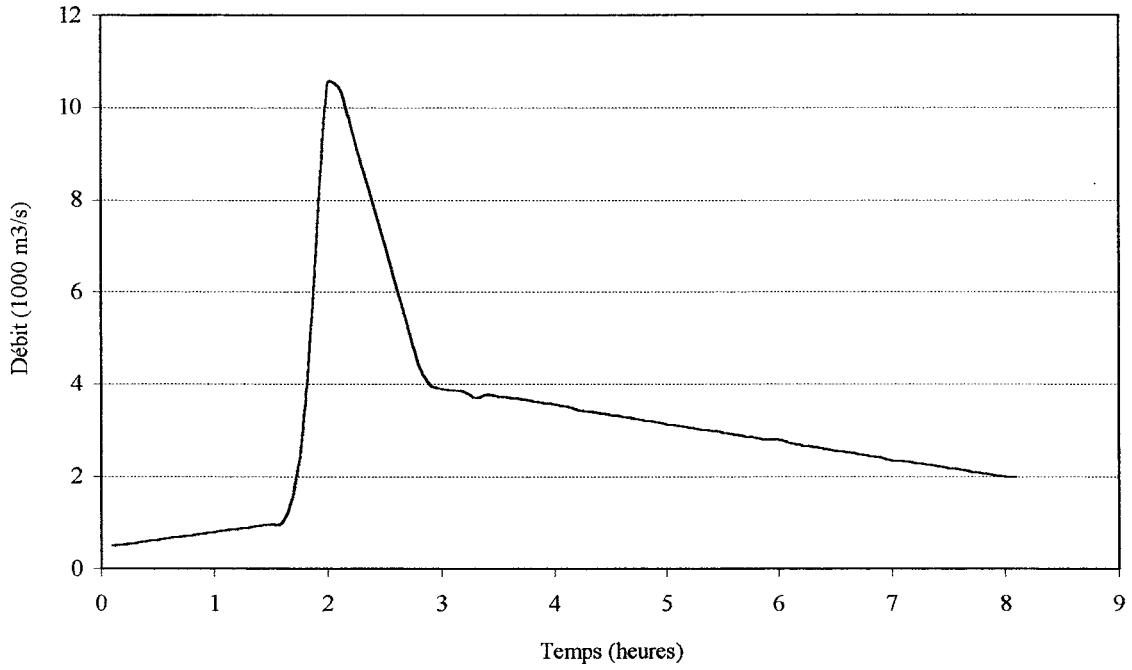


Figure 8.2: Scénario retenu: hydrogramme de rupture à Première Chute.

8.3 Diagnostic préliminaire du tronçon à l'étude

Les caractéristiques géométriques, bathymétriques et géotechniques du tronçon étant connues, une évaluation de la stabilité de ses rives est effectuée sur la base des facteurs de sécurité. La première partie se fait en conditions naturelles d'écoulement. La deuxième tient compte des sollicitations maximales associées au scénario de rupture.

8.3.1 Analyse du facteur de sécurité FS1 basé sur l'angle des rives

Le critère s'exprime: $$FS1 = tg\ \phi_{cr} / tg\theta \qquad (8.2)$$

dans lequel ϕ_{cr} est l'angle de frottement du matériau sous l'eau et θ est l'angle de la berge observé.

Pour chaque section, les berges droite et gauche sont analysées séparément. Le calcul est fait en choisissant un angle ϕ_{cr} représentatif du matériel en place. Il a été évalué à l'aide des parties de berge où une végétation ancienne est établie et prouve une bonne stabilité à long terme. Parmi les parties de berge répondant à ce critère, les plus raides forment un angle de 32^0 environ par rapport à l'horizontale. C'est cette valeur qui a été retenue en posant: $\phi_{cr} = 32^o$. Le tableau 8.4 donne les valeurs du facteur *FS1* trouvées en rive droite et en rive gauche depuis la centrale. On constate que la stabilité des deux rives est à peu près générale sur tout le tronçon, sauf en aval du pont en rive droite vers l'arrivée au lac.

Tableau 8.4: Critère *FS1*.

SECTION	$\theta_{gauche}(°)$	*FS1* gauche	$\theta_{droite}(°)$	*FS1* droite
1	30	1,08	25	1,34
2	30	1,08	25	1,34
3	30	1,08	25	1,34
4	30	1,08	25	1,34
5	30	1,08	25	1,34
6	30	1,08	25	1,34
7	30	1,08	25	1,34
8	30	1,08	25	1,34
9	30	1,08	25	1,34
10	30	1,08	25	1,34
11	30	1,08	25	1,34
12	30	1,08	25	1,34
13	30	1,08	25	1,34
14	22	1,55	28	1,17
15	22	1,55	28	1,17
16	22	1,55	28	1,17
17	22	1,55	28	1,17
18	22	1,55	28	1,17
19	22	1,55	28	1,17
20	22	1,55	28	1,17
21	22	1,55	28	1,17
22	22	1,55	22	1,55
23	22	1,55	22	1,55
24	22	1,55	22	1,55
25	22	1,55	22	1,55
26	22	1,55	22	1,55
27	22	1,55	22	1,55
28	22	1,55	20	1,72
29	22	1,55	20	1,72
30	20	1,72	20	1,72
31	20	1,72	20	1,72
32	20	1,72	20	1,72
33	20	1,72	20	1,72
34	20	1,72	27	1,22
35	20	1,72	27	1,22
36	20	1,72	27	1,22
37	20	1,72	27	1,22
38	20	1,72	27	1,22

Tableau 8.4: Critère *FS1* (suite).

SECTION	$\theta_{gauche}(°)$	FS1 gauche	$\theta_{droite}(°)$	FS1 droite
39	20	1,72	27	1,22
40	20	1,72	27	1,22
41	20	1,72	27	1,22
42	20	1,72	27	1,22
43	20	1,72	27	1,22
44	20	1,72	27	1,22
45	20	1,72	27	1,22
46	20	1,72	80	0,10
47	20	1,72	80	0,10
48	20	1,72	80	0,10
49	20	1,72	80	0,10
50	20	1,72	80	0,10
51	20	1,72	80	0,10
52	20	1,72	80	0,10
53	20	1,72	80	0,10
54	20	1,72	80	0,10
55	20	1,72	80	0,10
56	20	1,72	80	0,10
57	20	1,72	80	0,10
58	20	1,72	80	0,10
59	20	1,72	80	0,10
60	20	1,72	80	0,10

8.3.2 Analyse du facteur de sécurité FS2 basé sur la hauteur critique de berge.

Le critère s'exprime

$$FS2 = \frac{H_c}{H} \tag{8.3}$$

et H_c est calculé par:

$$H_c = \frac{4C}{\gamma} \frac{sin\theta\ cos\phi_{cr}}{1 - cos(\theta - \phi_{cr})} \tag{8.4}$$

Son application n'a de sens que dans les zones où θ est supérieur à ϕ_{cr} grâce à la cohésion du milieu. Il fait aussi appel à deux nouveaux paramètres soit c la cohésion et γ le poids volumique du sol. Les valeurs de ces deux paramètres sont :

$c = 9$ kPa et $\gamma = 18$ kN/m^3, ($\phi_{cr} = 32°$ toujours).

Le tableau 8.5 montre les résultats de stabilité obtenus pour le tronçon. Vis-à-vis de ce critère, la stabilité des talus serait assurée partout. Mais on diagnostique une instabilité potentielle (FS=1,0) en aval du pont sur la rive droite.

Tableau 8.5: Critère *FS2*.

Section	*H gauche (m)*	*H_c gauche(m)*	*FS2G*	*H droite (m)*	*H_c droite (m)*	*FS2D*
1	25,0	1392,1	55,7	32,0	96,2	3,0
2	25,0	1392,1	55,7	32,0	96,2	3,0
3	25,0	1392,1	55,7	32,0	96,2	3,0
4	25,0	1392,1	55,7	32,0	96,2	3,0
5	25,0	1392,1	55,7	32,0	96,2	3,0
6	25,0	1392,1	55,7	32,0	96,2	3,0
7	25,0	1392,1	55,7	32,0	96,2	3,0
8	25,0	1392,1	55,7	32,0	96,2	3,0
9	25,0	1392,1	55,7	32,0	96,2	3,0
10	25,0	1392,1	55,7	32,0	96,2	3,0
11	25,0	1392,1	55,7	32,0	96,2	3,0
12	25,0	1392,1	55,7	32,0	96,2	3,0
13	25,0	1392,1	55,7	32,0	96,2	3,0
14	12,0	41,8	3,5	27,0	326,9	12,1
15	12,0	41,8	3,5	27,0	326,9	12,1
16	12,0	41,8	3,5	27,0	326,9	12,1
17	12,0	41,8	3,5	27,0	326,9	12,1
18	12,0	41,8	3,5	27,0	326,9	12,1
19	12,0	41,8	3,5	27,0	326,9	12,1
20	12,0	41,8	3,5	27,0	326,9	12,1
21	12,0	41,8	3,5	27,0	326,9	12,1
22	21,0	41,8	2,0	24,0	41,8	1,7

Tableau 8.5: Critère *FS2* (suite).

Section	*H gauche (m)*	*H_c gauche(m)*	*FS2G*	*H droite (m)*	*H_c droite (m)*	*FS2D*
23	21,0	41,8	2,0	24,0	41,8	1,7
24	21,0	41,8	2,0	24,0	41,8	1,7
25	21,0	41,8	2,0	24,0	41,8	1,7
26	21,0	41,8	2,0	24,0	41,8	1,7
27	21,0	41,8	2,0	24,0	41,8	1,7
28	21,0	41,8	2,0	22,0	26,5	1,2
29	21,0	41,8	2,0	22,0	26,5	1,2
30	10,0	26,5	2,7	22,0	26,5	1,2
31	10,0	26,5	2,7	22,0	26,5	1,2
32	10,0	26,5	2,7	22,0	26,5	1,2
33	10,0	26,5	2,7	22,0	26,5	1,2
34	10,0	26,5	2,7	13,0	202,4	15,6
35	10,0	26,5	2,7	13,0	202,4	15,6
36	10,0	26,5	2,7	13,0	202,4	15,6
37	10,0	26,5	2,7	13,0	202,4	15,6
38	10,0	26,5	2,7	13,0	202,4	15,6
39	10,0	26,5	2,7	13,0	202,4	15,6
40	10,0	26,5	2,7	13,0	202,4	15,6
41	10,0	26,5	2,7	13,0	202,4	15,6
42	10,0	26,5	2,7	13,0	202,4	15,6
43	10,0	26,5	2,7	13,0	202,4	15,6
44	10,0	26,5	2,7	13,0	202,4	15,6
45	10,0	26,5	2,7	13,0	202,4	15,6
46	10,0	26,5	2,7	5,0	5,0	1,0
47	10,0	26,5	2,7	5,0	5,0	1,0
48	10,0	26,5	2,7	5,0	5,0	1,0
49	10,0	26,5	2,7	5,0	5,0	1,0
50	10,0	26,5	2,7	5,0	5,0	1,0
51	10,0	26,5	2,7	5,0	5,0	1,0
52	10,0	26,5	2,7	5,0	5,0	1,0
53	10,0	26,5	2,7	5,0	5,0	1,0
54	10,0	26,5	2,7	5,0	5,0	1,0
55	10,0	26,5	2,7	5,0	5,0	1,0
56	10,0	26,5	2,7	5,0	5,0	1,0
57	10,0	26,5	2,7	5,0	5,0	1,0
58	10,0	26,5	2,7	5,0	5,0	1,0
59	10,0	26,5	2,7	5,0	5,0	1,0
60	10,0	26,5	2,7	5,0	5,0	1,0

8.3.3 Analyse du facteur de sécurité FS3 relatif à la vitesse critique en cas de rupture

Le critère s'exprime : $$FS3 = \frac{V_{cr}}{V_{\max}} \tag{8.5}$$

dans lequel V_{cr} est la vitesse d'écoulement admissible sans érosion sur le matériel de rive et V_{max} est la vitesse maximale calculée dans chaque section pendant l'écoulement de rupture.

La vitesse critique a été déterminée à l'aide de la méthode du USBR (Simon, 1981). La valeur de V_{cr} est calculée par

$$V_{cr} = G\, h^{0.2} \tag{8.6}$$

où G est un coefficient d'érodibilité choisi selon les données locales à 3,0 et h la profondeur normale d'écoulement exprimée en pieds. La vitesse V_{cr} est alors déterminée en pi/sec. Les profondeurs sont de l'ordre de 8 à 10 m et amènent la vitesse critique à environ V_{crit} = 1,8 m/s.

Le calcul est effectué séparément pour chaque berge puisque le matériel et la vitesse d'écoulement pourraient être différents d'une berge à l'autre. En approche uni-dimensionnelle, une vitesse unique est calculée pour chaque section, à chaque instant. Elle est modifiée pour tenir compte de l'effet de la courbure sur chaque berge.

Le tableau 8.6 donne les résultats correspondant à l'application de ce critère. On y retrouve pour chaque section, en plus des facteurs de sécurité FS3 pour les deux rives, la vitesse en rive gauche et la vitesse en rive droite, toutes deux calculées selon les équations (6.7) et (6.8), rappelées ci-après:

$$V_{\text{int}} = V\, R_{moy} / R_{\text{int}} \tag{6.7}$$

$$V_{ext} = V\, R_{moy} / R_{ext} \tag{6.8}$$

Puisque le calcul est basé sur la vitesse maximale obtenue après la rupture à un moment donné, il faut interpréter ces résultats comme signalant des instabilités, ne serait-ce que pendant quelques minutes. Ainsi, la totalité de la rive gauche paraît être instable en aval de l'île et jusqu'à 400 m en amont de l'embouchure. La rive droite reste assez stable en amont jusqu'à la sortie de la première courbe mais pourrait être instable plus en aval jusqu'à quelques centaines de mètres du lac.

Tableau 8.6: Critère *FS3*.

Section	Vitesse V_G Rive gauche (m/s)	$FS3_G$ Rive gauche	Vitesse V_D Rive droite (m/s)	$FS3_D$ Rive droite
1	4,6	0,4	0,3	4,6
2	1,1	1,6	6,2	0,2
3	1,6	1,1	1,6	1,1
4	6,2	0,3	1,0	1,9
5	6,9	0,3	0,9	2,0
6	12,9	0,1	1,2	1,4
7	5,3	0,3	1,8	1,0
8	3,4	0,5	1,7	1,0
9	5,5	0,3	1,8	1,0
10	4,4	0,4	2,3	0,8
11	3,5	0,5	2,9	0,5
12	3,2	0,6	3,2	0,6
13	3,2	0,6	3,2	0,6
14	3,0	0,6	3,0	0,6
15	4,2	0,4	4,1	0,4
16	3,8	0,4	3,0	0,6
17	3,9	0,4	2,1	0,8
18	5,6	0,3	2,1	0,9
19	4,3	0,4	2,6	0,7
20	3,4	0,5	2,6	0,5
21	4,3	0,4	2,9	0,4
22	4,4	0,4	3,3	0,4
23	3,9	0,4	3,9	0,4
24	3,9	0,4	3,9	0,4
25	4,7	0,3	3,7	0,4
26	4,3	0,4	4,2	0,4
27	4,4	0,4	4,4	0,4
28	5,2	0,3	3,6	0,5
29	3,8	0,4	3,8	0,4
30	3,8	0,4	3,8	0,4

Tableau 8.6: Critère *FS3* (suite).

Section	Vitesse V_G Rive gauche (m/s)	$FS3_G$ Rive gauche	Vitesse V_D Rive droite (m/s)	$FS3_D$ Rive droite
31	3,6	0,5	3,6	0,5
32	5,2	0,3	5,1	0,3
33	7,6	0,2	4,4	0,4
34	6,4	0,2	3,2	0,6
35	4,7	0,3	2,8	0,7
36	5,5	0,3	2,4	0,8
37	5,0	0,3	1,8	1,0
38	2,6	0,7	2,6	0,7
39	2,7	0,7	2,7	0,7
40	5,7	0,3	1,7	1,0
41	4,7	0,3	1,9	1,0
42	2,4	0,7	2,4	0,7
43	4,9	0,3	2,2	0,8
44	5,3	0,3	2,1	0,8
45	3,1	0,6	3,1	0,6
46	3,1	0,6	3,1	0,6
47	3,2	0,6	3,1	0,6
48	3,1	0,6	3,1	0,6
49	3,2	0,6	3,1	0,6
50	3,1	0,6	3,0	0,6
51	3,1	0,6	3,1	0,6
52	2,6	0,7	2,6	0,7
53	5,5	0,3	1,8	0,3
54	2,9	0,6	2,9	0,6
55	3,1	0,6	3,1	0,6
56	2, 7	0,7	2,7	0,7
57	7,0	0,2	1,2	0,2
58	1,5	1,1	1,5	1,1
59	0,9	2,0	0,9	2,0
60	0,8	2,1	0,8	2,1

8.3.4 Analyse du facteur de sécurité FS4 basé sur le cisaillement

Le critère s'exprime: $$FS4 = \tau_{cr} / \tau_{max} \quad (8.7)$$

dans lequel:

- τ_{cr} est la contrainte maximale de cisaillement que peut supporter la rive sans érosion,
- τ_{max} est la contrainte de cisaillement maximale engendrée à la rive par l'écoulement de rupture.

Le tableau 8.7 donne les résultats obtenus pour ce critère. On y retrouve la valeur de la contrainte τ_{cr} dans chaque section et pour chaque rive, établie à partir de l'angle de la berge observée, puis la valeur maximale du cisaillement τ_{max} exercé par l'écoulement sur chaque berge et finalement le facteur de sécurité minimal établi pour chaque rive. Il faut remarquer que la valeur maximale du cisaillement exercé par l'écoulement sur la rive est 75% de celui normalement calculé sur le fond du lit de la rivière. Les résultats indiquent néanmoins une instabilité généralisée des rives sur la totalité de la zone étudiée.

Tableau 8.7: Critère *FS4*.

N° de section	τ_{max} (Pa) Rive gauche	τ_{cr} (Pa) Rive gauche	FS4G Rive gauche	τ_{max} (Pa) Rive droite	τ_{cr}(Pa) Rive droite	FS4D Rive droite
1	115,00	1,33	0,01	158,00	2,41	0,02
2	6,00	1,33	0,22	85,00	2,41	0,03
3	14,00	1,33	0,09	82,00	2,41	0,03
4	5,00	1,33	0,27	75,00	2,41	0,03
5	264,00	1,33	0,01	157,00	2,41	0,02
6	872,00	1,33	0,00	112,00	2,41	0,02
7	148,90	1,33	0,01	61,00	2,41	0,04
8	62,00	1,33	0,02	136,00	2,41	0,02
9	162,00	1,33	0,01	194,00	2,41	0,01
10	103,00	1,33	0,01	162,00	2,41	0,01
11	45,00	1,33	0,03	42,00	2,41	0,06
12	54,00	1,33	0,02	45,00	2,41	0,05
13	56,00	1,33	0,02	216,00	2,41	0,01
14	48,00	2,83	0,06	145,00	1,86	0,01
15	90,00	2,83	0,03	38,00	1,86	0,05
16	71,00	2,83	0,04	32,00	1,86	0,06
17	38,00	2,83	0,07	31,00	1,86	0,06
18	172,00	2,83	0,02	63,00	1,86	0,03
19	103,00	2,83	0,03	66,00	1,86	0,03
20	36,00	2,83	0,08	68,00	1,86	0,03
21	44,00	2,83	0,06	66,00	1,86	0,03
22	61,00	2,83	0,05	70,00	2,83	0,04
23	85,00	2,83	0,03	67,00	2,83	0,04
24	86,00	2,83	0,03	72,00	2,83	0,04
25	125,00	2,83	0,02	45,00	2,83	0,06
26	104,00	2,83	0,03	20,00	2,83	0,14
27	111,00	2,83	0,03	52,00	2,83	0,05
28	158,00	2,83	0,02	74,00	3,06	0,04
29	85,00	2,83	0,03	85,00	3,06	0,04
30	82,00	3,06	0,04	82,00	3,06	0,04

Tableau 8.7: Critère *FS4* (suite).

N° de section	τ_{max} (Pa) Rive gauche	τ_{cr} (Pa) Rive gauche	FS4G Rive gauche	τ_{max} (Pa) Rive droite	τ_{cr}(Pa) Rive droite	FS4D Rive droite
31	75,00	3,06	0,04	75,00	3,06	0,04
32	157,00	3,06	0,02	157,00	3,06	0,02
33	112,00	3,06	0,03	359,00	3,06	0,01
34	62,00	3,06	0,05	258,00	2,06	0,01
35	136,00	3,06	0,02	46,00	2,06	0,04
36	194,00	3,06	0,02	34,00	2,06	0,06
37	162,00	3,06	0,02	19,00	2,06	0,11
38	42,00	3,06	0,07	42,00	2,06	0,05
39	45,00	3,06	0,07	45,00	2,06	0,05
40	216,00	3,06	0,01	18,00	2,06	0,11
41	145,00	3,06	0,02	22,00	2,06	0,09
42	38,00	3,06	0,08	38,00	2,06	0,05
43	32,00	3,06	0,10	163,00	2,06	0,01
44	31,00	3,06	0,10	190,00	2,06	0,01
45	63,00	3,06	0,05	63,00	2,06	0,03
46	66,00	3,06	0,05	66,00	0,00	0,00
47	68,00	3,06	0,04	68,00	0,00	0,00
48	66,00	3,06	0,05	66,00	0,00	0,00
49	70,00	3,06	0,04	70,00	0,00	0,00
50	67,00	3,06	0,05	67,00	0,00	0,00
51	73,00	3,06	0,04	72,00	0,00	0,00
52	45,00	3,06	0,07	45,00	0,00	0,00
53	20,00	3,06	0,15	209,00	0,00	0,00
54	53,00	3,06	0,06	52,00	0,00	0,00
55	70,00	3,06	0,04	51,00	0,00	0,00
56	45,00	3,06	0,07	45,00	0,00	0,00
57	10,00	3,06	0,31	351,00	0,00	0,00
58	16,00	3,06	0,19	15,00	0,00	0,00
59	5,00	3,06	0,61	5,00	0,00	0,00
60	4,00	3,06	0,76	4,00	0,00	0,00

8.3.5 Variation du facteur de sécurité FS4 pendant une rupture

Les résultats montrent que la section 18 en rive gauche (à mi-chemin entre la centrale et le pont) et la section 33 en rive droite (à proximité du pont) sont parmi les plus sollicitées.

Les figures 8.3 et 8.4 montrent les évolutions du critère *FS4* pendant le passage de l'écoulement de rupture. On constate qu'à la section 18, l'instabilité de la rive apparaît dès la première heure du scénario et se maintient durant toute la crue. À la section 33, la section était déjà instable avant la rupture et le demeure continuellement.

8.3.6 Synthèse et diagnostic préliminaire

Les facteurs de sécurité définis précédemment ont pour but de permettre un diagnostic des rives. Pour tous, une valeur inférieure à 1 indique une instabilité potentielle.

L'analyse des conditions normales d'écoulement permet le calcul des facteurs FS1 et FS2. Des valeurs inférieures à l'unité signalent des zones de rive potentiellement instables actuellement. Si c'est FS1 qui est inférieur à 1, l'instabilité est reliée à l'entraînement des particules du sol superficiel des rives dans l'eau. Dans le cas où c'est FS2 qui est inférieur à 1, l'instabilité soulignée est plus celle d'ensemble du talus qui pourrait glisser dans la rivière.

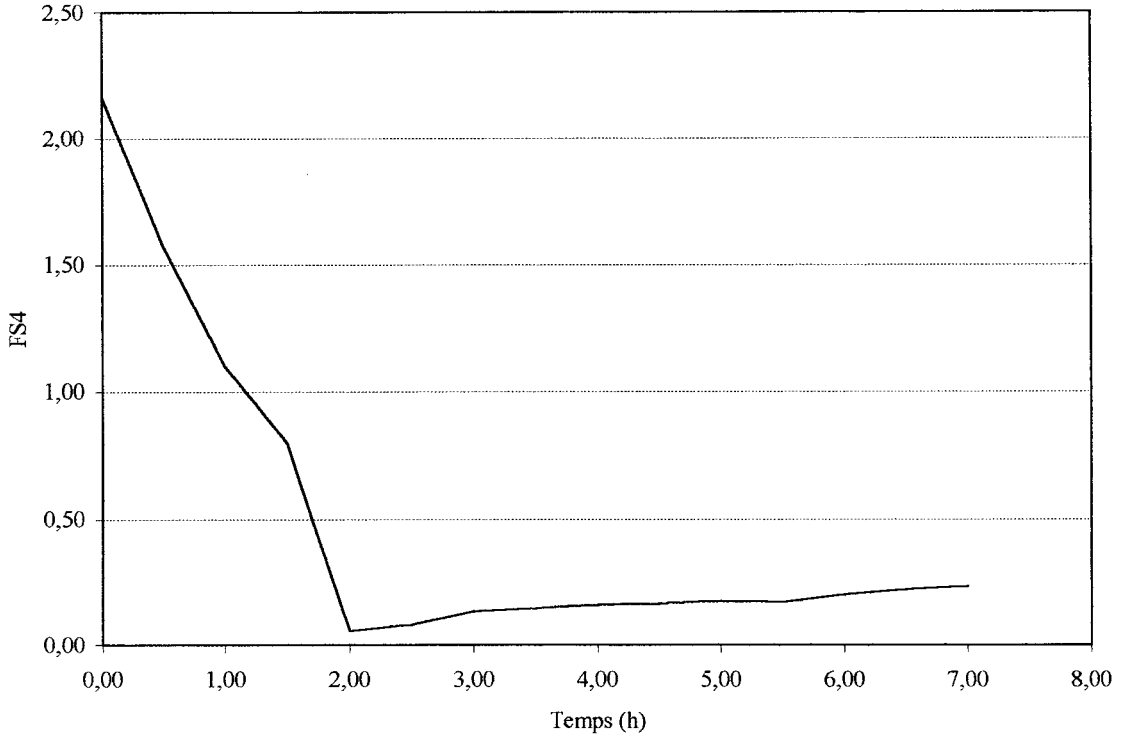


Figure 8.3: Évolution du critère FS4 pendant la rupture en rive gauche de la section 18.

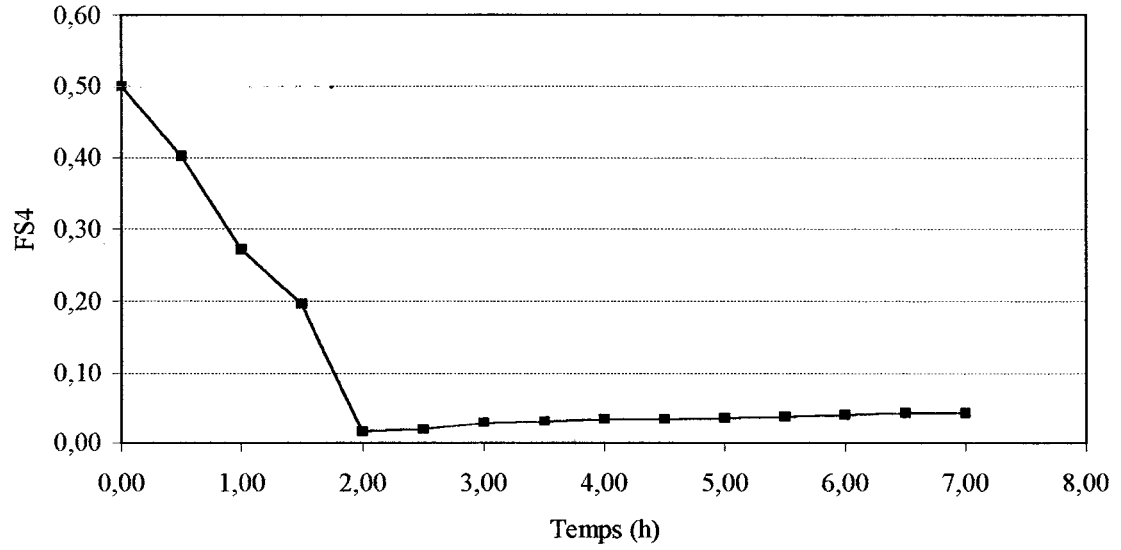


Figure 8.4: Évolution du critère FS4 pendant la rupture en rive droite de la section 33.

De la même façon, les facteurs *FS3* et *FS4* permettent de vérifier le comportement appréhendé des berges pendant le passage des écoulements de rupture. Lorsque ces critères prennent une valeur inférieure à 1, même très temporairement, l'écoulement induit est jugé capable d'éroder la berge correspondante.

Interprétés en terme de stabilité (S) ou d'instabilité (I), les valeurs des facteurs de sécurité calculés ont été regroupées au tableau 8.8. Il apparaît alors qu'en condition naturelle, selon une analyse basée sur FS1 et FS2, la rive gauche est franchement stable alors que la rive droite est stable partout à l'exception des rives 46 à 60 (critère FS1).

En cas de rupture, selon une analyse basée sur FS3 et FS4, la rive gauche devient instable partout sauf à l'approche du lac et la rive droite l'est aussi partout sauf vers la centrale et en aval du pont et à l'approche du lac (critère FS3).

Le diagnostic préliminaire du tronçon en est donc un d'instabilité suffisamment généralisée pour justifier une évaluation détaillée.

Tableau 8.8: Analyse de stabilité combinée.

Section	Rive gauche				Rive droite			
	$FS1_G$	$FS2_G$	$FS3_G$	$FS4_G$	$FS1_D$	$FS2_D$	$FS3_D$	$FS4_D$
1	S	S	I	I	S	S	S	I
2	S	S	S	I	S	S	I	I
3	S	S	S	I	S	S	S	I
4	S	S	I	I	S	S	S	I
5	S	S	I	I	S	S	S	I
6	S	S	I	I	S	S	S	I
7	S	S	I	I	S	S	S	I
8	S	S	I	I	S	S	S	I
9	S	S	I	I	S	S	S	I
10	S	S	I	I	S	S	I	I
11	S	S	I	I	S	S	I	I
12	S	S	I	I	S	S	I	I
13	S	S	I	I	S	S	I	I
14	S	S	I	I	S	S	I	I
15	S	S	I	I	S	S	I	I
16	S	S	I	I	S	S	I	I
17	S	S	I	I	S	S	I	I
18	S	S	I	I	S	S	I	I
19	S	S	I	I	S	S	I	I
20	S	S	I	I	S	S	I	I
21	S	S	I	I	S	S	I	I
22	S	S	I	I	S	S	I	I
23	S	S	I	I	S	S	I	I
24	S	S	I	I	S	S	I	I
25	S	S	I	I	S	S	I	I
26	S	S	I	I	S	S	I	I
27	S	S	I	I	S	S	I	I
28	S	S	I	I	S	S	I	I
29	S	S	I	I	S	S	I	I
30	S	S	I	I	S	S	I	I

Tableau 8.8: Analyse de stabilité combinée (suite).

	Rive gauche				Rive droite			
Section	$FS1_G$	$FS2_G$	$FS3_G$	$FS4_G$	$FS1_D$	$FS2_D$	$FS3_D$	$FS4_D$
31	S	S	I	I	S	S	I	I
32	S	S	I	I	S	S	I	I
33	S	S	I	I	S	S	I	I
34	S	S	I	I	S	S	I	I
35	S	S	I	I	S	S	I	I
36	S	S	I	I	S	S	I	I
37	S	S	I	I	S	S	S	I
38	S	S	I	I	S	S	I	I
39	S	S	I	I	S	S	I	I
40	S	S	I	I	S	S	S	I
41	S	S	I	I	S	S	S	I
42	S	S	I	I	S	S	I	I
43	S	S	I	I	S	S	I	I
44	S	S	I	I	S	S	I	I
45	S	S	I	I	S	S	I	I
46	S	S	I	I	I	S	I	I
47	S	S	I	I	I	S	I	I
48	S	S	I	I	I	S	I	I
49	S	S	I	I	I	S	I	I
50	S	S	I	I	I	S	I	I
51	S	S	I	I	I	S	I	I
52	S	S	I	I	I	S	I	I
53	S	S	I	I	I	S	I	I
54	S	S	I	I	I	S	I	I
55	S	S	I	I	I	S	I	I
56	S	S	I	I	I	S	I	I
57	S	S	I	I	I	S	I	I
58	S	S	S	I	I	S	S	I
59	S	S	S	I	I	S	S	I
60	S	S	S	I	I	S	S	I

8.4 Évolution appréhendée du tronçon à l'étude

8.4.1 Stabilité initiale du tronçon

Les calculs de stabilité préalables des pentes de rive ont été effectués en chaque section en utilisant BISHOP. Connaissant la géométrie et les caractéristiques géotechniques de chaque rive (résumées au Tableau 8.1) ainsi que le rapport de pression interstitielle, r_u=0,45 (Thibault, 2002), le modèle fournit le coefficient de sécurité pour chaque rive. L'annexe E décrit le format du fichier de données nécessaire pour produire une telle analyse avec BISHOP.

Les valeurs des facteurs de sécurité trouvés sont données au tableau 8.9 pour la rive gauche tout d'abord, puis pour la rive droite. Dans les conditions étudiées, on observe que 32 talus en rive gauche et 17 en rive droite dénotent une instabilité (FS<1) mais le terrain est intact. Pour rester en accord avec cette condition initiale, les simulations démarrent en retenant, pour les sections 47 à 60 en rive gauche, une cohésion plus élevée et un r_u plus faible, alors que pour les autres sections, un r_u plus faible seulement.

Tableau 8.9: Facteurs de sécurité initiaux.

Section	*FS* Rive gauche	*FS* Rive droite
1	1,32	0,80
2	1,32	0,80
3	1,32	0,80
4	1,32	0,80
5	0,87	0,80
6	0,87	0,40
7	0,87	0,40
8	0,87	0,40
9	0,72	0,96
10	0,72	0,96
11	0,77	0,96
12	0,77	0,96
13	0,77	0,96
14	0,77	0,96
15	0,77	0,96
16	0,77	0,96
17	0,77	0,96
18	1,00	1,23
19	1,00	1,23
20	1,00	1,10
21	1,00	1,10
22	1,00	1,10
23	1,00	1,10
24	1,00	1,10
25	1,00	1,10
26	1,00	1,10
27	1,00	1,10
28	1,00	1,10
29	1,00	1,31
30	1,00	1,31
31	1,00	1,31

Tableau 8.9: Facteurs de sécurité initiaux (suite).

Section	*FS* Rive gauche	*FS* Rive droite
32	1,00	1,31
33	1,35	1,31
34	1,35	1,31
35	2,20	4,64
36	2,20	4,64
37	2,20	4,78
38	0,88	4,78
39	0,88	4,78
40	0,87	4,78
41	0,87	4,78
42	0,87	4,85
43	1,48	4,78
44	1,48	4,78
45	1,48	4,78
46	1,48	4,78
47	0,172	4,78
48	0,172	4,78
49	0,172	4,78
50	0,172	4,78
51	0,172	4,78
52	0,172	4,78
53	0,172	4,78
54	0,172	4,78
55	0,172	4,78
56	0,172	4,78
57	0,172	4,78
58	0,172	4,78
59	0,172	4,78
60	0,172	4,78

On peut donc en conclure que lorsqu'elles ne sont pas soumises à des conditions d'écoulement exceptionnelles, les rives du tronçon étudié sont, selon la méthode modifiée de BISHOP, relativement stables sans exclure les possibilités d'instabilités locales.

8.4.2 Évaluation de l'instabilité potentielle en cas de rupture par la méthode fond mobile – stabilité de pente (FMSP)

Dans un deuxième temps, l'évolution des berges du tronçon étudié entre Première Chute et le Lac Témiscamingue a été évaluée par la séquence de calcul RIVIÈRE pour le scénario de rupture. Rappelons que pour chaque pas de temps, un premier calcul effectué avec GSTARS 2.1 donne l'évolution des fonds et des rives par érosion – dépôt dans chaque section transversale, puis qu'un deuxième calcul basé sur la méthode modifiée de Bishop établit le cercle de rupture le plus probable des deux berges de chaque section et le facteur de sécurité à la rupture qui lui est associé.

Au terme du calcul, il est donc possible d'établir le recul du haut de talus de chaque rive en combinant, au recul d'érosion, le recul par glissement chaque fois que le facteur de sécurité trouvé est inférieur à 1. Ici encore, plusieurs conditions de calcul ont été retenues, basées sur l'hypothèse de composition du fond.

Pour le premier cas, le fond de la rivière, inconnu, est supposé constitué du même matériau que les rives sur une grande profondeur, les érosions latérale et verticale ne sont pas limitées. Le tableau 8.10 indique, pour chaque rive en tenant compte du facteur de sécurité obtenu, le recul d'érosion et de glissement à court terme et finalement le recul prévisible total à long terme. On constate dans ce cas qu'un recul est observable sur une bonne partie de la rive gauche et de l'ordre de 2 à 10 m. La majorité de la berge en rive droite reste stable à l'exception du tronçon allant du barrage jusqu'à Notre Dame du Nord où un recul de 3 à 6 m est observable.

Tableau 8.10: Reculs prévisibles, cas des érosions latérale et verticale non limitées.

RIVE	EROSIONS VERTICALE ET LATÉRALE NON LIMITÉES		
	Recul dû à la crue (m)	**Recul long terme (m)**	**Recul total (m)**
1G	0,00	0,00	0,00
1D	2,50	1,34	3,84
2G	0,00	0,00	0,00
2D	2,50	1,34	3,84
3G	0,00	0,00	0,00
3D	2,49	1,34	3,83
4G	0,00	0,00	0,00
4D	2,50	1,34	3,84
5G	0,00	0,00	0,00
5D	2,50	1,34	3,84
6G	0,00	0,00	0,00
6D	2,90	1,52	4,42
7G	0,00	0,00	0,00
7D	2,80	1,45	4,25
8G	0,00	0,00	0,00
8D	2,80	1,37	4,17
9G	2,20	2,22	4,42
9D	3,30	1,89	5,19
10G	2,00	2,03	4,03
10D	3,30	2,22	5,52
11G	2,00	2,03	4,03
11D	3,40	2,05	5,45
12G	2,00	2,03	4,03
12D	3,30	1,83	5,13
13G	2,30	1,87	4,17
13D	3,40	2,21	5,61
14G	2,20	2,22	4,42
14D	3,30	2,10	5,40
15G	2,20	2,03	4,23
15D	3,30	1,96	5,26

Tableau 8.10: Reculs prévisibles, cas des érosions latérale et verticale non limitées (suite).

RIVE	EROSIONS VERTICALE ET LATÉRALE NON LIMITÉES		
	Recul dû à la crue (m)	**Recul long terme (m)**	**Recul total (m)**
16G	2,20	1,83	4,03
16D	3,40	2,21	5,61
17G	1,10	2,03	3,13
17D	3,40	1,89	5,29
18G	1,90	2,13	4,03
18D	0,00	0,00	0,00
19G	2,00	2,34	4,34
19D	0,00	0,00	0,00
20G	1,90	1,97	3,87
20D	0,00	0,00	0,00
21G	1,90	1,97	3,87
21D	0,00	0,00	0,00
22G	1,90	1,97	3,87
22D	0,00	0,00	0,00
23G	1,90	1,97	3,87
23D	0,00	0,00	0,00
24G	1,90	2,24	4,14
24D	0,00	0,00	0,00
25G	1,80	2,34	4,14
25D	2,80	2,29	5,09
26G	1,90	2,24	4,14
26D	2,80	2,28	5,08
27G	1,90	1,97	3,87
27D	2,60	2,34	4,94
28G	1,90	1,97	3,87
28D	0,00	0,00	0,00
29G	1,80	2,40	4,20
29D	0,00	0,00	0,00
30G	1,70	2,34	4,04
30D	0,00	0,00	0,00

Tableau 8.10: Reculs prévisibles, cas des érosions latérale et verticale non limitées (suite).

RIVE	EROSIONS VERTICALE ET LATÉRALE NON LIMITÉES		
	Recul dû à la crue (m)	**Recul long terme (m)**	**Recul total (m)**
31G	1,80	2,36	4,16
31D	0,00	0,00	0,00
32G	0,00	0,00	0,00
32D	0,00	0,00	0,00
33G	0,00	0,00	0,00
33D	0,00	0,00	0,00
34G	0,00	0,00	0,00
34D	0,00	0,00	0,00
35G	0,00	0,00	0,00
35D	0,00	0,00	0,00
36G	0,00	0,00	0,00
36D	0,00	0,00	0,00
37G	0,00	0,00	0,00
37D	0,00	0,00	0,00
38G	1,60	1,58	3,18
38D	0,06	0,00	0,06
39G	1,60	1,58	3,18
39D	0,00	0,00	0,00
40G	1,60	1,42	3,02
40D	0,00	0,00	0,00
41G	1,60	1,42	3,02
41D	0,00	0,00	0,00
42G	1,60	1,42	3,02
42D	0,00	0,00	0,00
43G	2,30	1,17	3,47
43D	0,00	0,00	0,00
44G	0,00	0,00	0,00
44D	0,00	0,00	0,00
45G	0,00	0,00	0,00
45D	0,00	0,00	0,00

Tableau 8.10: Reculs prévisibles, cas des érosions latérale et verticale non limitées (suite).

RIVE	EROSIONS VERTICALE ET LATÉRALE NON LIMITÉES		
	Recul dû à la crue (m)	**Recul long terme (m)**	**Recul total (m)**
46G	0,00	0,00	0,00
46D	0,00	0,00	0,00
47G	1,50	1,78	3,28
47D	0,00	0,00	0,00
48G	5,50	1,16	6,66
48D	0,00	0,00	0,00
49G	5,40	4,28	9,68
49D	0,00	0,33	0,33
50G	5,40	1,34	6,74
50D	0,00	0,25	0,25
51G	1,50	1,78	3,28
51D	0,00	0,00	0,00
52G	1,50	1,78	3,28
52D	0,00	0,00	0,00
53G	1,50	2,26	3,76
53D	0,00	0,00	0,00
54G	1,50	2,08	3,58
54D	0,00	0,00	0,00
55G	1,50	2,36	3,86
55D	0,00	0,00	0,00
56G	1,50	2,08	3,58
56D	0,37	0,00	0,37
57G	1,50	2,35	3,85
57D	0,00	0,00	0,00
58G	1,50	0,78	2,28
58D	0,00	0,00	0,00
59G	1,50	0,78	2,28
59D	0,00	0,00	0,00
60G	1,50	0,78	2,28
60D	0,00	0,00	0,00

Le deuxième cas est comparable, mais l'érosion latérale est limitée alors que la verticale ne l'est pas. Les résultats montrés au tableau 8.11 sont comparables au cas précédent avec la disparition des instabilités dans la partie centrale du tronçon et l'apparition d'instabilités importantes (recul de l'ordre de 14 m) en rive droite après le pont (section 37) et de 18 m en aval du pont juste au début de Notre-Dame du Nord (section21).

Tableau 8.11: Reculs prévisibles, érosion latérale limitée.

RIVE	EROSION LATÉRALE LIMITÉE		
	Recul dû à la crue (m)	**Recul long terme (m)**	**Recul total (m)**
1G	0,00	0,00	0,00
1D	2,50	1,34	3,84
2G	0,00	0,00	0,00
2D	2,50	0,00	2,50
3G	0,00	0,00	0,00
3D	2,49	1,34	3,83
4G	0,00	0,00	0,00
4D	2,50	1,34	3,84
5G	0,00	0,00	0,00
5D	2,50	1,31	3,81
6G	0,00	0,00	0,00
6D	2,90	1,52	4,42
7G	0,00	0,00	0,00
7D	2,80	1,38	4,18
8G	0,00	0,00	0,00
8D	2,80	1,38	4,18
9G	2,20	2,22	4,42
9D	3,30	1,89	5,19
10G	2,30	2,35	4,65
10D	3,30	1,89	5,19
11G	2,00	2,03	4,03
11D	3,40	1,89	5,29
12G	2,30	2,35	4,65
12D	3,30	1,89	5,19
13G	2,30	2,35	4,65
13D	3,40	1,89	5,29
14G	2,20	2,22	4,42
14D	3,30	1,88	5,18
15G	2,20	2,22	4,42
15D	3,30	1,88	5,18

Tableau 8.11: Reculs prévisibles, érosion latérale limitée (suite).

RIVE	EROSION LATÉRALE LIMITÉE		
	Recul dû à la crue (m)	**Recul long terme (m)**	**Recul total (m)**
16G	2,20	1,87	4,07
16D	3,40	1,88	5,28
17G	1,10	2,03	3,13
17D	3,40	1,88	5,28
18G	0,00	0,00	0,00
18D	0,00	0,00	0,00
19G	0,00	0,00	0,00
19D	0,00	0,00	0,00
20G	1,90	8,96	10,86
20D	0,00	0,00	0,00
21G	14,90	2,97	17,87
21D	0,00	0,00	0,00
22G	1,90	1,97	3,87
22D	0,00	0,00	0,00
23G	1,90	1,97	3,87
23D	0,00	0,00	0,00
24G	1,90	2,24	4,14
24D	0,00	0,00	0,00
25G	1,90	2,24	4,14
25D	0,00	0,00	0,00
26G	1,90	2,24	4,14
26D	0,00	0,00	0,00
27G	1,90	1,97	3,87
27D	0,00	0,00	0,00
28G	1,90	1,97	3,87
28D	0,00	0,00	0,00
29G	0,00	0,00	0,00
29D	0,00	0,00	0,00
30G	0,00	0,00	0,00
30D	0,00	0,00	0,00

Tableau 8.11: Reculs prévisibles, érosion latérale limitée (suite).

RIVE	EROSION LATÉRALE LIMITÉE		
	Recul dû à la crue (m)	**Recul long terme (m)**	**Recul total (m)**
31G	0,00	0,00	0,00
31D	0,00	0,00	0,00
32G	0,00	0,00	0,00
32D	0,00	0,00	0,00
33G	0,00	0,00	0,00
33D	0,00	0,00	0,00
34G	0,00	0,00	0,00
34D	0,00	0,00	0,00
35G	0,00	0,00	0,00
35D	0,00	0,00	0,00
36G	0,00	0,00	0,00
36D	0,00	0,00	0,00
37G	0,00	0,00	0,00
37D	12,40	1,58	13,98
38G	1,60	1,58	3,18
38D	0,00	0,00	0,00
39G	1,60	1,58	3,18
39D	0,00	0,00	0,00
40G	1,60	1,42	3,02
40D	0,00	0,00	0,00
41G	1,60	1,42	3,02
41D	0,00	0,00	0,00
42G	1,60	1,42	3,02
42D	0,00	0,00	0,00
43G	0,00	0,00	0,00
43D	0,00	0,00	0,00
44G	0,00	0,00	0,00
44D	0,00	0,00	0,00
45G	0,00	0,00	0,00
45D	0,00	0,00	0,00

Tableau 8.11: Reculs prévisibles, érosion latérale limitée (suite).

RIVE	EROSION LATÉRALE LIMITÉE		
	Recul dû à la crue (m)	**Recul long terme (m)**	**Recul total (m)**
46G	0,00	0,00	0,00
46D	0,00	0,00	0,00
47G	1,50	1,98	3,48
47D	0,00	0,00	0,00
48G	1,50	1,98	3,48
48D	0,00	0,00	0,00
49G	1,50	2,08	3,58
49D	0,00	0,00	0,00
50G	1,50	2,08	3,58
50D	0,00	0,00	0,00
51G	1,50	2,08	3,58
51D	0,00	0,00	0,00
52G	1,50	1,98	3,48
52D	0,00	0,00	0,00
53G	1,50	2,08	3,58
53D	0,00	0,00	0,00
54G	1,50	2,08	3,58
54D	0,00	0,00	0,00
55G	1,50	2,08	3,58
55D	0,00	0,00	0,00
56G	1,50	2,08	3,58
56D	0,37	0,00	0,37
57G	1,50	2,35	3,85
57D	0,00	0,00	0,00
58G	1,50	0,78	2,28
58D	0,00	0,00	0,00
59G	1,50	0,78	2,28
59D	0,00	0,00	0,00
60G	1,50	0,78	2,28
60D	0,00	0,00	0,00

Enfin, les calculs du premier cas ont été repris en considérant que le fond rocheux pouvait se situer à 0,60 m en dessous du fond de la rivière et forcer alors l'érosion à se propager transversalement. Le tableau 8.12 montre les reculs prédits qui sont du même ordre de grandeur qu'en fond mobile, à l'exception de la partie aval où des reculs importants de l'ordre de 12 à 30 m apparaissent vers le lac en rive droite (sections 51, 52, 56) alors que les reculs prononcés dans le premier cas (section 49 par exemple) le sont moins.

Tableau 8.12: Reculs prévisibles, érosion verticale limitée à 60 cm.

RIVE	EROSION VERTICALE LIMITÉE À 60CM		
	Recul dû à la crue (m)	**Recul long terme (m)**	**Recul total (m)**
1G	0,00	0,00	0,00
1D	2,50	1,42	3,92
2G	0,00	0,00	0,00
2D	2,50	1,41	3,91
3G	0,00	0,00	0,00
3D	2,49	1,42	3,91
4G	0,00	0,00	0,00
4D	2,50	1,42	3,92
5G	0,00	0,00	0,00
5D	2,50	1,42	3,92
6G	0,00	0,00	0,00
6D	2,90	1,49	4,39
7G	0,00	0,00	0,00
7D	2,80	1,31	4,11
8G	0,00	0,00	0,00
8D	2,80	1,34	4,14
9G	2,20	2,12	4,32
9D	3,30	1,89	5,20
10G	2,30	2,15	4,45
10D	3,30	2,20	5,50
11G	2,00	2,03	4,03
11D	3,40	2,39	5,79
12G	2,30	2,64	4,94
12D	3,30	2,39	5,69
13G	2,30	2,13	4,43
13D	3,40	2,15	5,55
14G	2,20	2,12	4,32
14D	3,30	2,15	5,45
15G	2,20	1,88	4,08
15D	3,30	2,38	5,68

Tableau 8.12: Reculs prévisibles, érosion verticale limitée à 60 cm (suite).

RIVE	EROSION VERTICALE LIMITÉE À 60CM		
	Recul dû à la crue (m)	**Recul long terme (m)**	**Recul total (m)**
16G	2,20	2,11	4,31
16D	3,40	2,15	5,55
17G	1,10	2,03	3,13
17D	3,40	2,15	5,55
18G	1,90	2,46	4,36
18D	0,00	0,00	0,00
19G	2,00	2,45	4,45
19D	0,00	0,00	0,00
20G	1,90	2,34	4,24
20D	0,00	0,00	0,00
21G	1,90	2,34	4,24
21D	0,00	0,00	0,00
22G	1,90	2,34	4,24
22D	0,00	0,00	0,00
23G	1,90	2,35	4,25
23D	0,01	0,00	0,01
24G	1,90	2,35	4,25
24D	0,00	0,00	0,00
25G	1,90	2,35	4,25
25D	2,70	2,43	5,13
26G	1,90	2,35	4,25
26D	2,80	2,39	5,19
27G	1,90	2,35	4,25
27D	2,90	2,32	5,22
28G	1,90	2,35	4,25
28D	2,91	2,35	5,26
29G	0,00	0,93	0,93
29D	0,00	0,00	0,00
30G	1,80	2,50	4,30
30D	0,00	0,00	0,00

Tableau 8.12: Reculs prévisibles, érosion verticale limitée à 60 cm (suite).

RIVE	EROSION VERTICALE LIMITÉE À 60CM		
	Recul dû à la crue (m)	Recul long terme (m)	Recul total (m)
31G	0,00	0,56	0,56
31D	0,00	0,00	0,00
32G	0,00	0,00	0,00
32D	0,00	0,00	0,00
33G	0,00	0,00	0,00
33D	0,00	0,00	0,00
34G	0,00	0,00	0,00
34D	0,00	0,00	0,00
35G	0,00	0,00	0,00
35D	0,04	0,00	0,04
36G	0,00	0,00	0,00
36D	0,02	0,00	0,02
37G	0,00	0,00	0,00
37D	0,00	0,00	0,00
38G	1,60	1,52	3,12
38D	0,06	0,00	0,06
39G	1,60	1,64	3,24
39D	0,02	0,00	0,02
40G	1,60	1,65	3,25
40D	0,03	0,00	0,03
41G	1,60	1,65	3,25
41D	2,67	1,45	4,12
42G	1,60	1,36	2,96
42D	0,00	0,00	0,00
43G	2,20	1,02	3,22
43D	0,00	0,00	0,00
44G	5,70	1,36	7,06
44D	0,00	0,00	0,00
45G	2,20	1,05	3,25
45D	0,00	0,00	0,00

Tableau 8.12: Reculs prévisibles, érosion verticale limitée à 60 cm (suite).

RIVE	EROSION VERTICALE LIMITÉE À 60CM		
	Recul dû à la crue (m)	Recul long terme (m)	Recul total (m)
46G	2,30	1,20	3,50
46D	0,00	0,00	0,00
47G	5,40	0,88	6,28
47D	0,00	0,00	0,00
48G	1,50	1,47	2,97
48D	0,00	0,00	0,00
49G	1,50	1,95	3,45
49D	4,83	0,00	4,83
50G	1,50	1,88	3,38
50D	0,00	0,00	0,00
51G	1,50	1,78	3,28
51D	24,74	4,71	29,46
52G	1,50	2,05	3,55
52D	10,15	1,69	11,84
53G	1,50	1,68	3,18
53D	0,00	0,00	0,00
54G	1,50	1,88	3,38
54D	0,00	0,00	0,00
55G	1,50	2,15	3,65
55D	0,00	0,00	0,00
56G	1,50	2,26	3,76
56D	11,47	1,48	12,95
57G	1,50	2,33	3,83
57D	0,00	0,00	0,00
58G	1,50	2,14	3,64
58D	0,00	0,00	0,00
59G	1,50	2,24	3,74
59D	0,00	0,00	0,00
60G	1,50	2,24	3,74
60D	0,00	0,00	0,00

8.4.3 Évolution type d'un recul de berge durant la crue de rupture

Tous les résultats fournis jusqu'à ce point caractérisent l'état final des rives après le passage de la crue de rupture. Mais les calculs de rupture donnent le détail de l'évolution des écoulements en fonction du temps et permettent d'analyser à différents instants les simulations pour vérifier la stabilité des talus et l'érosion déjà effectuée.

Le calcul a été fait par étape d'un dixième d'heure pour le scénario choisi et la rive gauche de la section 49. La figure 8.5 montre la variation de la profondeur à la section

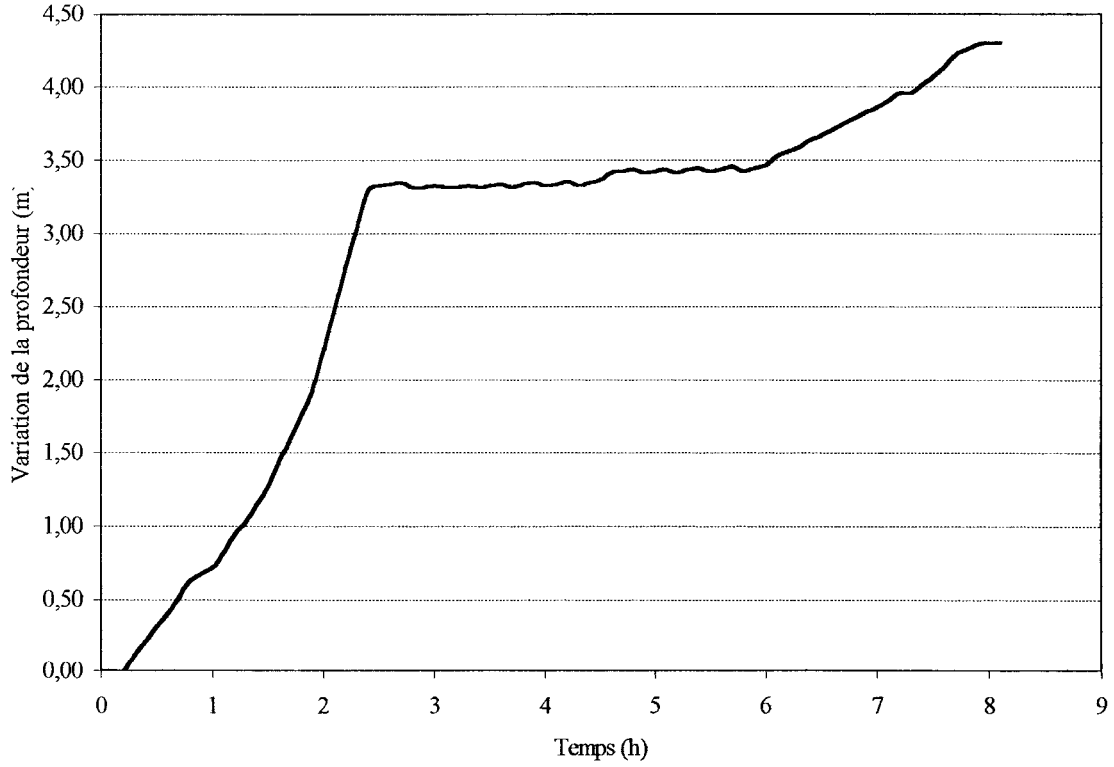


Figure 8.5: Variation de la profondeur à la section 49 lors du passage de la crue de rupture (érosions latérale et verticale non limitées).

49 durant le passage de la crue de rupture. Après huit heures, l'approfondissement moyen du fond de la section atteint une valeur d'environ 4,5 m.

La figure 8.6 montre l'évolution du recul calculé pour le premier scénario (érosions latérale et verticale non limitées) pour la rive gauche de la section 49. Le recul est pratiquement nul tant que le facteur de sécurité est supérieur à 1, puis à 18 minutes, une première rupture se produit causant un recul de 1,5 m et atteint finalement une valeur cumulée de 5,4 m après la seconde rupture au temps 4,5 heures.

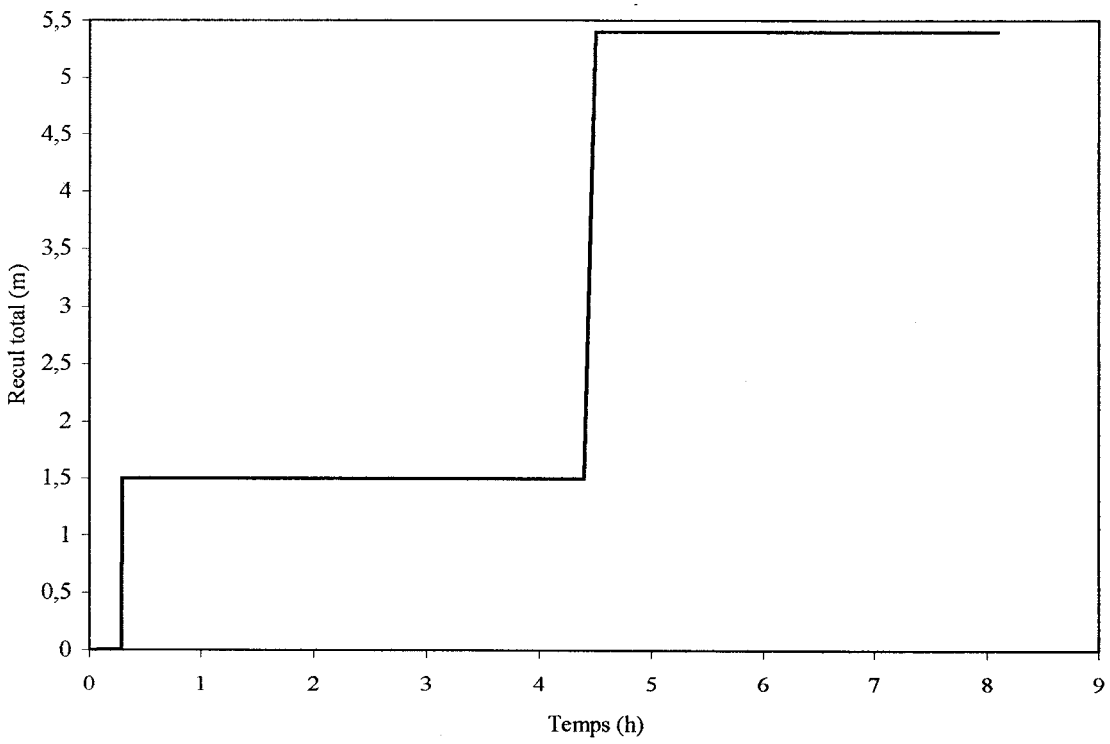


Figure 8.6: Évolution du recul de la rive gauche à la section 49 durant le scénario (érosions latérale et verticale non limitées).

Ces deux ruptures correspondent aux facteurs de sécurité de 0,2 et 0,9 respectivement montrés à la figure 8.7.

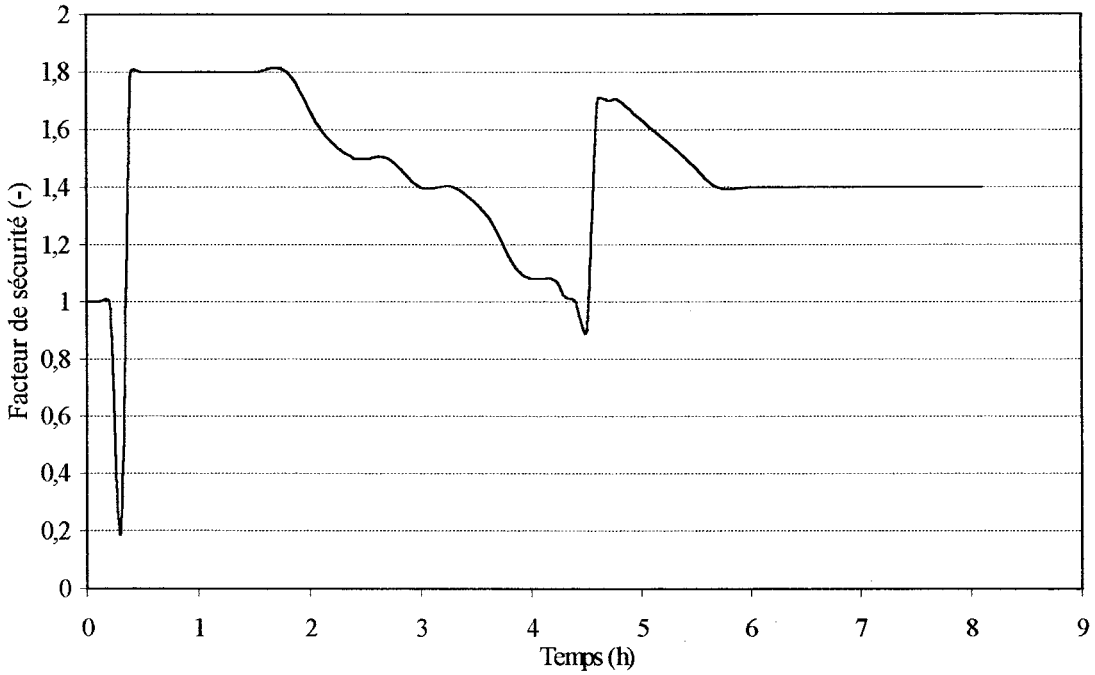


Figure 8.7: Évolution du facteur de sécurité de la rive gauche de la section 49 (érosions latérale et verticale non limitées).

La figure 8.8 permet de comparer l'évolution du facteur de sécurité de la rive gauche de cette section selon les trois hypothèses de travail concernant la limitation des érosions possibles par des couches non érodables. Dans tous les cas, l'instabilité initiale persiste mais c'est la seule instabilité constatée si on retient une hypothèse quelconque de limitation d'érosion.

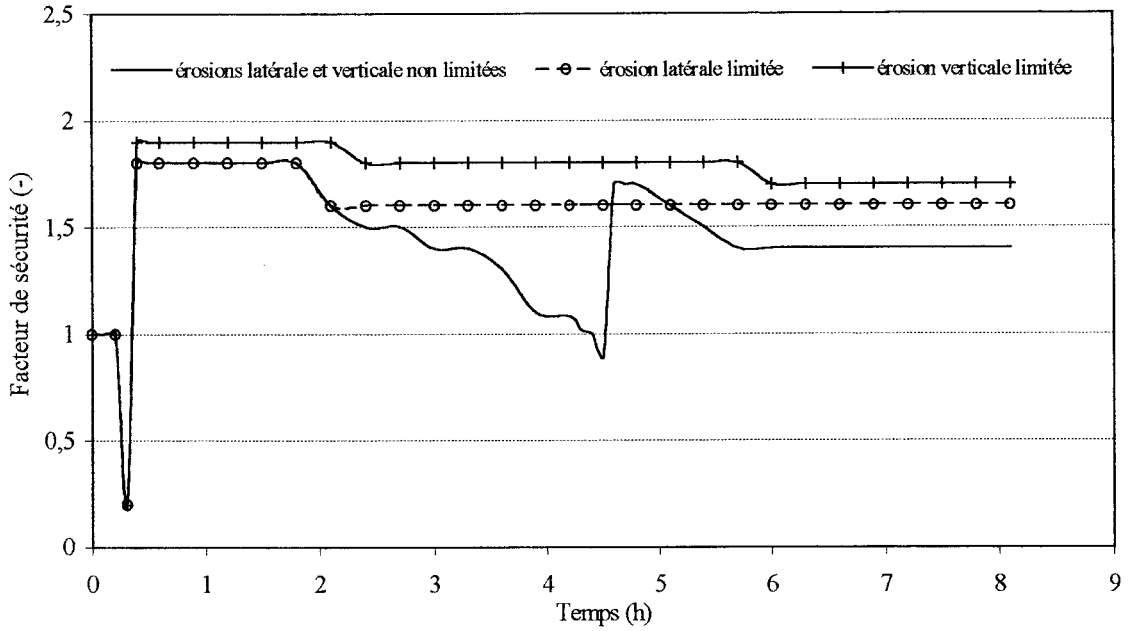


Figure 8.8: Comparaison de l'évolution du facteur de sécurité de la rive gauche de la section 49 pour trois scénarios : érosions non limitées, érosion latérale limitée et érosion verticale limitée.

La même analyse a été reprise pour la rive droite de la section 51 et les 3 scénarios (figure 8.9). Stable au début de la rupture, elle le reste sauf lorsqu'on considère une limitation verticale de l'érosion. Dans ce cas, une rupture de pente est observée après 5 heures.

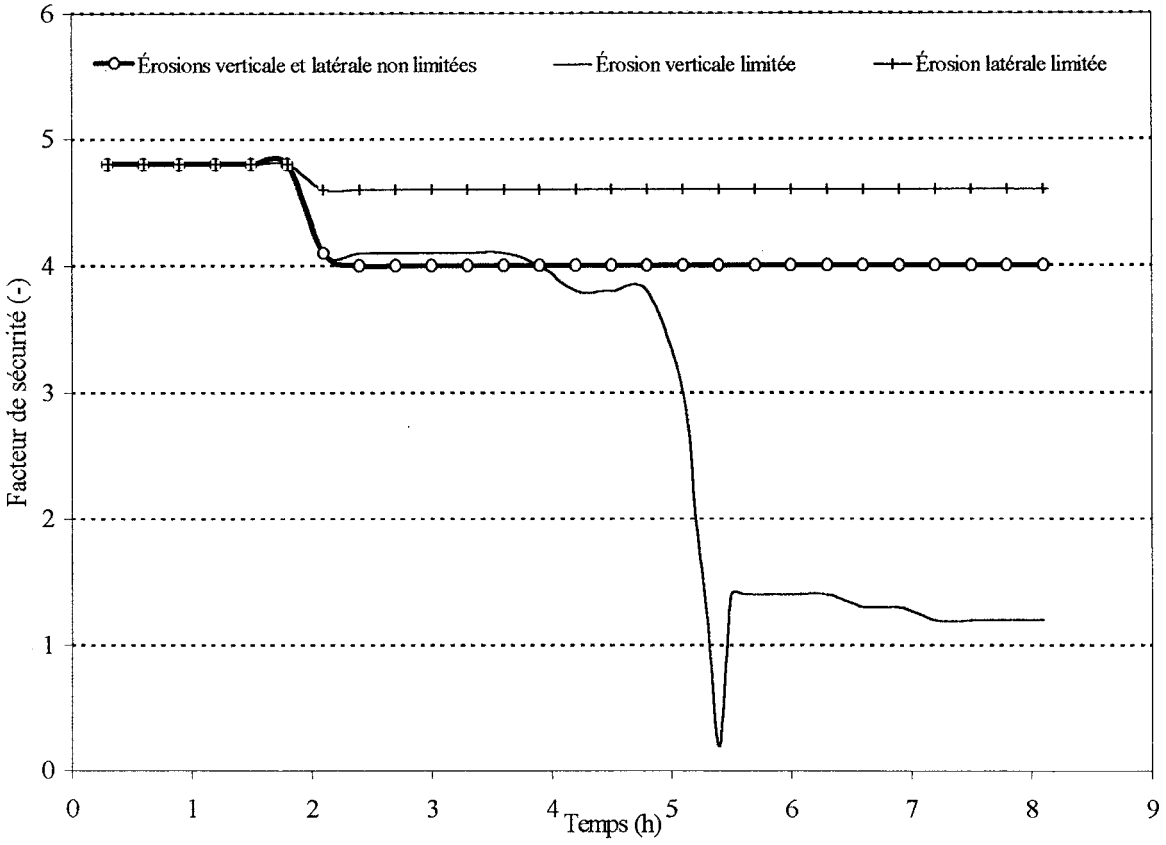


Figure 8.9: Comparaison de l'évolution du facteur de sécurité de la rive droite de la section 51 pour 3 scénarios : érosions non limitées, érosion latérale limitée et érosion verticale limitée.

8.5 Définition de la zone à risque

Plusieurs calculs d'érosion et de stabilité ont donc été effectués sur le tronçon de la rivière des Outaouais à l'étude entre le barrage de Première Chute et le Lac Témiscamingue.

Les premiers portaient sur la caractérisation de la stabilité des berges en conditions normales. Ils montrent que la stabilité actuelle des rives n'est pas globalement critique, mais qu'elle peut le devenir localement si les conditions d'écoulement en favorisaient l'érosion.

Les autres calculs ont tenu compte du scénario de rupture par temps sec de l'évacuateur en béton et de la digue en terre à Rapide des Quinze engendrant la rupture de l'évacuateur et des digues à Rapide des Iles et la rupture du barrage de Première Chute, et prédisent des reculs de rive de plusieurs mètres en de nombreux endroits, quelque soit la méthode employée. Le tableau 8.13 donne un résumé des reculs possibles selon les différentes méthodes et permet la définition de la zone à risque d'instabilité. Celle ci est obtenue en retenant l'enveloppe maximale des reculs prévus, apparaissant dans le tableau 8.13.

Les mêmes résultats ont été mis en graphiques pour faire apparaître sur les figures 8.10 et 8.11 les enveloppes des reculs le long de la rivière.

Tableau 8.13: Synthèse des reculs totaux.

	Érosion verticale limitée			Érosions non limitées			Érosion latérale limitée		
Rive	court terme	long terme	total	court terme	long terme	total	court terme	long terme	total
1G	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2G	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3G	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
4G	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5G	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
6G	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
7G	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
8G	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
9G	2,20	2,12	4,32	2,20	2,22	4,42	2,20	2,22	4,42
10G	2,30	2,15	4,45	2,00	2,03	4,03	2,30	2,35	4,65
11G	2,00	2,03	4,03	2,00	2,03	4,03	2,00	2,03	4,03
12G	2,30	2,64	4,94	2,00	2,03	4,03	2,30	2,35	4,65
13G	2,30	2,13	4,43	2,30	1,87	4,17	2,30	2,35	4,65
14G	2,20	2,12	4,32	2,20	2,22	4,42	2,20	2,22	4,42
15G	2,20	1,88	4,08	2,20	2,03	4,23	2,20	2,22	4,42
16G	2,20	2,11	4,31	2,20	1,83	4,03	2,20	1,87	4,07
17G	1,10	2,03	3,13	1,10	2,03	3,13	1,10	2,03	3,13
18G	1,90	2,46	4,36	1,90	2,13	4,03	0,00	0,00	0,00
19G	2,00	2,45	4,45	2,00	2,34	4,34	0,00	0,00	0,00
20G	1,90	2,34	4,24	1,90	1,97	3,87	1,90	8,96	10,86
21G	1,90	2,34	4,24	1,90	1,97	3,87	14,90	2,97	17,87
22G	1,90	2,34	4,24	1,90	1,97	3,87	1,90	1,97	3,87
23G	1,90	2,35	4,25	1,90	1,97	3,87	1,90	1,97	3,87
24G	1,90	2,35	4,25	1,90	2,24	4,14	1,90	2,24	4,14
25G	1,90	2,35	4,25	1,80	2,34	4,14	1,90	2,24	4,14
26G	1,90	2,35	4,25	1,90	2,24	4,14	1,90	2,24	4,14
27G	1,90	2,35	4,25	1,90	1,97	3,87	1,90	1,97	3,87
28G	1,90	2,35	4,25	1,90	1,97	3,87	1,90	1,97	3,87
29G	0,00	0,93	0,93	1,80	2,40	4,20	0,00	0,00	0,00
30G	1,80	2,50	4,30	1,70	2,34	4,04	0,00	0,00	0,00
31G	0,00	0,56	0,56	1,80	2,36	4,16	0,00	0,00	0,00
32G	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
33G	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
34G	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
35G	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
36G	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tableau 8.13: Synthèse des reculs totaux (suite).

	Érosion verticale limitée			Érosions non limitées			Érosion latérale limitée		
Rive	court terme	long terme	total	court terme	long terme	total	court terme	long terme	total
37G	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
38G	1,60	1,52	3,12	1,60	1,58	3,18	1,60	1,58	3,18
39G	1,60	1,64	3,24	1,60	1,58	3,18	1,60	1,58	3,18
40G	1,60	1,65	3,25	1,60	1,42	3,02	1,60	1,42	3,02
41G	1,60	1,65	3,25	1,60	1,42	3,02	1,60	1,42	3,02
42G	1,60	1,36	2,96	1,60	1,42	3,02	1,60	1,42	3,02
43G	2,20	1,02	3,22	2,30	1,17	3,47	0,00	0,00	0,00
44G	5,70	1,36	7,06	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
45G	2,20	1,05	3,25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
46G	2,30	1,20	3,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
47G	5,40	0,88	6,28	1,50	1,78	3,28	1,50	1,98	3,48
48G	1,50	1,47	2,97	5,50	1,16	6,66	1,50	1,98	3,48
49G	1,50	1,95	3,45	5,40	4,28	9,68	1,50	2,08	3,58
50G	1,50	1,88	3,38	5,40	1,34	6,74	1,50	2,08	3,58
51G	1,50	1,78	3,28	1,50	1,78	3,28	1,50	2,08	3,58
52G	1,50	2,05	3,55	1,50	1,78	3,28	1,50	1,98	3,48
53G	1,50	1,68	3,18	1,50	2,26	3,76	1,50	2,08	3,58
54G	1,50	1,88	3,38	1,50	2,08	3,58	1,50	2,08	3,58
55G	1,50	2,15	3,65	1,50	2,36	3,86	1,50	2,08	3,58
56G	1,50	2,26	3,76	1,50	2,08	3,58	1,50	2,08	3,58
57G	1,50	2,33	3,83	1,50	2,35	3,85	1,50	2,35	3,85
58G	1,50	2,14	3,64	1,50	0,78	2,28	1,50	0,78	2,28
59G	1,50	2,24	3,74	1,50	0,78	2,28	1,50	0,78	2,28
60G	1,50	2,24	3,74	1,50	0,78	2,28	1,50	0,78	2,28

Tableau 8.13: Synthèse des reculs totaux (suite).

Rive	Érosion verticale limitée			Érosions non limitées			Érosion latérale limitée		
	court terme	long terme	total	court terme	long terme	total	court terme	long terme	total
1D	2,50	1,42	3,92	2,50	1,34	3,84	2,50	1,34	3,84
2D	2,50	1,41	3,91	2,50	1,34	3,84	2,50	0,00	2,50
3D	2,49	1,42	3,91	2,49	1,34	3,83	2,49	1,34	3,83
4D	2,50	1,42	3,92	2,50	1,34	3,84	2,50	1,34	3,84
5D	2,50	1,42	3,92	2,50	1,34	3,84	2,50	1,31	3,81
6D	2,90	1,49	4,39	2,90	1,52	4,42	2,90	1,52	4,42
7D	2,80	1,31	4,11	2,80	1,45	4,25	2,80	1,38	4,18
8D	2,80	1,34	4,14	2,80	1,37	4,17	2,80	1,38	4,18
9D	3,30	1,89	5,20	3,30	1,89	5,19	3,30	1,89	5,19
10D	3,30	2,20	5,50	3,30	2,22	5,52	3,30	1,89	5,19
11D	3,40	2,39	5,79	3,40	2,05	5,45	3,40	1,89	5,29
12D	3,30	2,39	5,69	3,30	1,83	5,13	3,30	1,89	5,19
13D	3,40	2,15	5,55	3,40	2,21	5,61	3,40	1,89	5,29
14D	3,30	2,15	5,45	3,30	2,10	5,40	3,30	1,88	5,18
15D	3,30	2,38	5,68	3,30	1,96	5,26	3,30	1,88	5,18
16D	3,40	2,15	5,55	3,40	2,21	5,61	3,40	1,88	5,28
17D	3,40	2,15	5,55	3,40	1,89	5,29	3,40	1,88	5,28
18D	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
19D	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
20D	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
21D	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
22D	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
23D	0,01	0,00	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
24D	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
25D	2,70	2,43	5,13	2,80	2,29	5,09	0,00	0,00	0,00
26D	2,80	2,39	5,19	2,80	2,28	5,08	0,00	0,00	0,00
27D	2,90	2,32	5,22	2,60	2,34	4,94	0,00	0,00	0,00
28D	2,91	2,35	5,26	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
29D	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
30D	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
31D	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
32D	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
33D	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
34D	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
35D	0,04	0,00	0,04	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tableau 8.13: Synthèse des reculs totaux (suite).

Rive	Érosion verticale limitée			Érosions non limitées			Érosion latérale limitée		
	court terme	long terme	total	court terme	long terme	total	court terme	long terme	total
36D	0,02	0,00	0,02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
37D	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	12,40	1,58	13,98
38D	0,06	0,00	0,06	0,06	0,00	0,06	0,00	0,00	0,00
39D	0,02	0,00	0,02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
40D	0,03	0,00	0,03	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
41D	2,67	1,45	4,12	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
42D	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
43D	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
44D	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
45D	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
46D	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
47D	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
48D	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
49D	4,83	0,00	4,83	0,00	0,33	0,33	0,00	0,00	0,00
50D	0,00	0,00	0,00	0,00	0,25	0,25	0,00	0,00	0,00
51D	24,74	4,71	29,46	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
52D	10,15	1,69	11,84	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
53D	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
54D	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
55D	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
56D	11,47	1,48	12,95	0,37	0,00	0,37	0,37	0,00	0,37
57D	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
58D	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
59D	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
60D	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

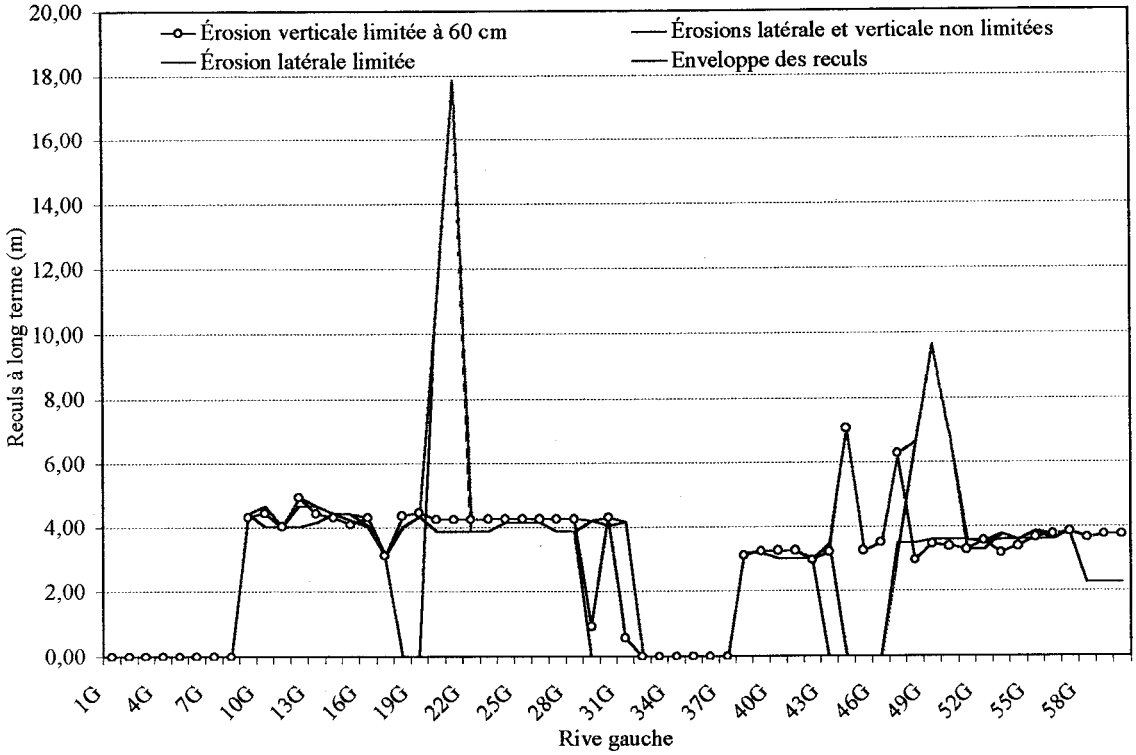


Figure 8.10: Courbe enveloppe des reculs sur la rive gauche.

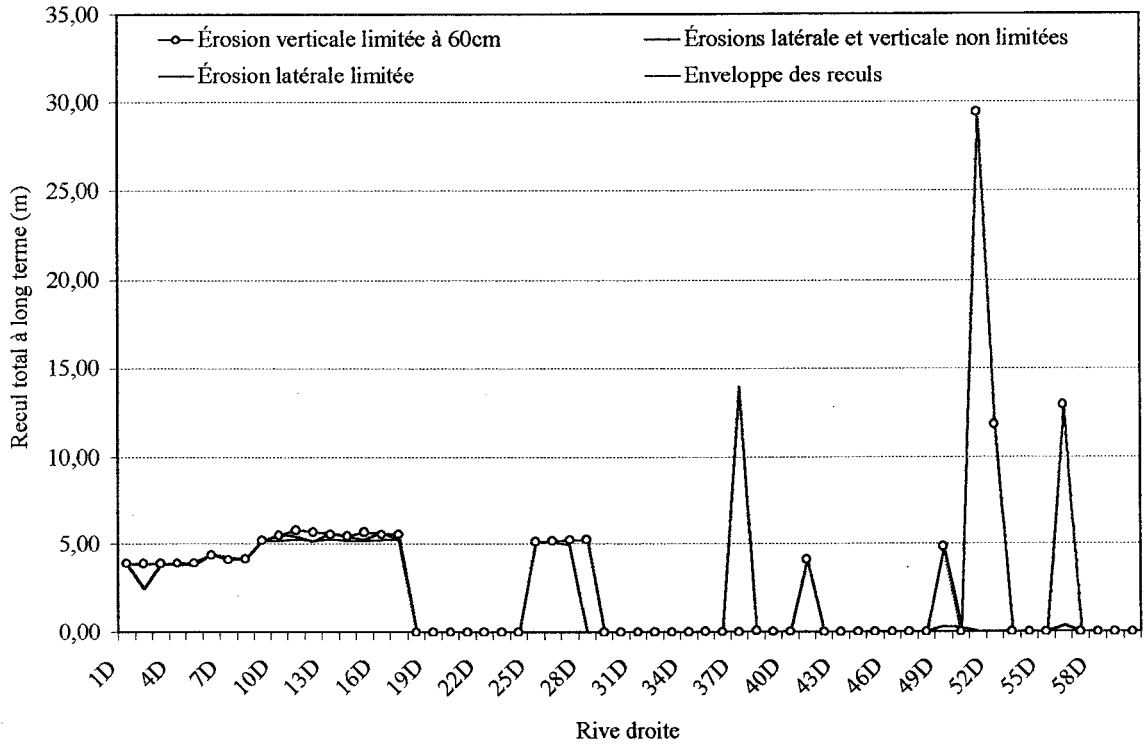


Figure 8.11: Courbe enveloppe des reculs sur la rive droite.

8.6 Discussion des résultats

La représentation cartographique de ce recul apparaît à la figure 8.12, mais exagérée graphiquement par un facteur de dix pour en faciliter l'interprétation.

En cas de rupture du barrage de Première-Chute, les deux rives présenteraient des zones de glissement de terrain à l'exception de 9 zones stables, 2 en rive gauche, à l'aval du barrage (sections 1 à 8) et au niveau du pont (sections 32 à 37), et 4 en rive droite, juste avant Notre Dame du Nord (sections 18 à 24), au niveau du pont (sections 29 à 36), à l'aval du pont (sections 38 à 40 et 42 à 48) et vers le lac (sections 49 et 50, sections 53 à 55 et enfin 57 à 60). La zone potentiellement la plus touchée se situerait au débouché de la rivière dans le lac : en rive droite vers l'ancien camping où des reculs pourraient s'étendre jusqu'à 30 m, et en rive gauche jusqu'à 13 m, mais la zone est actuellement inhabitée.

Tous les autres reculs sont de l'ordre de 3 à 12 m sauf au niveau de l'ancien chalet en rive gauche (18 m) et à l'aval du pont (section 37) où un recul de 14 m est prédit. Ce recul correspond à la zone de glissement observé récemment et identifié comme situé au chemin du lac (Thibault et al., 2002).

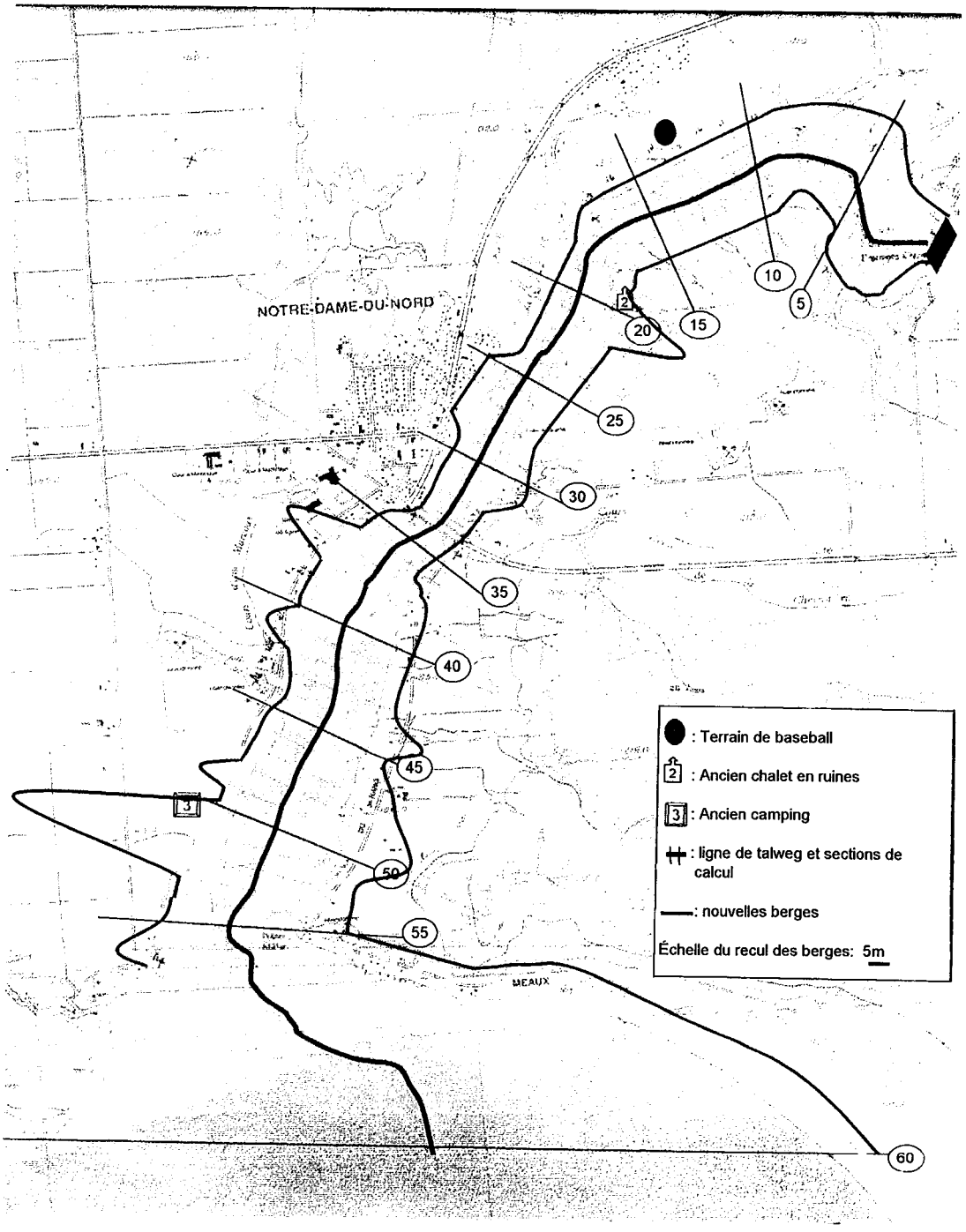


Figure 8.12: Représentation (exagérée par 10) du recul des rives.

Le modèle utilisé, RIVIÈRE, suppose implicitement que dès que le facteur de sécurité au glissement est inférieur à l'unité, le glissement a lieu et que la section change de forme instantanément; ce qui n'est qu'une hypothèse supplémentaire.

Deux points méritent une attention particulière: le nombre de sections transversales choisies pour l'approximation du tronçon de rivière, et la granulométrie.

8.6.1 Sensibilité au nombre de sections

Le tronçon de rivière sous étude est approximé par un certain nombre de sections transversales. Dans GSTARS 2.1, chaque section représente une portion du chenal en amont et une autre portion en aval de sa position actuelle. S'il y a rupture de talus, c'est comme si toute cette zone du chenal subissait le glissement. Théoriquement, plus le nombre de section augmente, plus le résultat de la simulation sera meilleur. Malheureusement, plus le nombre de sections augmente (et donc le pas d'espace Δx entre deux sections successives diminue) et plus le pas de temps maximal diminue (condition CFL) augmentant les durées de simulations. Dans le cas où les érosions latérale et verticale ne sont pas limitées (Tableau 8.10), nous avons refait la simulation pour le cas de notre Dame du Nord en tenant compte des 17 secteurs géotechniques définis par Thibault et al. (2002). Ainsi, des 60 sections initiales, on retient les suivantes:

1, 4, 5, 6, 8, 9, 13, 17, 18, 19, 20, 24, 28, 29, 31, 32, 34, 35, 37, 38, 39, 40, 42, 43, 46, 47, 51, 55 et 60.

À l'exception de la section 43 en rive gauche et la section 60 en rive droite, les deux simulations donnent les mêmes résultats pour les sections considérées comme le montre la figure 8.13. Mais, la généralisation à tout le tronçon par interpolation est fausse.

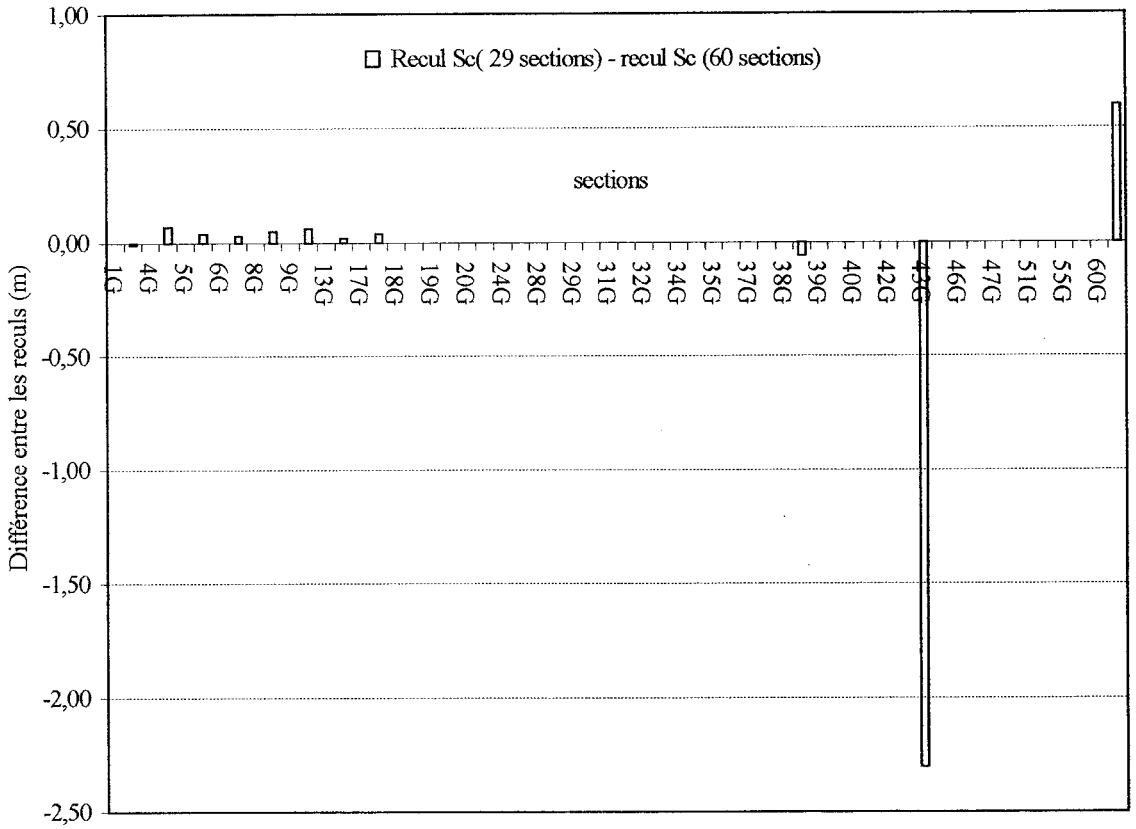


Figure 8.13: Différence entre les reculs des scénarios à 60 et à 29 sections (valeur du recul du scénario à 29 sections - recul du scénario à 60 sections).

En effet, si on prend le scénario à 29 sections, pour les sections 47 et 51 en rive gauche le recul est de 1,50 m. Par interpolation, on est porté à supposer que c'est le même recul pour les sections 48, 49, et 50 de la rive gauche. Or, le tableau 8.10, montre que ces reculs sont de 5,50 m, 5,40 m et 5,50 m respectivement. C'est le cas aussi des sections 25, 26 et 27.

La concordance quasi parfaite entre les reculs des sections des deux scénarios (à 60 sections et à 29 sections) est due au fait que ces reculs, pour les deux simulations, se sont produits aux premiers pas de temps parce que ces sections étaient à la limite de stabilité ($FS \approx 1$). En effet, l'évolution des facteurs de sécurité est différentes. Toutes les sections du second scénario (29 sections), après la première rupture, demeurent stables. Ce n'est pas le cas pour le premier scénario comme le montre, par exemple, la figure 8.7 pour la section 49 en rive gauche.

Par ailleurs, pour une section donnée, l'évolution de la forme de la section n'est pas le même comme c'est le cas de la section 31 par exemple. La figure 8.14 montre, à la fin de crue, la forme de la section 31 pour les deux scénarios (à 29 et à 60 sections) pour le cas où les érosions latérales et verticales ne sont pas limitées.

Il y a donc lieu de ne pas simplifier à outrance la définition géométrique du site à l'étude en limitant trop le nombre de sections utilisées. Ainsi, le choix du nombre de section ne peut pas se faire sur la base des secteurs géotechniques seulement. Nous suggérons de le

faire en assurant la représentativité géotechnique et hydraulique de ces sections choisies du tronçon de la rivière sous étude. Il faut donc veiller à choisir un nombre suffisant de sections dans chaque secteur géotechnique, augmenté au besoin de certaines sections pour pouvoir représenter la réponse du tronçon aux phénomènes hydrauliques.

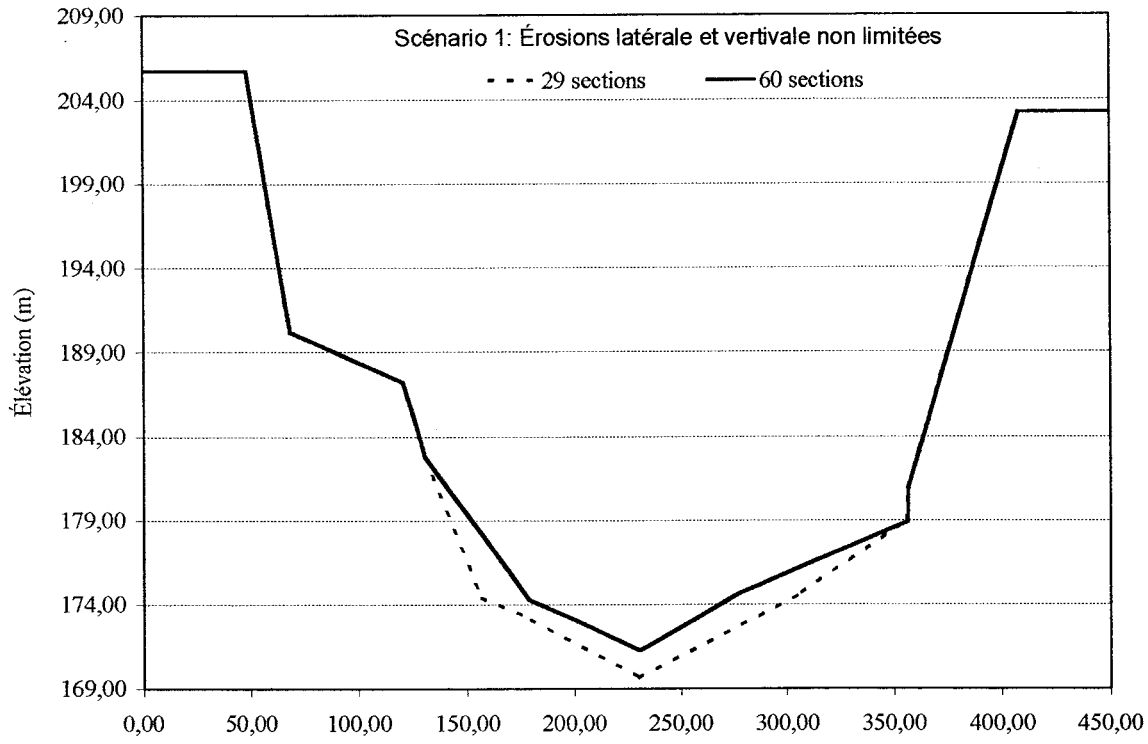


Figure 8.14: Forme de la section 31 après le passage de la crue pour les deux scénarios.

8.6.2 Effet des classes granulométriques

Le transport sédimentaire se fait via des équations incorporées dans GSTARS 2.1. On devrait s'attendre à un changement de l'évolution du chenal suite à une modification de la granulométrie initiale. Toutefois, pour la cas de Notre Dame du Nord, il s'agit de sédiments cohésifs (diamètre inférieur à $62\mu m$), et GSTARS 2.1 n'utilise que les équations de Krone (1962) et Ariathurai et Krone (1976). Nous devons nous attendre à une faible influence, sur les résultats, de tout changement dans la répartition en classes sédimentaires, dans l'intervalle $[0\,;62.5\mu m]$.

De la courbe granulométrique initiale, dix cas ont été générés en décalant, cinq fois vers la droite et cinq fois vers la gauche la courbe granulométrique initiale d'une valeur E. La valeur de translation, E, correspond à 20% du diamètre médian de la distribution granulométrique initiale. Ainsi, on obtient 10 courbes baptisées -5E, -4E, -3E... et +5E. Dans GSTARS 2.1, ceci correspond aux différentes classes granulométriques du tableau 8.14.

Les résultats des reculs sont quasi identiques à l'exception des dernières sections comme le montre la figure 8.15, où les écarts entre les différents reculs peuvent atteindre un maximum de 25 cm à la section 56 en rive droite. Notons que dans le cas général où prédominent les sédiments non cohésifs, les reculs peuvent différer.

Tableau 8.14: Classes granulométriques des différents cas simulés.

Composition (%)	64	14	20	2	0
Initialement	0,001-0,0020	0,0020-0,0040	0,0040-0,0080	0,0080-0,0160	0,0160-0,4000
-5E	0,0000-0,0005	0,0005-0,0025	0,0025-0,0065	0,0065-0,0145	0,0145-0,4000
-4E	0,0000-0,0008	0,0008-0,0028	0,0028-0,0068	0,0068-0,0148	0,0148-0,4000
-3E	0,0001-0,0011	0,0011-0,0031	0,0031-0,0071	0,0071-0,0151	0,0151-0,4000
-2E	0,0004-0,0014	0,0014-,00340	0,0034-0,0074	0,0074-0,0154	0,0154-0,4000
-1E	0,0007-0,0017	0,0017-0,0037	0,0037-0,0077	0,0077-0,0157	0,0157-0,4000
+1E	0,0013-0,0023	0,0023-0,0043	0,0043-0,0083	0,0083-0,0163	0,0163-0,4000
+2E	0,0016-0,0026	0,0026-0,0046	0,0046-0,0086	0,0086-0,0166	0,0166-0,4000
+3E	0,0019-0,0029	0,0029-0,0049	0,0049-0,0089	0,0089-0,0169	0,0169-0,4000
+4E	0,0022-0,0032	0,0032-0,0052	0,0052-0,0092	0,0092-0,0172	0,0172-0,4000
+5E	0,0025-0,0035	0,0035-0,0055	0,0055-0,0095	0,0095-0,0175	0,0175-0,4000

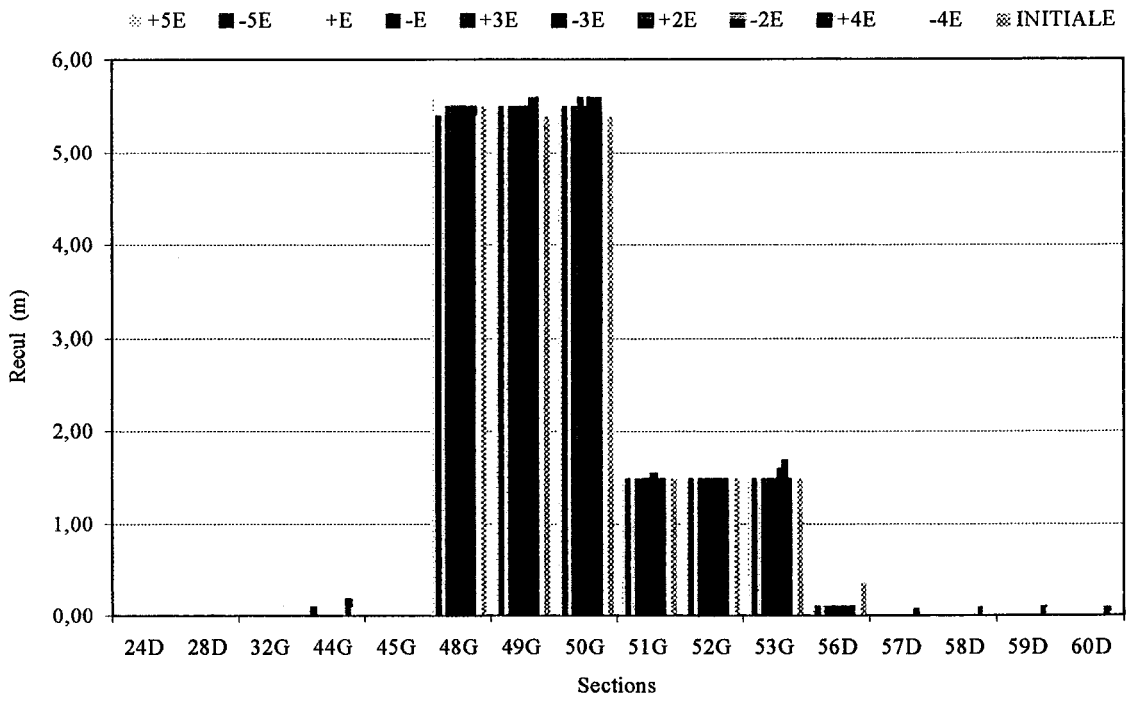


Figure 8.15: comparaison des reculs pour différentes courbes granulométriques.

8.7 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons appliqué la nouvelle méthodologie pour la délimitation de la zone à risque en cas de rupture d'un barrage, au cas d'un tronçon de la rivière des Outaouais à Notre Dame du Nord.

À Notre Dame du Nord, au bord de l'Outaouais, à quelques kilomètres en amont du Lac Témiscamingue, la majorité des bâtiments et des infrastructures sont à une élévation que l'eau n'atteindrait pas même en cas de rupture des barrages de l'Outaouais supérieure. Mais, dans ces conditions, les écoulements de rupture seraient assez rapides et auraient assez d'énergie pour saper certaines rives et engendrer des glissements qui rejoindraient les habitations. En conditions naturelles, les rives ont déjà subi ce genre d'instabilité.

Selon la nouvelle méthode développée le long de cette thèse, on établit que le recul des hauts de talus pourrait atteindre plusieurs dizaines de mètres, mettant en danger la sécurité des constructions, des routes et des réseaux de service locaux.

Ces résultats ont été établis pour le scénario de rupture, en condition d'apport normal, de l'évacuateur en béton et de la digue en terre à Rapide-des-Quinze engendrant la rupture des deux aménagements Rapide-des-Iles et Première Chute en aval. C'est un scénario extrême pour le temps sec, mais moins long que ceux prédits en rupture lors de crues exceptionnelles.

L'application de cette méthode demande des données précises du cours d'eau et de ses rives en un ensemble de sections transversales représentant le tronçon de rivière. Le choix de ces sections se fait non seulement pour assurer la stabilité numérique de GSTARS 2.1, mais aussi pour capturer l'hydraulique fluviale du tronçon tout en représentant sa variabilité géotechnique le long des rives.

La validité des résultats est cependant quelque peu limitée du fait qu'ils sont obtenus en considérant applicables aux régimes non permanents d'écoulement les lois du transport solide, bien que celles-ci aient été développées pour des régimes permanents d'écoulement.

CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

Beaucoup de rivières aménagées subiraient, s'il y avait rupture de barrage sur leur cours, des inondations majeures. La limite des zones potentiellement inondées sert actuellement à définir la zone à risque. C'est de la sécurité des habitants de cette zone et de ses constructions dont on se préoccupe actuellement dans les plans de mesure d'urgence mis en place par les propriétaires d'ouvrages et les municipalités.

Dans notre thèse nous avons proposé une nouvelle méthode spécifique à l'évaluation de la zone de risque réelle et basée sur les connaissances actuelles en hydraulique, en géotechnique et en transport sédimentaire.

D'abord, nous avons vu que la modélisation de crue, basée sur les équations de Barré de Saint-Venant à l'origine, devait tenir compte du transport solide. La prise en compte de la forme des sections transversales, via la théorie du taux minimal de dissipation d'énergie, permet de traiter le problème de façon quasi bidimensionnelle mais, cette approche, basée sur l'hydraulique fluviale, n'est plus suffisante car alors l'interaction du fluide avec les berges de la rivière relève de la géotechnique aussi. En effet, suite aux variations du niveau d'eau et de l'érosion engendrée par l'écoulement, les sections transversales peuvent subir des glissements de terrain donnant, au chercheur un autre

problème puisque la détermination du cercle de rupture ne se fait que par tâtonnement. C'est alors que nous avons développé et validé le modèle BISHOP qui permet l'automatisation de la recherche du cercle de rupture avant d'automatiser le tout. L'écoulement de l'eau détermine le niveau d'eau dans la rivière et le débit, les lois de transport solide donnent le débit de sédiments à transporter ou à déposer et le lieu d'occurrence selon le minimum taux de dissipation d'énergie, BISHOP analyse la stabilité des rives en déterminant le cercle de rupture de facteur de sécurité minimal, et REDISSED distribue les sédiments en provenance des ruptures éventuelles, dans les sections transversales du cours d'eau. Ceci constitue notre modèle RIVIÈRE qui a été validé sur un tronçon de la rivière Ha! Ha! Lors du déluge du Saguenay en 1996.

Ce modèle s'insère dans une méthodologie plus générale, proposée pour l'analyse globale d'une rivière. Elle se résume en quatre étapes: phase du diagnostic donnant les informations permettant de qualifier globalement l'ampleur des remaniements sédimentaires sur le parcours complet de l'onde, et les éléments décisionnels utiles au choix des zones potentielles d'instabilité à fort impact (ZPIFI), phase d'identification des ZPIFI, phase de prévisions locales détaillées sur les ZPIFI où le modèle RIVIÈRE sera utilisé et enfin, phase de définition des zones à risque.

Le site d'application choisi pour cette nouvelle méthodologie se trouve à Notre Dame du Nord, au bord de l'Outaouais, à quelques kilomètres en amont du Lac Témiscamingue, où la majorité des bâtiments et des infrastructures sont à une élévation que l'eau

n'atteindrait pas même en cas de rupture des barrages de l'Outaouais supérieure. Pour le scénario de rupture, en condition d'apport normal, de l'évacuateur en béton et de la digue en terre à Rapide-des-Quinze engendrant la rupture des deux aménagements Rapide-des-Iles et Première Chute en aval, les résultats obtenus montrent que la zone dangereuse peut dépasser la zone d'inondation suite aux différents glissements de terrain et érosions qui rejoindraient les habitations.

Dans cette thèse, la méthodologie proposée n'est actuellement applicable qu'à des rivières dont les rives sont le lieu de glissements rotationnels seulement. Pour les autres types de glissements, il faudrait développer les modules nécessaires pour les coupler avec GSTARS 2.1.

De plus, la mise en oeuvre de RIVIÈRE nécessite un temps de calcul appréciable qui ne pourrait être réduit qu'en utilisant des ordinateurs de plus en plus performants ou de combiner les différents codes sources des différents modèles, formant RIVIÈRE, en un seul.

Du point de vue application, la méthodologie présentée peut facilement être appliquée en cas de crues exceptionnelles puisque, pour la modélisation du phénomène, seul l'hydrogramme de crue à la première section de calcul change. Mais le temps de calcul à considérer risque d'être significatif.

Par ailleurs, vu l'influence de la pression interstitielle sur le facteur de sécurité au glissement, il serait bénéfique d'améliorer le modèle BISHOP en le couplant à un modèle hydrogéologique donnant la répartition de la pression interstitielle dans le sol. Ceci permettrait d'étudier d'autres problèmes comme la formation de brèche dans un barrage, où les glissements des talus pourraient accélérer de façon significative son évolution.

Enfin, un autre point intéressant serait de reprendre cette étude en considérant les périodes froides où le gel des rives changerait le comportement du sol. En effet, dans de telles conditions, le débordement de la rivière serait influencé par la formation d'embâcles. La modélisation numérique de ces derniers est encore difficile parce que la physique de leur formation n'est pas connue de façon concluante. D'autre part, le comportement rhéologique du sol se trouve alors modifié. Au contact de l'eau, il y aurait modification progressive des paramètres géotechniques du sol en fonction du temps et ces lois sont à déterminer.

BIBLIOGRAPHIE

ABBOTT, M. B. (1979). *Computational Hydraulics, Elements of the Theory of Free Surface Flows*. Pitman, London.

ABBOTT, M.B. ET BASCO D.R. (1989). *Computational Fluid Dynamics, an Introduction for Engineers*. Longman, London.

ABRAMSON, L. W., THOMAS S. L., SUNIL S. ET GLENN M. B. (2001). *Slope Stability and Stabilization*. John Wiley & Sons, Chichester.

ACKERS, P., ET WHITE, W. (1973). Sediment transport: new approach and analysis. *Journal of the Hydraulics Division*, ASCE, **99**(HY11), 2041-2060.

ACKERS, P. (1993). Sediment transport in open channels: Ackers and White update. *Proc. of The Institute of Civil Engineers, Water, Maritime, and Energy* **101**, 247-249.

ALONSO, C. ET COMBS, S. (1986). Channel width adjustments in straight alluvial streams. *Proceedings of the 4th Federal Interagency Sedimentation Conference*, Washington, D.C., 5-31–5-40.

A.S.C.E, American Society of Civil Engineers (1975). *Sedimentation Engineering.* Manuals and Reports on Engineering Practice No. 54, Vito A. Vanoni, ed., New York.

ANDERSON, M.G. ET K.S. RICHARDS (1992). *Slope stability - Geotechnical engineering and geomorphology.* John Wiley & Sons, Chichester.

ARIATHURAI, R., ET KRONE, R. (1976). Finite element model for cohesive sediment transport. *Journal of the Hydraulics Division,* ASCE, **102**(HY3), 323-338.

ARIATHURAI, R. ET ARULANANDAN, K. (1978). Erosion rates of cohesive soils. *J. Hydr. Div.*, **104**(HY2), 279–283.

ARMANINI, A.(1995). Non-uniform sediment transport: dynamics of the active layer. *Journal of Hydraulic Research* **33**(5), 611-622.

ARMANINI, A. ET G. DI SILVIO (1988). A one-dimensional model for the transport of a sediment mixture in non-equilibrium conditions. *J. Hydr. Res.*, **26**(3), 275–292.

BENNETT, J. P. (1974). Concepts of mathematical modeling of sediment yield. *Water Resour. Res.*, **10**(3), 485–492.

BENNET, J. ET NORDIN, C. (1977). Simulation of sediment transport and armoring. *Hydrological Sciences Bulletin* 22, 555-569.

BISHOP A.W. (1955). The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. *Géotechnique*, V5, 7-17.

BISHOP, A. W. ET N. R. MORGENSTERN (1960). Stability coefficients for earth slopes. *Géotechnique*, **10**(4), 129-147.

BORAH, D., ALONSO, C., ET PRASAD, S. (1982). Routing graded sediments in streams: formulations. *Jour. of the Hydraulic Division*, ASCE, 108(HY12), 1486-1503.

BORAH, D. ET BORDOLOI, P. (1989). *Stream bank erosion and bed evolution model. Sediment Transport Modeling*. ed. by S. Wang, ASCE, 612-619.

CANADIAN WORKSHOP ON GEOTECHNIQUE AND NATURAL HAZARDS (2000). *An IDNDR Perspective. Achievements and Prospects*. Held within the framework of the 53rd Canadian Geotechnical Conference 15-18 October, 2000. Montréal (QC). Éd. R. Couture et S. G. Evans. Geological Survey of Canada.

CHANG, H. H. (1979). Minimum stream power and river channel patterns. *Journal of Hydrology*, **41,** 303–327.

CHANG, H. H. (1980a). Stable alluvial canal design. *Journal of the Hydraulics Division*, ASCE, **106**(HY5) : 873–891.

CHANG, H. H. (1980b). Geometry of gravel streams. *Journal of the Hydraulics Division*, ASCE, **106**(HY9) : 1443–1456.

CHANG, H. H. (1982a). Mathematical model for erodible channels. *Journal of the Hydraulics Division*, ASCE, **108**(HY5) : 678– 689.

CHANG, H. H. (1982b). Fluvial hydraulics of deltas and alluvial fans. *Journal of the Hydraulics Division*, ASCE, **108**(HY11) : 1282–1295.

CHANG, H. H. (1983). Energy expenditure in curved open channels. *Journal of the Hydraulics Division*, ASCE, **109**(HY7) : 1012–1022.

CHANG, H. H. (1990). *Generalized Computer Program FLUVIAL-12, Mathematical Model for Erodible Channels*. User's Manual.

CHANG, H. H., ET HILL, J. C. (1976). Computer modeling of erodible flood channels and deltas. *Journal of the Hydraulics Division*, ASCE, **102**(HY10) : 1461–1477.

CHANG, H. H., ET HILL, J. C. (1977). Minimum stream power for rivers and deltas. *Journal of the Hydraulics Division*, ASCE, **103**(HY12) : 1375–1389.

CHAUDHRY, M. H. (1993). *Open Channel Flow*. Prentice-Hall, New Jersey.

COLBY, B. R. (1964). Practical Computations of Bed-Material Discharge. *Journal of the Hydraulics Division*, ASCE, vol. 90, no. HY2.

COMMISSION NICOLET (1997). *Commission scientifique et technique sur la gestion des barrages*. Bibliothèque nationale du Canada. Janvier 1997.

CORREIA, L. ET GRAF, W. H. (1988). Grain size distribution and armoring in gravel-bed rivers: a case study. Rapport annuel, Lab. Rech. Hydr., EPF-Lausanne.

CUI, Y., PARKER, G. ET PAOLA, C. (1996). Numerical simulation of aggradation and downstream fining. *J. Hydr. Res.*, 34(2), 185–204.

CUNGE, J. A., F.M. HOLLY ET VERWEY, A. (1980). *Practical Aspects of Computational River Hydraulics*. Pitman, London.

DARBY, S. E. ET C. R. THORNE (1996). Numerical simulation of widening and bed deformation of straight sand-bed rivers. I: Model development. *J. Hyd. Eng.*, 122, 184-193.

DELONG, L. (1989). Mass conservation: 1D open channel flow equations. *Journal of Hydraulic Engineering* 115(2), 263-269.

DINGMAN, S. (1984). *Fluvial Hydrology*. W. Freeman et Co., Reading, MA.

DUBOYS, M.P. (1879). Le Rhône et les rivières à lit affouillable. *Annales de Ponts et Chaussée*, 18(5), 141-195.

EINSTEIN, H.A. ET CHIEN, N. (1954). Second Approximation to the Solution of the Suspended Load Theory. *University of California, Inst. Eng. Res.*, n° 3.

EINSTEIN, H.A. ET CHIEN, N. (1955). Effects of heavy sediment concentration near the bed on velocity and sediment distribution. *Univ. of California, Inst. Eng. Res.*, n° 8.

ENGELUND, F., ET HANSEN, E. (1967). *A Monograph on Sediment Transport in Alluvial Streams*. Teknish Forlag, Technical Press, Copenhagen, Denmark.

FAURE R. M., PHAM, M., JOLLY, P. (1996). Three dimensional slope stability analysis by the perturbation method. *Landslides* V2, 1207-1212, Sennesset Editor, Balkema, Rotterdam.

FAURE, R. M. (1985). Analyse des contraintes dans un talus par la méthode des perturbations. *Revue Française de Géotechnique* no 33, 49-59.

FAVRE, H. (1935). *Ondes de translation*. Dunod, Paris.

FELLENIUS W. (1927). *Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohaesion*, Ernst, Berlin.

FOSTER, G. R. ET MEYER, L. D. (1972). A closed-form soil erosion equation for upland areas. *Sedimentation Symposium to Honor Professor Hans Albert Einstein*, H. W. Shen, ed., Colorado State University, Fort Collins, 12, 1-9.

GARCIA, M. ET PARKER, G. (1991). Entrainment of bed sediment into suspension. *J. Hydr. Engineering*, 117(4), 414–435.

GRAF, W. H. (1984). *Hydraulics of Sediment Transport.* McGraw-Hill, New York .

GRAF, W. ET ALTINAKAR, M. (1993). *Hydraulique fluviale*, Tome 2. Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, Lausanne.

HAGERTY, D. (1991). Piping/sapping erosion. 1: basic considerations. *Journal of Hydraulic Engineering* **117**(8), 997-998.

HAN, Q. (1980). A study on the non-equilibrium transportation of suspended load. *Proc. of the Int. Symp. on River Sedimentation*, Beijing, China, 793–802. (en Chinois.)

HAN, Q., ET HE, M. (1990). A mathematical model for reservoir sedimentation and fluvial processes. *Int. J. of Sediment Res.*, 5(2), IRTCES, 43–84.

HENDERSON, F. M. (1966). *Open channel flow*. Macmillan, New York.

HIRANO, M. (1971). River bed degradation with armoring. *Proceedings Japan Society of Civil Engineers*, 195, 55–65.

HIRSCH, C. (1990). *Numerical Computation of Internal and External Flows*, vol. 1, John Wiley, New York.

HOLLY, M., YANG, J., SCHWARZ, P., SCHAEFER, J., HSU, S., ET EINHELLING, R.(1990). *CHARIMA – Numerical Simulation of Unsteady Water and Sediment Movement in Multiply Connected Network of Mobile-Bed Channels.* IIHR Report No. 343, Iowa Institute of Hydraulic Research, The University of Iowa, Iowa City, Iowa.

HOLLY, F. ET RAHUEL, J. L. (1990a). New numerical/physical framework for mobile bed modeling, part 1: numerical and physical principles. *Jour. Hyd. Res.* **28**(4), 401-416.

HOLLY, F. ET RAHUEL, J. L. (1990b). New numerical/physical framework for mobile bed modeling, part 2: test applications. *Jour. Hyd. Res.* **28**(5), 545-564.

HSU, S. ET HOLLY, F. (1992). Conceptual bed-load transport model and verification for sediment mixtures. *Journal of Hydraulic Engineering* **118**(8), 1135-1152.

INRS-EAU (1997). *Simulation hydrodynamique et bilan sédimentaire des rivières chicoutimi et Ha ! Ha ! suite aux crues exceptionnelles de juillet 1996*. Janvier 1997.

JANBU, N. (1957). Earth pressure and bearing capacity calculations by generalised procedure of slices. *Proceedings of the 4th International Conference of the ISSMFE*, Vol. 2, 207-212.

JULIEN, P. Y. (1995). *Erosion and Sedimentation*. Cambridge Univ. Press, New York.

KARIM, M., ET KENNEDY, J. (1982). *IALLUVIAL: A Computer-Based Flow- and Sediment-Routing for Alluvial Streams and Its Application to the Missouri River*. IIHR Report No. 250, Iowa Institute of Hydraulic Research, University of Iowa, Iowa City.

KRANENBURG, C. (1999). Effects of floc strength on viscosity and deposition of cohesive sediment suspensions. *Continental Shelf Research* 19(13):1665-1680 (Special Issue on Nearshore and Coastal Oceanography).

KNIGHTON, D. (1984). *Fluvial Forms and Processes*. Edward Arnold, London.

KRONE, R. B. (1962). *Flume studies of the transport of sediment in estuarine shoaling processes*. Final Report, Hydraulic Engineering Laboratory, University of California, Berkeley.

LALONDE, J. ET LAVOIE, A. (1981). *Première-Chute: Description des berges en aval de la centrale*. Direction Projets de Centrales, Service Géologie et Géotechnique, Hydro-Québec.

LAURSEN, E. (1958). The total sediment load of streams. *Journal of the Hydraulics Division*, ASCE, **84**(HY1), 1-36.

LEBUIS, J. ET RISSMAN, P. (1979). *Earth flows in the Quebec and Shawigan areas, Brochure for field trip B-11*. Geological association of Canada, Quebec congress.

LEROUEIL, S., VAUNAT, J., PICARELLI, L., LOCAR, J., FAURE, R. ET LEE, H. (1996). A geotechnical characterization of slope movements. *Proc. 7th Symp. Landslides, Trondheim 1, Balkema*, Rotterdam, 53-74.

LEROUEIL, S. (2001). Naturel slopes and cuts: movement and failure mechanisms. *39th Rankine Lecture*. Université Laval, Québec.

LICK, W. ET HUANG, H. (1993). Flocculation and physical properties of flocs. *Coastal and Estuarine Studies: Nearshore and Estuarine Cohesive Sediment Transport*, 42, 21-39

LIGGETT, J. A. ET CUNGE, J. A. (1975). Numerical methods of solution of the unsteady flow equations. In *Unsteady flow in open channels*; K. Mahmood et al. (Ed), *Water Resources Publications*, Fort Collins, CO, USA.

MAHDI T. ET MARCHE, C. (2003). Prévision par modélisation numérique de la zone de risque bordant un tronçon de rivière subissant une crue exceptionnelle. *Revue canadienne de génie civil*. Vol.30 (3), 568-579.

MARCHE, C. ET MAHDI T. (2002). Évaluation du recul potentiel des rives entre première chute et le lac Témiscamingue en cas de rupture des barrages. Rapport technique, École Polytechnique de Montréal.

MEHTA, A. J., HAYTER, E. J., PARKER, W. R., KRONE, R. B. ET TEETER, A. M. (1989). Cohesive sediment transport I: Process description. *J. Hydr. Eng.*, 115(8), 1076–1093.

MEYER-PETER, E., ET MÜLLER, R. (1948): Formula for bed-load transport. *Proceedings of International Association for Hydraulic Research*, 2nd Meeting, Stockholm, 39-64.

MOLINAS, A., ET YANG, C. (1985). Generalized water surface profile computations. *Journal of the Hydraulics Division*, ASCE, **111**(HY3), 381-397.

MOLNAR, P. (1996). *Energy dissipation in a river network.* Thèse de Maîtrise, Colo. State Univ., Fort Collins.

MORGENSTERN, N.R. ET PRICE, V.E. (1965). The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces. *Géotechnique*, Vol. 15 (1), 79-93.

MOSSELMAN, E. (1998). Morphological modelling of rivers with erodible banks. *Hydrol. Processes*, 12, 1357-1370.

OHTSUBO, K. ET MURAOKA, K. (1986). Resuspension of cohesive sediments by currents. *3rd Int. Symp. on River Sedimentation, Jackson*, MS, 1680–1689.

OSMAN, A. (1985). *Channel Width Response to Changes in Flow Hydraulics and Sediment Transport.* Thèse de Ph.D., Colorado State University, Ft. Collins, Colorado.

ORVIS, C., ET RANDLE, T. (1987). *STARS: Sediment Transport and River Simulation Model.* U.S. Bureau of Reclamation, Technical Service Center, Denver, Colorado.

PARCHURE, T. M. ET A. J. MEHTA (1985). Erosion of soft cohesive sediment deposits. *J. Hydr. Eng.*, 111(10), 1308–1326.

PARKER, G. (1990a). *The ACRONYM Series of Pascal Programs for Computing Bedload Transport in Gravel Rivers*. External Memorandum No. M-220, St. Anthony Falls Hydraulic Laboratory, University of Minnesota, Minneapolis, Minnesota, USA.

PARKER, G. (1990b). Surface based bedload transport relationship for gravel rivers. *Journal of Hydraulic Research*, **28**(4).

PARTHENIADES, E. (1993). Turbulence, flocculation and cohesive sediment dynamics. *Coastal and Estuarine Studies: Nearshore and Estuarine Cohesive Sediment Transport*, 42, 40-59.

PEREGRINE, B. H. (1985). Water waves and their development in space and time. *Proceedings, Royal Society of London*, Series A, Vol. 400, 1-18.

PHILLIPPONNAT G. ET HUBERT, B. (1997). *Fondations et ouvrages en terre*. Eyrolles, Paris.

PHILLIPS, B. C., ET SUTHERLAND, A. J. (1989). Spatial lag effects in bed load sediment transport. *J. Hydr. Res.*, 27(1), 115–133.

POCKOSKI, M. ET DUNCAN, J., M. (2000). *Comparaison of computer programs for analysis of reinforced slopes*. Rapport de The Virginia Tech Center for Geotechnical Practice and Research. Virginia.

PREISSMANN, A. (1961). Propagation des intumescences dans les canaux et rivières. *First Congress of the French Association for Computation*, September, Grenoble.

PRESS, W. H., TEUKOLSKY, S. A., VETTERLING, W. T. ET FLANNERY, B. P. (1995). *Numerical Recipes in C*. Second edition, Cambridge University Press.

RAHUEL, J. L., HOLLY, F. M., CHOLLET, J. P., BELLEUDY, P. J., ET YANG, G. (1989). Modeling of riverbed evolution for bedload sediment mixtures. *J. Hydr. Engrg.*, 115(11), 1521–1542.

RAUDKIVI A. J. (1990). *Loose boundary hydraulics*. 3ème éd., Pergamon Press, Oxford.

RAULIN P., ROUQUÈS, G. ET TOUBOL, A. (1974). *Calcul de la stabilité des pentes en rupture non circulaire*. Rapport recherche n° 36 LCPC.

ROUSE, H. (1938). Experiments on the mechanics of sediment suspension. *Proc. 5th Int. Cong. Appl. Mech.* Vol. 55, John Wiley and Sons, New York.

RUBEY, W. W. (1933). Settling velocities of gravel, sand, and silt particles. *Am. J. Sci.*, 225, 325-338.

SCHLOSSER F. (1989). *Eléments de mécanique des sols*. Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées, Paris.

SHELBY, M.J. (1982). *Hillslope materials & processes*, Oxford University Press, Oxford.

SIMON, A.L. (1981). *Practical Hydraulics*, John-Wiley & sons, New York.

SIMON, A., WOLFE, W. J. ET MOLINAS, A. (1991). Mass wasting algorithms in an alluvial channel model, *Proceedings of the 5th Federal Interagency Sedimentation Conference, Las Vegas,* Nevada, 8, 22-29.

SINGH, V. P. (1996). *Kinematic Wave Modeling in Water Resources, Surface Water Hydrology*. John Wiley and Sons, New York.

SLIDE - Verification Manual Part 1 (2003). Rocscience Inc., Toronto, Ontarion.

SLIDE (2003). *2D limit equilibrium slope stability for soil and rock slopes*. Rocscience Inc., Toronto, Ontario.

SLOPE/W (2001). *A software package for slope stability analysis, Ver.5*. GEO-SLOPE International Ltd., Calgary, Alberta.

SONG, C. ET YANG, C. (1979a). Theory of minimum rate of energy dissipation. *Journal of the Hydraulics Division*, ASCE, **105**(HY7), 769-784.

SONG, C. C. S. ET YANG, C. T. (1979b). Velocity profiles and minimum stream power. *Journal of the Hydraulics Division*, ASCE, **105**(HY8) : 981–998.

SONG, C. ET YANG, C. (1980). Minimum stream power: theory. *Journal of the Hydraulics Division*, ASCE, **106**(HY9), 1477-1487.

SONG, C. C. S., ET YANG, C. T. (1982). Minimum energy and energy dissipation rate. *Journal of the Hydraulics Division*, ASCE, **108**(HY5) : 690–706.

SPENCER, E. (1967). A method of analysis for stability of embankments using parallel inter-slice forces. *Géotechnique*, Vol. 17, 11-26.

ST-ARNAUD, G. (1981). *Étude des berges entre la centrale Première-Chute et le lac Témiscamingue*. Direction Projets de Centrales, Service Géologie et Géotechnique, Hydro-Québec.

STOKES, G. G. (1851). On the effect of the internal friction of fluids on the motion of pendulums. *Trans. Cambridge Philosophical Soc.*, 9, Pt. 2, 8-106.

STREETER, V.L. (1971). *Fluid Mechanics*, 5th edition. McGraw Hill, New York.

STUDENT EDITION WORKBOOK FOR SLOPE/W (2002). GEO-SLOPE International Ltd. Calgary, Alberta.

TAYLOR, G. I. (1954). The dispersion of matter in turbulent flow through a pipe. *Proc. Roy. Soc. A*, **223**, 446-468.

THIBAULT, C. (2000). *Résumé des données disponibles entre la centrale Première-Chute et le lac Témiscamingue, Rivière des Quinze. Étude d'érosion des berges en cas de rupture de barrage.* Université Laval, Québec.

THIBAULT, C., LEROUEIL, S. ET LOCAT, J. (2002). *Évolution des berges de rivière en cas de rupture de barrage- Cas du barrage de Première-Chute*. Université Laval, Québec.

TOFFALETI, F. (1968). Definitive computations of sand discharge in rivers. *Journal of the Hydraulics Division*, ASCE, **95**(HY1), 225-246.

TURNER, A.K. ET SCHUSTER, R.L. (1996). *Landslides:Investigation and mitigation* . Transportation Research Board, National Research Council, Special report 247, National Academy Press, Washington D.C.

USACE (1993). *HEC-6 Scour and Deposition in Rivers and Reservoirs*, User's Manual. U.S. Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center.

U.S.I.C.W.R., Interagency Committee on Water Resources, Subcommittee on Sedimentation (1957). *Some Fundamentals of Particle Size Analysis*. Rapport 12.

VAN LEUSEN, W. (1988). Aggregation of Particles, Settling Velocity of Mud Flocs. In: J. Dronkers and W. Van Leussen, eds. *Physical Processes in Estuaries*. Springer-Verlag. New York.

VAN NIEKERK, A., VOGEL, K., SLINGERLAND, R. L. ET J. S. BRIDGE (1992). Routing of heterogeneous sediments over movable bed: Model development. *J. Hydr. Eng.*, 118(2), 246–262.

VAN RIJN, L. C. (1993). *Principles of sediment transport in rivers, estuaries and coastal seas*. Aqua Publications. Amsterdam.

VELIKANOV, M. A. (1954). Gravitational Theory for Sediment Transport. *Journal of Science of the Soviet Union, Geophysics*, Vol. 4 (en Russe).

YALIN, M.S. (1972). *Mechanics of Sediment Transport*. Pergamon, Oxford, New York.

YANG, C. T. (1971). Potential energy and stream morphology. *Water Resources Research* 7(2), 311-322.

YANG, C. (1973). Incipient motion and sediment transport. *Journal of the Hydraulics Division*, ASCE, **99**(HY10), 1679-1704.

YANG, C. T. (1976). Minimum unit stream power and fluvial hydraulics. *Journal of the Hydraulics Division*, ASCE, **102**(HY7), 919-934.

YANG, C. (1979). Unit stream power equations for total load. *Journal of Hydrology* **40**, 123-138.

YANG, C. (1984). Unit stream power equation for gravel. *Journal of the Hydraulics Division*, ASCE, **110**(HY12), 1783-1797.

YANG, C. T. (1992). *Force, energy, entropy, and energy dissipation rate. Entropy and Energy Dissipation in Water Resources*, edited by V.P. Shing and M. Fiorentino, Kluwer Academic Publisher, 63-89.

YANG, C. T. (2003). *Sediment transport: Theory and Practice*. McGraw-Hill.

YANG, C.T., ET SONG, C. C. S. (1979). Theory of minimum rate of energy dissipation. *Journal of the Hydraulics Division*, ASCE, **105**(HY7), 769–784.

YANG, C. T., ET SONG, C. C. S. (1986). Theory of minimum energy and energy dissipation Rate. Dans *Encyclopedia of fluid mechanics*, vol. 1, chap. 11. Éditeur : N.P. Cheremisinoff. Gulf Publishing Company, Houston, 353–399.

YANG, C., MOLINAS, A., ET WU, B. (1996). Sediment transport in the yellow river. *Journal of Hydraulic Engineering* **122**(5), 237-244.

YANG, C. T. ET SIMÕES, F. (2000). *User's Manual for GSTARS 2.1 (Generalized Stream Tube model for Alluvial River Simulation version 2.1)*. U.S. Bureau of Reclamation, Technical Service Center, Denver, Colorado.

ANNEXES

ANNEXE I

ANALYSE MATHÉMATIQUE DES ÉQUATIONS

DIRECTIONS CARACTÉRISTIQUES

Dans un canal de section rectangulaire, les équations gouvernant un problème unidimensionnel de transport solide sont:

- équation de continuité de l'écoulement liquide:

$$\frac{\partial(Vh)}{\partial x}+\frac{\partial h}{\partial t}=0 \tag{I.1}$$

V étant la vitesse moyenne de l'écoulement dans la section transversale et h la profondeur d'eau;

- équation dynamique de l'écoulement liquide:

$$\frac{\partial V}{\partial t}+V\frac{\partial V}{\partial x}+g\left(\frac{\partial h}{\partial x}+\frac{\partial z}{\partial x}+J_e\right)=0 \tag{I.2}$$

z étant la côte du fond et J_e la pente de la ligne d'énergie;

- équation de continuité du débit solide:

$$\frac{\partial z}{\partial t}+\frac{1}{(1-\lambda)}\frac{\partial q_s}{\partial x}=0 \tag{I.3}$$

λ étant la porosité et q_s le débit solide par unité de largeur;

- une loi de transport solide:

$$q_s=q_s(V,h) \tag{I.4}$$

De l'hypothèse de débit constant on obtient des simplifications:

- ayant: $\frac{\partial(Vh)}{\partial x} = 0$, on obtient: $\frac{\partial V}{\partial x} = -\frac{V}{h}\frac{\partial h}{\partial x}$ et, via (I.1): $\frac{\partial h}{\partial t} = 0$

- ayant: $\frac{\partial(Vh)}{\partial t} = 0$ et puisque $\frac{\partial h}{\partial t} = 0$, on obtient: $\frac{\partial V}{\partial t} = 0$

de l'équation (I.4) on obtient: $\frac{\partial q_s}{\partial x} = \frac{\partial q_s}{\partial V}\frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial q_s}{\partial h}\frac{\partial h}{\partial x}$

et puisque: $\frac{\partial V}{\partial x} = -\frac{V}{h}\frac{\partial h}{\partial x}$ on obtient: $\frac{\partial q_s}{\partial x} = \left(\frac{\partial q_s}{\partial h} - \frac{V}{h}\frac{\partial q_s}{\partial u}\right)\frac{\partial h}{\partial x}$

Par substitution de ces résultats dans les équations (I.2)et (I.3) on obtient le système d'équations aux dérivées partielles suivant:

$$\left(1 - F_r^2\right)\frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial z}{\partial x} + J_e = 0 \tag{I.5}$$

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{1}{(1-\lambda)}\left(\frac{\partial q_s}{\partial h} - \frac{V}{h}\frac{\partial q_s}{\partial u}\right)\frac{\partial h}{\partial x} = 0 \tag{I.6}$$

avec $F_r = \frac{V}{\sqrt{gh}}$: nombre de Froude. Dans ce système les fonctions inconnues sont: $h(x,t)$ et $z(x,t)$.

Il existe quatre méthodes pour la détermination des caractéristiques d'un système aux dérivées partielles. Pour le système d'équations (I.5) et (I.6), nous les obtenons via la méthode des exposants de Cauchy:

On pose:

$$h = H \cdot e^{\sigma \cdot t} \cdot e^{-i\omega \cdot x} \tag{I.7}$$

$$z = Z \cdot e^{\sigma \cdot t} \cdot e^{-i\omega \cdot x} \tag{I.8}$$

Les caractéristiques sont données par: $\frac{dx}{dt} = \frac{-i \cdot \sigma}{\omega}$.

En remplaçant (I.7) et (I.8) dans (I.5) et (I.6) on obtient le système d'inconnues H et Z suivant:

$$(A) \qquad \begin{cases} \omega \cdot \left(1 - F_r^2\right) \cdot H + \omega \cdot Z = 0 \\ \dfrac{i \cdot \omega}{(1-\lambda)} \left(\dfrac{\partial q_s}{\partial h} - \dfrac{V}{h} \dfrac{\partial q_s}{\partial u} \right) H + \sigma \cdot Z = 0 \end{cases}$$

Le déterminant du système (A) doit être nul pour qu'il n'y ait pas de solution identiquement nulle. En annulant le déterminant du système (A) on obtient les relations suivantes:

$$\omega = 0$$

$$\sigma = \frac{1}{\left(1 - F_r^2\right)} \frac{i \cdot \omega}{(1-\lambda)} \left(\frac{\partial q_s}{\partial h} - \frac{V}{h} \frac{\partial q_s}{\partial u} \right)$$

Donc on obtient deux caractéristiques:

- une, C_1, de pente infinie:

$$\frac{dx}{dt} = \infty \tag{I.10}$$

représente la vitesse de propagation des perturbations de surface,

- la deuxième, C_2, de pente finie:

$$\frac{dx}{dt} = \frac{1}{\left(1-F_r^2\right)}\frac{1}{(1-\lambda)}\left(\frac{\partial q_s}{\partial h} - \frac{V}{h}\frac{\partial q_s}{\partial u}\right) \tag{I.11}$$

c'est la célérité des perturbations du fond.

La figure I.1 montre ces deux caractéristiques dans le plan *(x,t)* pour un écoulement fluvial.

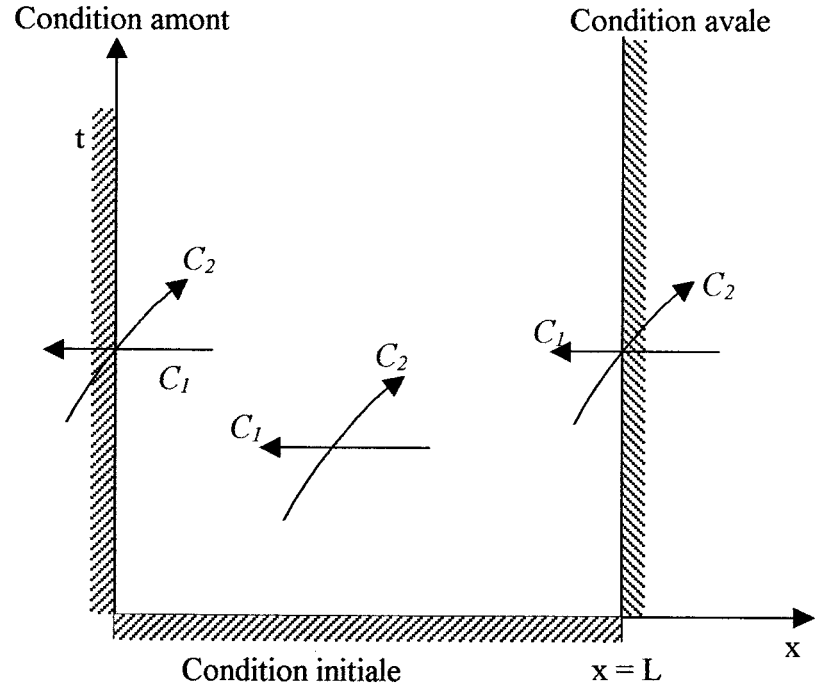


Figure I.1: Directions caractéristiques et conditions aux limites dans le cas d'un écoulement fluvial.

Modèles découplés

Au quatrième chapitre nous avons vu que certains modèles numériques utilisent l'approche découplée pour résoudre les équations de la ligne d'eau d'abord puis celle du transport solide. La justification d'une telle approche vient du fait que la vitesse de propagation des perturbations du fond, équation (I.11) a une valeur finie nettement inférieur à celle de propagation des ondes de surface. Pratiquement, ceci n'est vrai que si $(1-F_r^2)$ est nettement différent de 0, ce qui revient à exclure, pour le nombre de Froude, l'intervalle $[0{,}8;1{,}2]$.

Conditions aux limites

Dans le cas d'un écoulement fluvial (voir figure I.1), pour que le problème soit bien posé du point de vue mathématique, il faut donner:

- à l'instant initial, en tout point d'abscisse x, les valeurs des fonctions $h(x,0)$ et $z(x,0)$;
- à la limite amont, $x = 0$, une condition;
- à la limite avale, $x = L$, une condition.

Dans le cas de l'application traitée au chapitre 8, en plus de $h(x,0)$ et $z(x,0)$, la condition limite amont est donnée par l'hydrogramme de rupture à Première Chute (figure 8.2) alors que la condition limite avale est donnée par la courbe de jaugeage à l'entrée du lac Témiscamingue: $h = 2.13 \cdot 10^{-7} \cdot Q + 179$.

ANNEXE II

MÉTHODE DE LA DESCENTE

(ou méthode d'amélioration itérative)

Cette méthode vise à déterminer une solution $s(\boldsymbol{x})$ (cercle de rupture dans le cas de stabilité de talus) dans le voisinage de la solution courante $\boldsymbol{x}$ (cercle de glissement actuel), telle que $f(s(\boldsymbol{x})) < f_{min}$ (f_{min} désigne la valeur minimale courante de f, la fonction objective à minimiser, par exemple le facteur de sécurité dans le cas de stabilité de talus). La méthode consiste à engendrer, à chaque itération, un N-échantillon (N cercles de glissement), suivant un procédé aléatoire ou cyclique, ou suivant une loi de distribution uniforme, dans le voisinage de la solution courante $\boldsymbol{x}$ (cercle de glissement actuel). La fonction objective f (facteur de sécurité) est évaluée en chaque point de l'échantillon, et la solution $\boldsymbol{x}'$ (nouveau cercle de glissement retenu) correspond à la plus petite valeur de f (facteur de sécurité) obtenue:

$$f(\boldsymbol{x}') = f(s(\boldsymbol{x})) = \min_{1 \le i \le N}[f(s_i(\boldsymbol{x}))].$$

Cette nouvelle valeur $f(\boldsymbol{x}')$ *(valeur du facteur de sécurité se rattachant au nouveau cercle de glissement)* est comparée à la valeur minimale courante f_{min}. Si elle est meilleure (plus petite), cette valeur est enregistrée, ainsi que la solution correspondante (le cercle nouveau cercle de glissement), et le processus continue. Sinon l'algorithme prend fin, on a atteint un minimum local (facteur de sécurité minimal). Cet algorithme

est présenté dans la figure II.1, et la figure II.2 montre schématiquement la convergence de la méthode.

x := solution aléatoire

$f_{min} := f(x)$

$x_{min} := x$

REPETER

engendrer un N-échantillon $s_i(x) \in$ voisinage $S(x)$ et

calculer $f(s(x)) = \min_{1 \leq i \leq N}[f(s_i(x))]$

SI $f(s(x)) < f_{min}$

$f_{min} := f(s(x))$

$x_{min} := s(x)$

SINON

sortir de REPETER

FIN SI

FIN REPETER

Figure II.1: algorithme de la méthode de la descente.

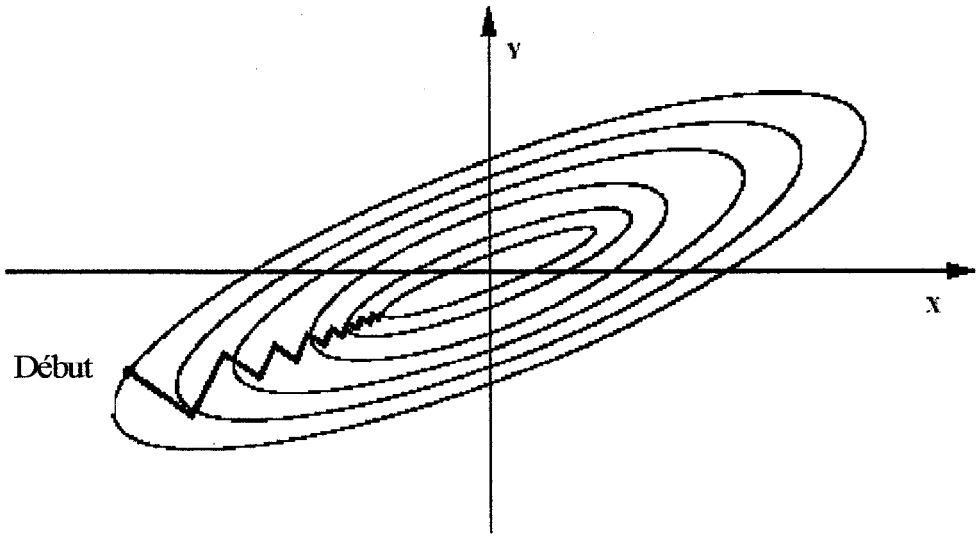


Figure II.2: convergence de la méthode de la descente.

ANNEXE III

BISHOP : MANUEL D'UTILISATION

Nom : **BISHOP.EXE**

Utilité : Analyser la stabilité d'un talus en déterminant le facteur de sécurité minimal ainsi que le cercle correspondant.

Méthode : Méthode Modifiée de Bishop,

Fichier d'entrée : "titre".dat

Fichiers de sortie : out.dat & "titre".dat

DÉSCRIPTION DES DONNÉES À FOURNIR AU PROGRAMME BISHOP

PARTIE(A) : TITRE

TITRE : Maximum 100 caractères.

PARTIE(B) : DONNÉES DE CONTROLE

NSECTION : Nombre des sections verticales pour définir la géométrie. Maximum de 50. Voir PARTIE(C).

NSTRATES : Nombre des limites des couches de sol (=nombre des couches plus 1). Maximum 20.

PRINTE : Méthode retenue pour la pression interstitielle, voir PARTIE(E).

PRINTE = -1 pressions interstitielles définies par la constante r_u,

PRINTE = 0 pas de pressions interstitielles,

PRINTE = 1 pressions interstitielles définies par une surface libre (augmentation linéaire de la pression avec la profondeur à partir de zéro à la surface libre).

PRINTE > 1 les contours isobares sont utilisés ; PRINTE est le nombre de ces contours, Maximum de 20.

NPTCUPR : Nombre des points définissant la variation de la contrainte non drainée en fonction de la profondeur (=0 si cette option n'est pas utilisée). Maximum de 30 points.

PARTIE(C) : DONNÉES RELATIVES AU PROFIL DU SOL

N.B : Le repère retenu pour définir les coordonnées des différents points est tel que

X- POSITIF VERS LA GAUCHE et Y-POSITIF VERS LE BAS

Un ensemble de données pour chaque section verticale. Chaque ligne (NSECTION fois) contient :

X : abscisse de la section verticale

YCR : ordonnée de la base de la crevasse. En absence de crevasse, YCR est l'ordonnée de la surface du sol.

YSURF : ordonnée de la surface d'eau dans la crevasse. Si la crevasse ne présente pas d'eau, alors YSURF=YCR.

Y(1) : ordonnée du sommet de la première couche du sol (niveau du sol)

Y(2) : ordonnée du sommet de la deuxième couche du sol (base de la première couche)

.....

Y(NSTRATES) : ordonnée de la base de la dernière couche du sol.

PARTIE(D) : DONNÉES RELATIVES AUX PROPRIÉTÉS DU SOL

Une ligne pour chaque couche (NSTRATES-1). Maximum de 19. Chaque ligne consiste en :

J :Numéro de la couche.

CU(J) : Cohésion du sol dans cette couche (= -1 si les données décrivant la variation de la contrainte non drainée en fonction de la profondeur sont à utiliser). Voir PARTIE(F).

ANGFR (J) : Angle de frottement du sol dans cette couche (= 0 si le sol est de``l'argile non drainée`` ou si la variation de la contrainte non drainée en fonction de la profondeur est à utiliser). Voir PARTIE(F)

GAMTOTAL(J) : Poids volumique (saturé ou humide) du sol dans cette couche.

PARTIE(E) : DONNÉES RELATIVES À LA PRESSION INTERSTITIELLE

Si **PRINTE = -1**, les données consistent en une ligne contenant la valeur de r_u.

Si **PRINTE = 0**, aucune donnée n'est requise.

Si **PRINTE > 0**, on doit fournir les données suivantes :

PARTIE I : Les ensembles de données des lignes (contours) isobares. Un ensemble pour chaque section verticale :

X : abscisse de la section verticale

PEAU(1) : ordonnée de la première isobare à cette section (surface libre),

PEAU(2) : ordonnée de la première isobare à cette section,

.....

PEAU(PRINTE) : ordonnée de la dernière isobare à cette section.

PARTIE II (requise si PRINTE > 1) : Valeurs des lignes isobares ;

VAPEAU(1) : Valeur de la pression de la première ligne isobare,

VAPEAU(2) : Valeur de la pression de la deuxième ligne isobare,

.....

VAPEAU(PRINTE) : Valeur de la pression de la dernière ligne isobare.

PARTIE(F) : DONNÉES DE COHÉSION NON DRAINÉE VS. PROFONDEUR

Si **NPTCUPR = 0** : aucune donnée n'est requise,

Si **NPTCUPR > 0** : les valeurs des couplets (Y, Cu) doivent être définies pour chaque profondeur:

ELV(1), VAC(1) : première profondeur et cohésion non drainée correspondante,

ELV(2), VAC(2) : deuxième profondeur et cohésion non drainée correspondante,

.....

ELV(NPTCUPR), VAC(NPTCUPR) : dernière profondeur et cohésion non drainée correspondante.

PARTIE(G) : DONNÉES RELATIVES AUX PROPRIÉTÉS DU SOL CORRESPONDANT AUX RUPTURES SUBSÉQUENTES

Une ligne pour chaque couche. Maximum de 19. Chaque ligne consiste en :

J : Numéro de la couche.

CU(J) : Cohésion du sol dans cette couche (= -1 si les données décrivant la variation de la contrainte non drainée en fonction de la profondeur sont à utiliser). Voir PARTIE(F).

ANGFR (J) : Angle de frottement du sol dans cette couche (= 0 si le sol est de ``l'argile non drainée'' ou si la variation de la contrainte non drainée en fonction de la profondeur est à utiliser). Voir PARTIE(F)

GAMTOTAL(J) : Poids volumique (saturé ou humide) du sol dans cette couche.

ANNEXE IV

VALIDATION DU MODÈLE BISHOP

Cet annexe présente six cas de validation du modèle d'analyse de stabilité selon la méthode modifiée de Bishop, BISHOP. La validation se fait en comparant les résultats relatifs au facteur de sécurité et le cercle de glissement correspondant fournis par BISHOP et ceux fournis par un logiciels tel que SLOPE/W ou SLIDE, sur des cas pris de la littérature.

Convention de repère: Dans cet annexe, tous les résultats présentés relatifs à la position des centres des cercles de rupture et leurs rayons sont exprimés dans le repère choisi dans BISHOP: l'axe des abscisses est positif vers la gauche et l'axe des ordonnées est positif vers le bas comme montré à la figure IV.1.

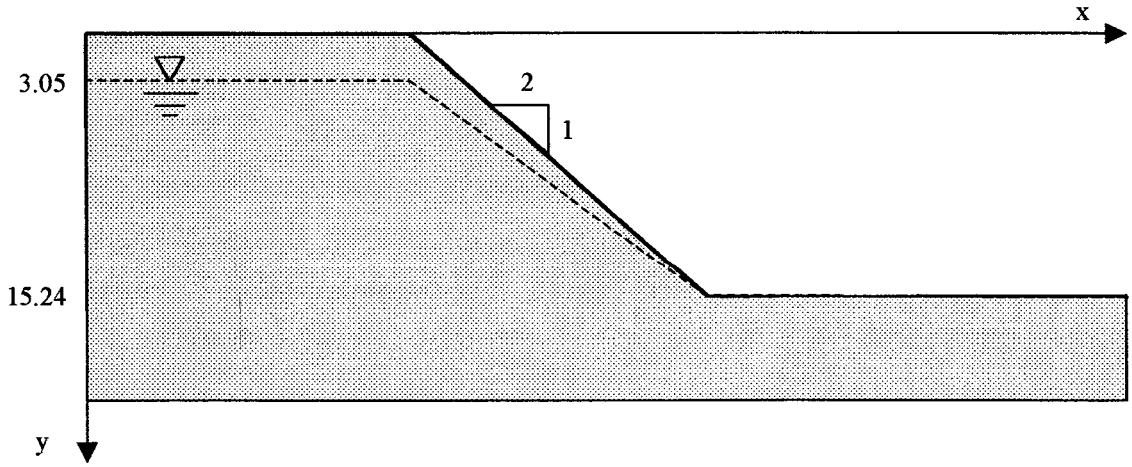


Figure IV.1: Convention de repère dans BISHOP.

IV.1 Premier cas de validation: documenté par Pockoski et Duncan (2000).Talus homogène avec ligne piézométrique, les caractéristiques géométriques et géotechniques sont définies sur la figure IV.2.

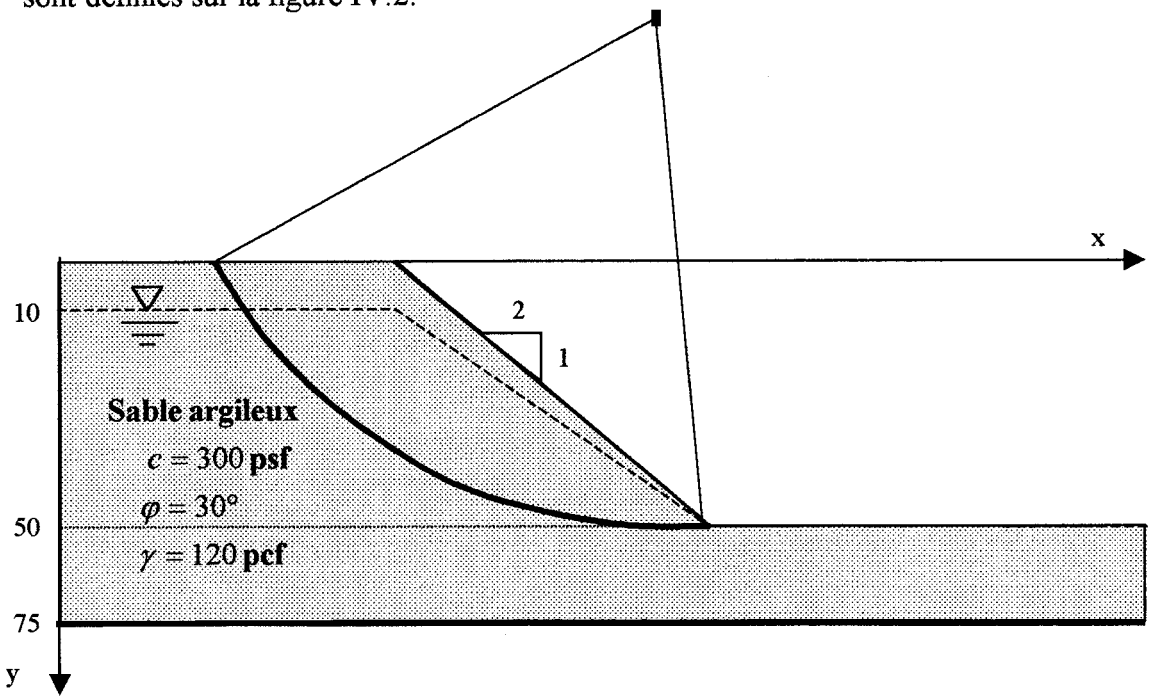


Figure IV.2: 1er cas de validation - Talus homogène avec ligne piézométrique.

Ce cas a été analysé avec les logiciels SLOPE/W, UTEXAS4, RSS et WINSTABL (Pockoski et Duncan, 2000) et nous l'avons analysé avec notre modèle BISHOP. Les résultats sont résumés dans tableau IV.1.

Tableau IV.1: Résultats, 1er cas de validation.

Modèle utilisé	Fsmin (-)	Centre du cercle		Rayon (PI)
		X(PI)	Y(PI)	
BISHOP	**1.301**	**160.10**	**-43.30**	**95.40**
SLOPE/W	1.297	160.00	-43.00	95.80

IV.2 Deuxième cas de validation: Talus homogène (source: Student edition workbook for SLOPE/W, 2002). La figure IV.3 présente le talus analysé par SLOPE/W ainsi que les résultats (facteur de sécurité minimal et le cercle correspondant) de l'analyse. Le tableau IV.2 résume les résultats de BISHOP et ceux de SLOPE/W (résultats dans le repère de BISHOP).

TABLEAU IV.2: Résultats, 2ème cas de validation.

Modèle utilisé	Fsmin (-)	Centre du cercle		Rayon (m)
		X(m)	Y(m)	
BISHOP	**1.324**	**75.70**	**-3.00**	**9.10**
SLOPE/W	1.291	75.50	-2.40	8.90

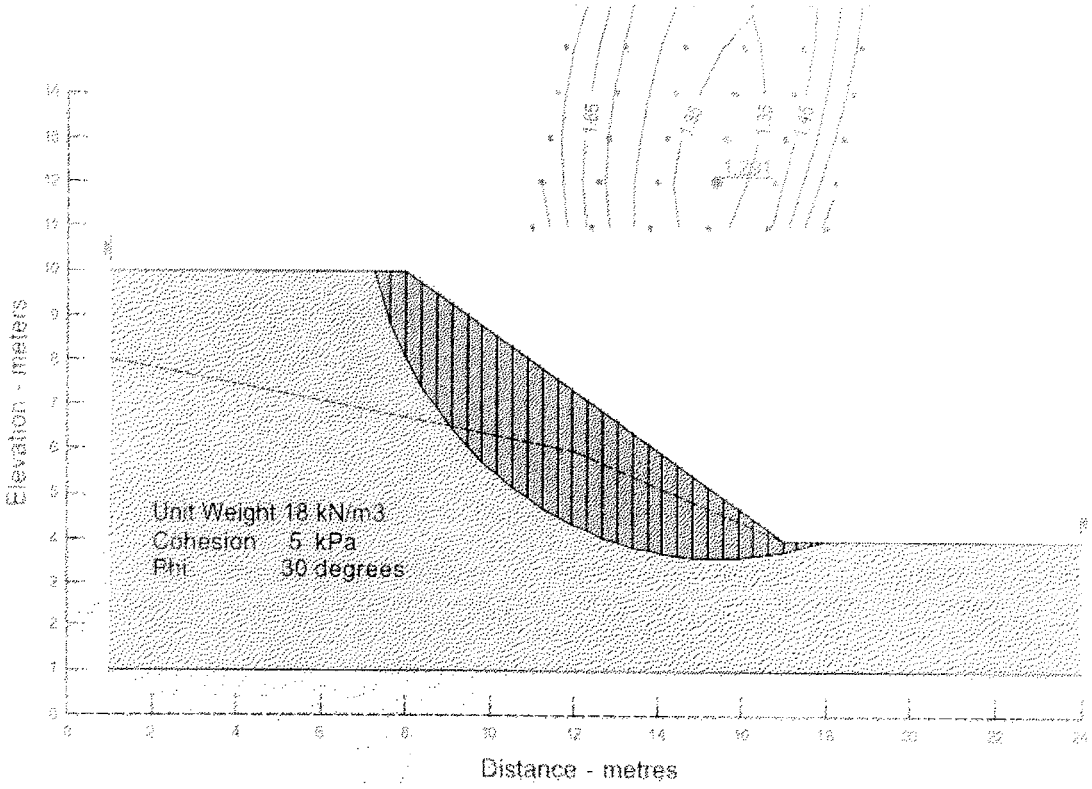


Figure IV.3: 2eme cas de validation - Talus homogène avec une ligne piézométrique.

IV.3 Troisième cas de validation: (source: Student edition workbook for SLOPE/W, 2002): Talus homogène avec pression interstitielle définie par le rapport de pression interstitielle

Dans l'exemple de la figure IV.4 les pressions interstitielles se calculent via le rapport de pression interstitielle de r_u=0.35, le tableau IV.3 présente les résultats des modèles BISHOP et SLOPE/W.

TABLEAU IV.3: Résultats, 3ème cas de validation.

Modèle Utilisé	Fsmin (-)	Centre du cercle		Rayon (m)
		X(m)	Y(m)	
BISHOP	**1.344**	**97.90**	**-107.80**	**143.80**
SLOPE/W	1.338	98.00	-104.00	138.00

IV.4 Quatrième cas de validation: (source: SLIDE, Verification Manual Part 1, 2003) Talus stratifié sans pression interstitielle. La figure IV.5a montre la géométrie du talus dont les caractéristiques géotechniques sont les suivantes:

	c' (kN/m^2)	φ' (degré)	γ (kN/m^3)
Couche supérieure	29.40	12.00	18.82
couche moyenne	9.80	5.00	18.82
couche inférieure	29.40	40.00	18.82

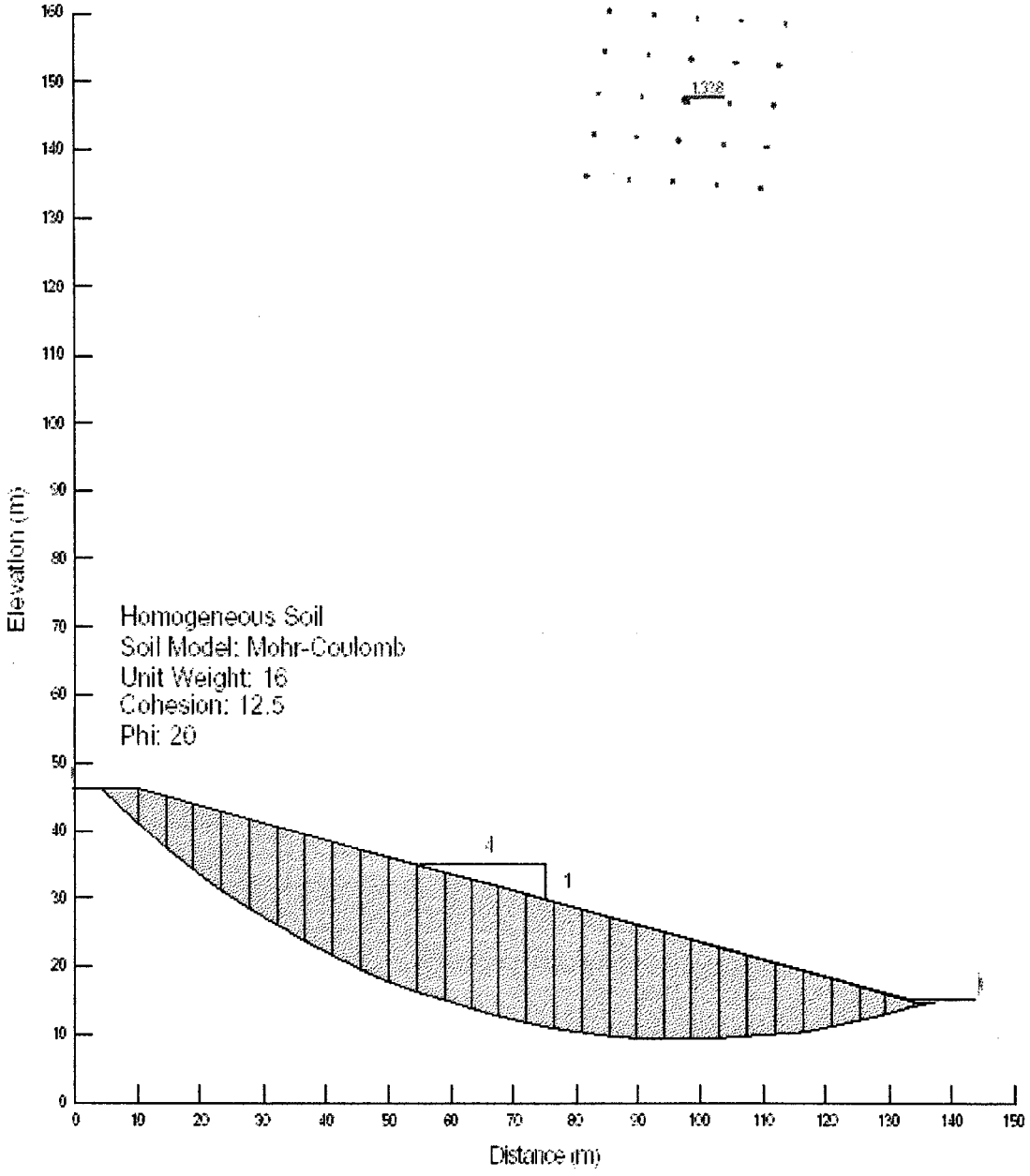


Figure IV.4 : 3ème cas de validation

Talus homogène avec pressions interstitielles définies par le rapport r_u.

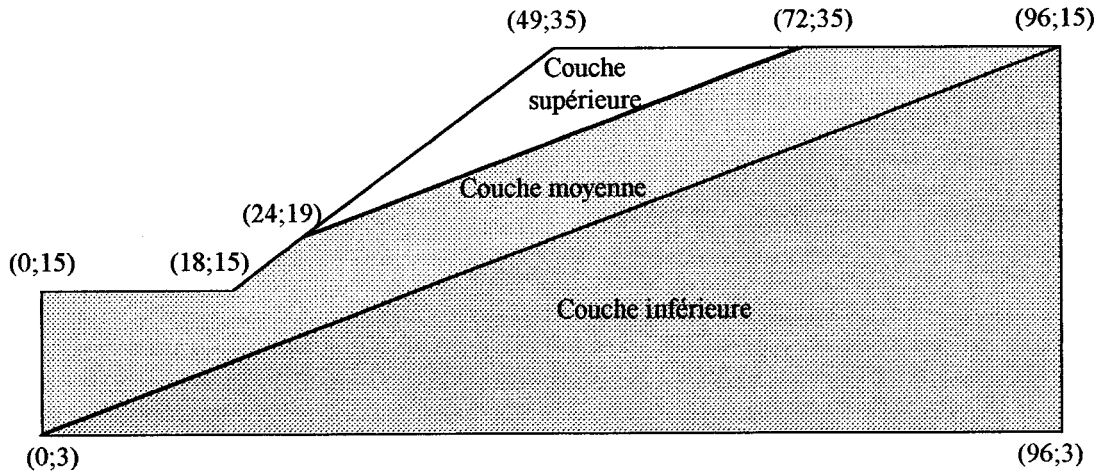


Figure IV.5a : 4ème cas de validation Talus stratifié sans pression interstitielle (adapté de SLIDE - Verification Manual Part 1, 2003).

Le logiciel SLIDE qui utilise la méthode de Bishop fournit les résultats de la figure IV.5b. La comparaison avec les résultats de BISHOP (qui utilise la méthode modifiée de BISHOP) est présentée au tableau IV.4.

TABLEAU IV.4: Résultats, 4ème cas de validation.

Modèle utilisé	Fsmin (-)	Centre du cercle		Rayon (m)
		X(m)	Y(m)	
BISHOP	**0,420**	**25,97**	**-32,90**	**34,10**
SLIDE	0,421	26,37	-33,15	34,45

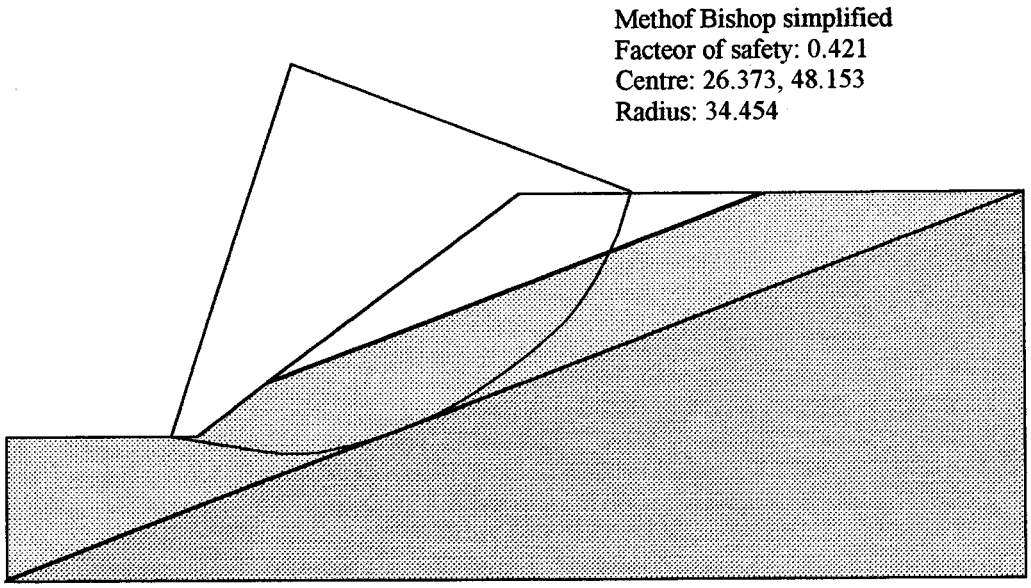


Figure IV.5b : 4ème cas de validation

Talus stratifié sans pression interstitielle - résultats par SLIDE.

(adapté de SLIDE - Verification Manual Part 1, 2003).

Remarque: les trois cas de validation suivant (IV.5 à IV.8) ont été fait sur les rives de la rivière des Outaouais à Notre Dame du Nord qui ont fait l'objet d'une étude géotechnique approfondie par Thibault et al. (2002). Elles ont été subdivisées en un ensemble de secteurs géotechniques dont chacun d'eux contient un certain nombres de talus. Dans l'analyse de stabilité de ces secteurs, un cas hypothétique a été considéré: celui ou la nappe phréatique est à la surface. Pour ces talus, Thibault et al. (2002) ont déterminé des facteurs de sécurité minimaux et les cercles correspondants. Nous retenons trois talus appartenant aux secteurs géotechniques 5, 6 et 10 respectivement. Nous analysons la stabilité de ces talus par notre module BISHOP et nous présentons les résultats comparatifs.

IV.5 **Cinquième cas de validation:** (source: Thibault et al., 2002)

La nappe phréatique est en surface du talus, appartenant au 5ème secteur géotechnique,, formé d'argile intacte dont caractéristiques géotechniques sont: c'= 7 kPa, ϕ'= 36° et γ= 17 kN/m^3. La figure IV.6 montre la géométrie du talus et les résultats de l'analyse de stabilité par SLOPE/W, et le tableau IV.5 les résume ainsi que les résultats du module BISHOP. Tous les chiffres sont ramenés au repère de BISHOP.

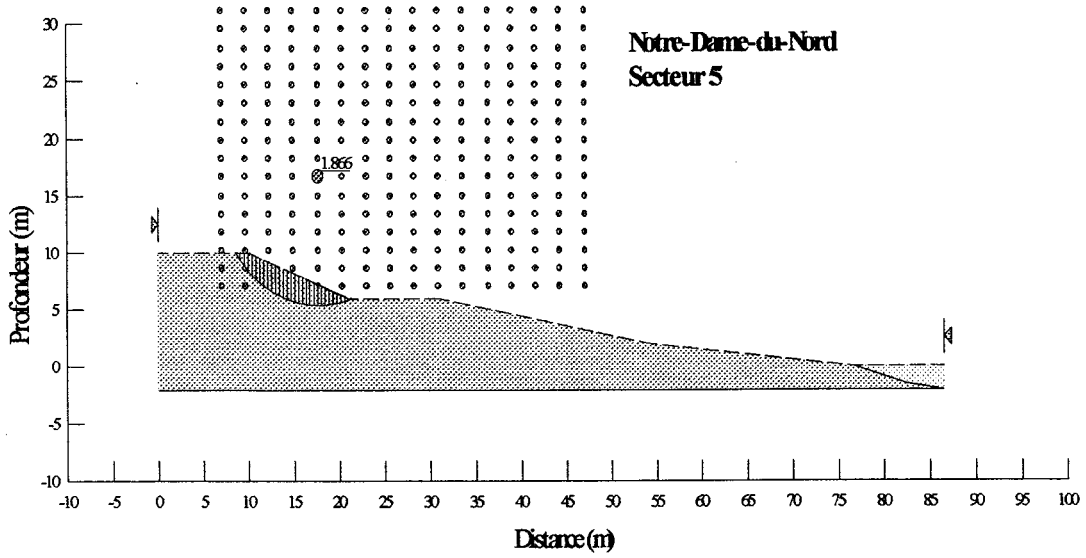


Figure IV.6: 5ème cas de validation. Talus homogène avec nappe phréatique en surface.

TABLEAU IV.5: Résultats, 5ème cas de validation.

Modèle utilisé	Fsmin (-)	Centre du cercle		Rayon (m)
		X(m)	Y(m)	
BISHOP	**1.933**	**66.90**	**-5.60**	**10.10**
SLOPE/W	1.866	67.50	-7.00	11.5

IV.6 Sixième cas de validation: (source: Thibault et al., 2002)

La nappe phréatique est en surface du talus, appartenant au 10ème secteur géotechnique, formé d'argile intacte surmontée par une croûte argileuse. Les caractéristiques géotechniques sont les suivantes:

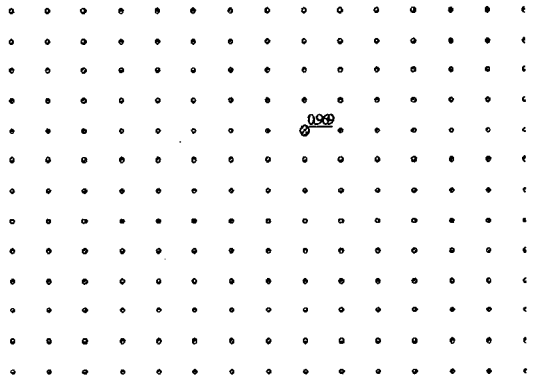
Pour la croûte argileuse: c'= 7 kPa, ϕ'= 35°, γ= 16 kN/m^3

Pour l'argile intacte: c'= 7 kPa, ϕ'= 36°, γ= 17 kN/m^3

La figure IV.7 montre la géométrie du talus et les résultats de l'analyse de stabilité par SLOPE/W, et le tableau IV.6 les résume ainsi que les résultats du module BISHOP. Tous les chiffres sont ramenés au repère de BISHOP.

TABLEAU IV.6: Résultats, 6ème cas de validation.

Modèle utilisé	Fsmin (-)	Centre du cercle		Rayon (m)
		X(m)	Y(m)	
BISHOP	**1.034**	**133.60**	**-86.20**	**115.20**
SLOPE/W	0.969	134.50	-85.50	114.50



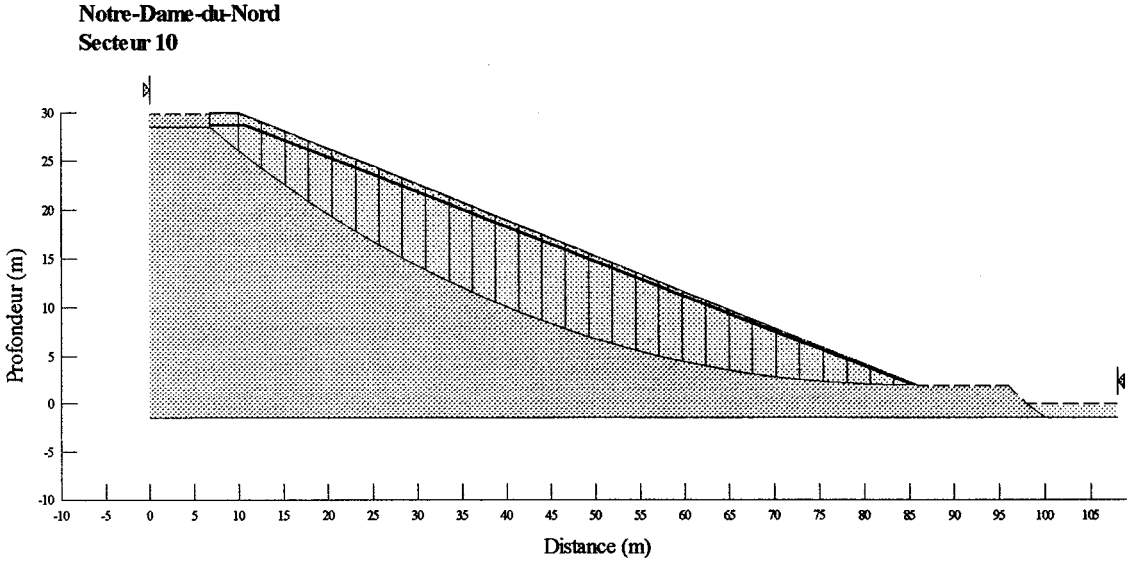


Figure IV.7: 6ème cas de validation. Talus homogène avec nappe phréatique en surface.

Interprétation et conclusion

Les figures IV.8 à IV.10 montrent les comparaisons des facteurs de sécurité, des positions des cercles de rupture et de leurs rayons produits par BISHOP et les logiciels commerciaux SLOPE/W ou SLIDE (ce dernier n'a été utilisé que pour 4ème cas de validation).

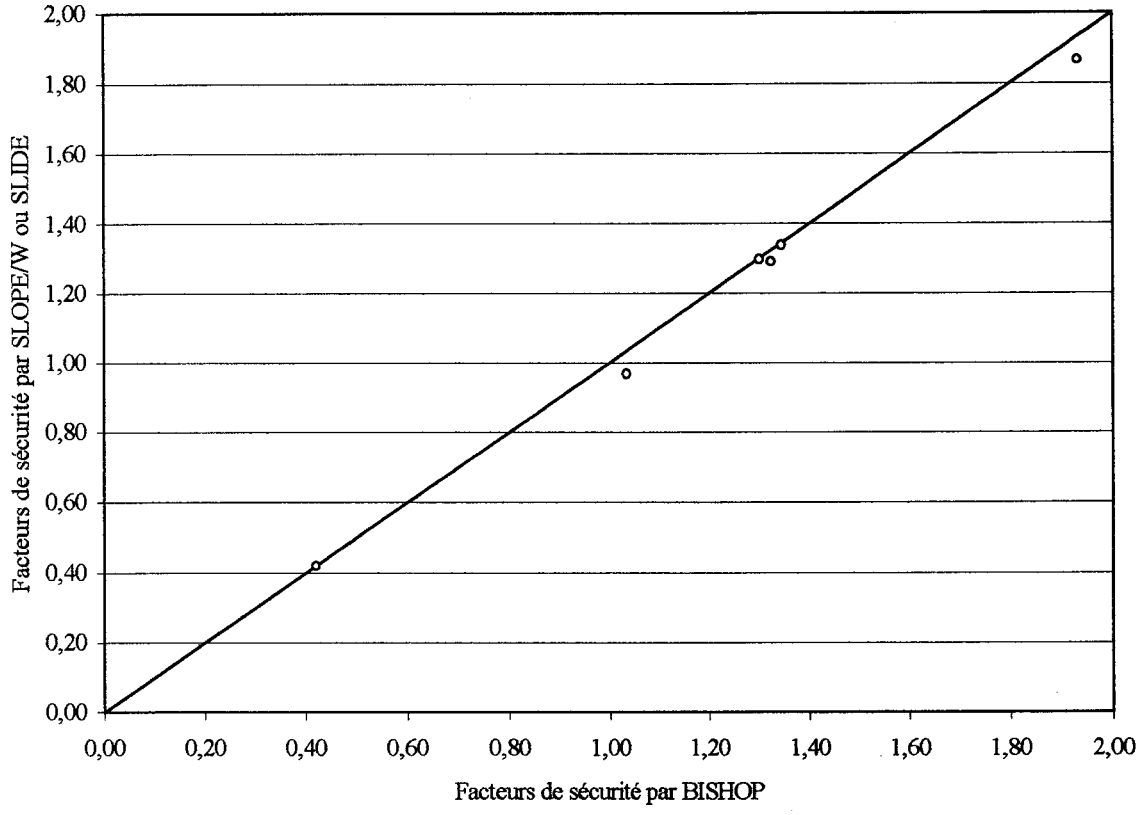


Figure IV.8: Validation de BISHOP - Facteurs de sécurité des cercles de glissement.

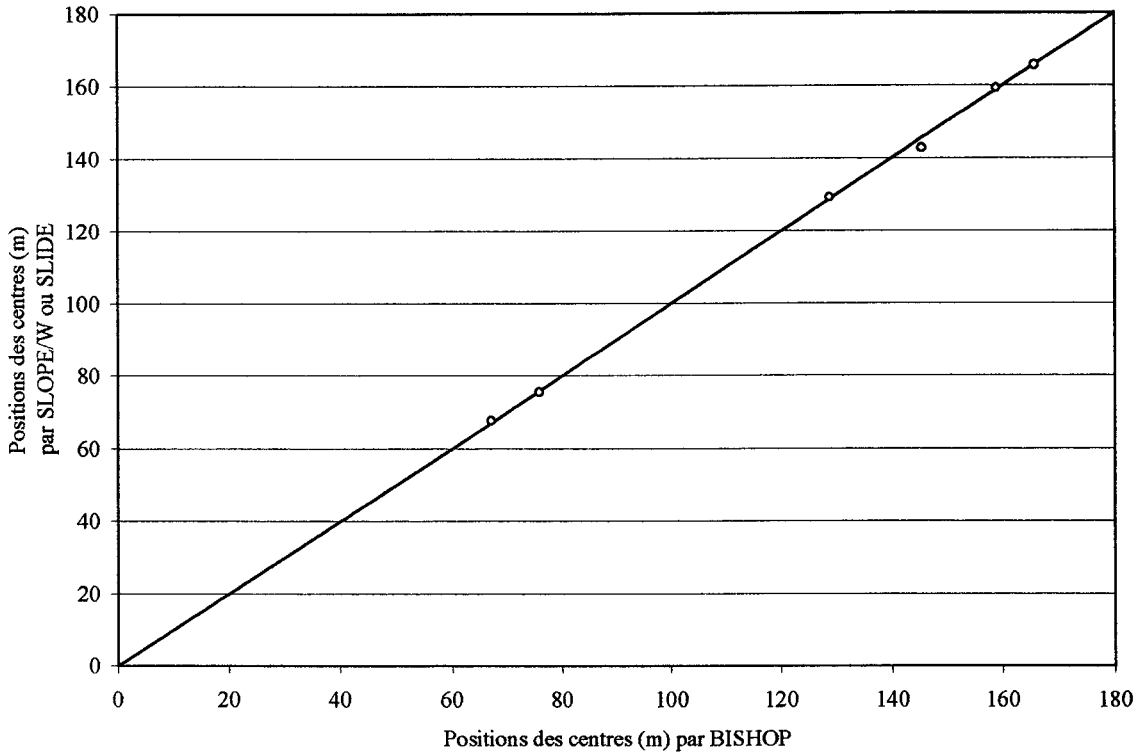


Figure IV.9: Validation de BISHOP - Centres des cercles de glissement.

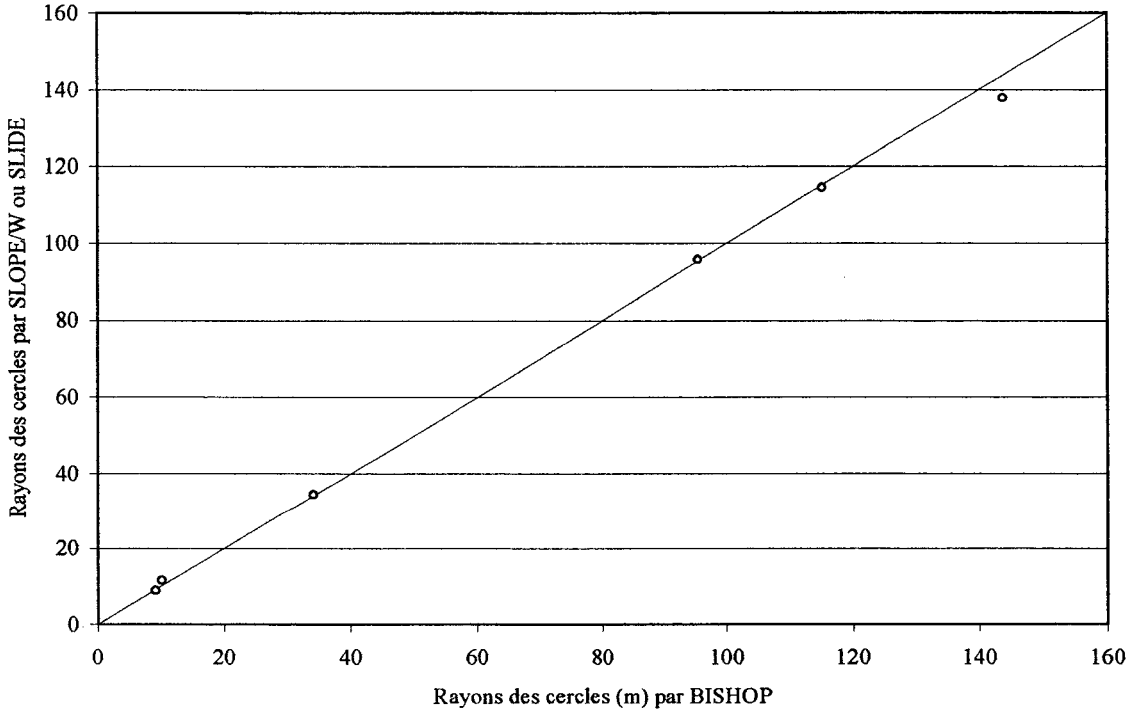


Figure IV.10: Validation de BISHOP - Rayons des cercles de glissement.

Au vu de ces résultats, nous pouvons conclure que le module BISHOP fournit avec une précision acceptable, pour nos objectifs, les facteurs de sécurités et les cercles de glissement correspondants pour des talus de complexité faible à moyenne. Ainsi, pour notre thèse et dans le cas de rupture circulaire, BISHOP peut être utilisé pour l'analyse de stabilité des rives d'un cours d'eau et être incorporé dans le modèle RIVIÈRE

ANNEXE V

EXEMPLES D'ANALYSE DE SENSIBILITÉ

Pour le talus de la figure V.1, formé d'un sol homogène, nous faisons une étude de sensibilité du facteur de sécurité aux variations de quatre paramètres:

- r_u: le rapport de pression interstitielle,
- φ: l'angle de frottement interne,
- c: la cohésion,
- γ : le poids volumique du sol.

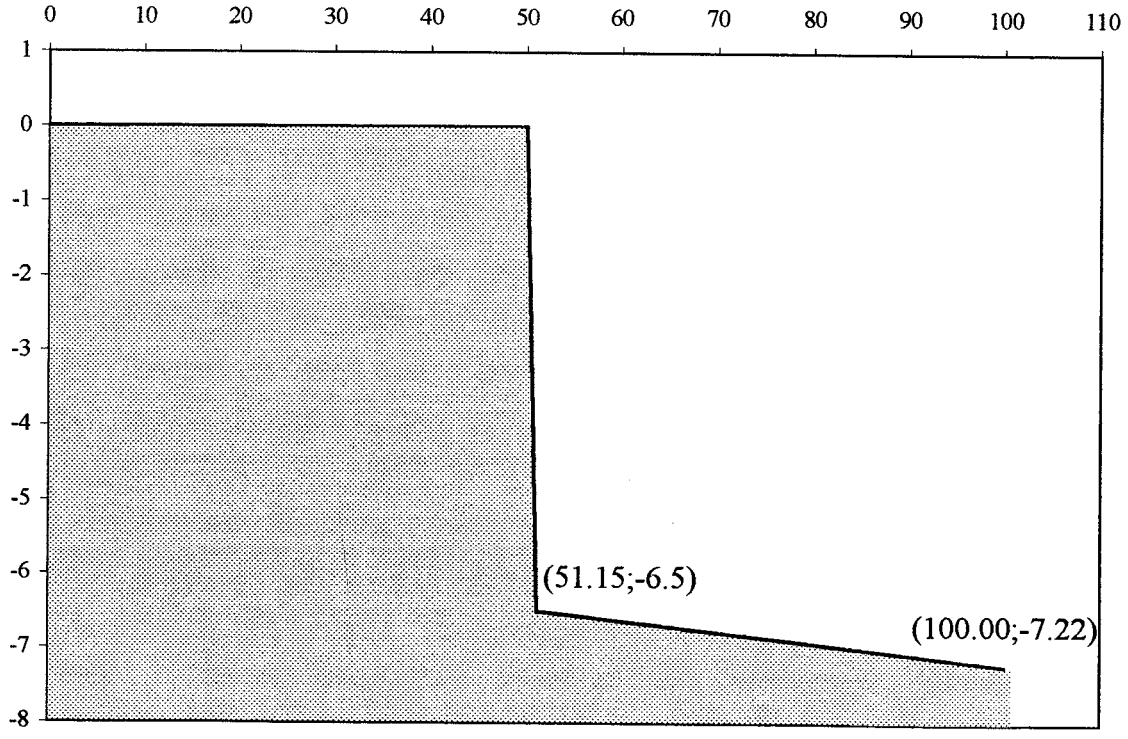


Figure V.1: Talus homogène.

Les domaines de variation des quatre paramètres sont les suivants:

	valeur min	valeur max
r_u (-)	0,00	0,58
c (kPa)	0.01	56,00
γ (kN/m3)	2,00	30,00
φ (degré)	0,00	45,00

Pour cet exemple, le fichier de données type nécessaire pour l'analyse de stabilité par le modèle BISHOP a la forme suivante:

```
Talus homogène_Ru_0-10out
4,2,-1,0
00.00,00.00,00.00,00.00,60.00,
50.00,00.00,00.00,00.00,60.00,
51.15,06.50,06.50,06.50,60.00,
100.00,07.22, 07.22, 07.22,60.00,
1,9.0,32.0,17.3
0.10
1,50.0,32.0,17.3
```

Dans ce fichier, les lignes qui changent durant l'analyse de sensibilité sont la 7ème et la 8ème ligne. En effet, dans la 7ème ligne:

1,9.0,32.0,17.3:

- le chiffre 1 indique qu'il s'agit de la 1ère couche géotechnique, ce chiffre ne doit pas changer durant l'analyse,
- 9.0 est la cohésion du sol (en kPa),
- 32.0 est l'angle de frottement interne (en degré),
- 17.3 est le poids volumique du sol (en kN/m^3),

la 8ème ligne (0.10) contient le rapport de pression interstitielle, dans l'exemple du fichier ci-dessus il est de 0,10.

Les figures V.2, V.3, V.4 et V.5 montrent les effets, sur le facteur de sécurité *FS*, du rapport de pression interstitielle, de la cohésion du sol, de son angle de frottement interne, et de son poids volumique respectivement.

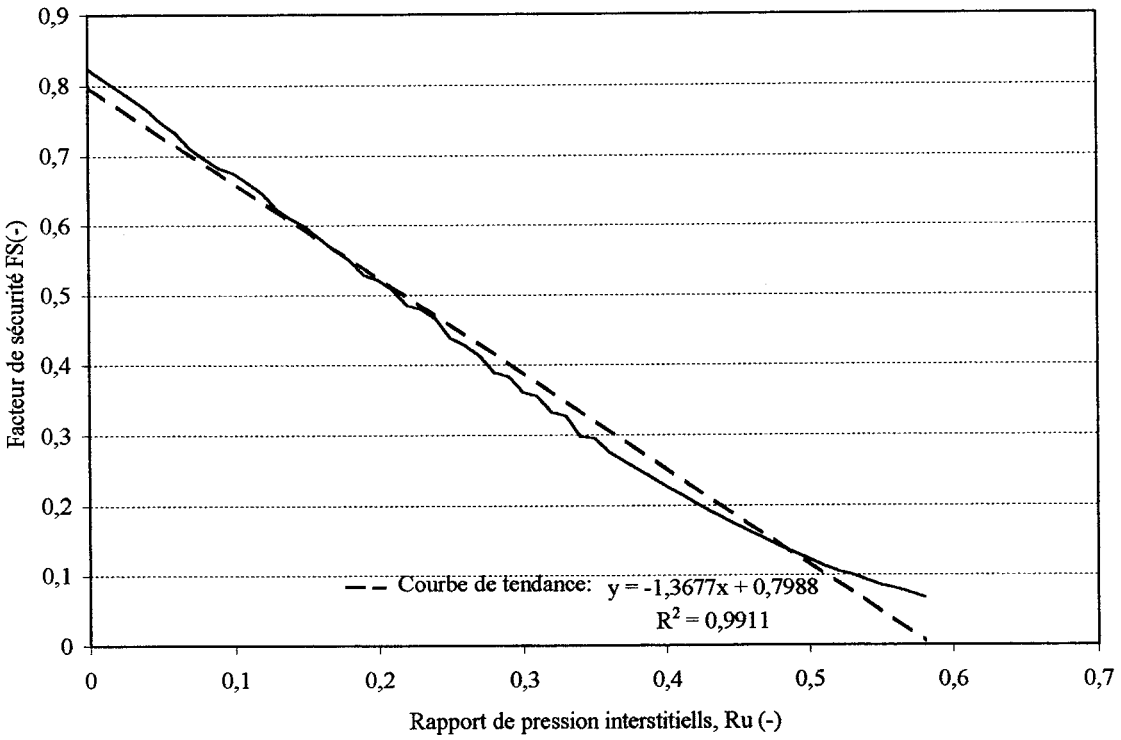


Figure V.2: Sensibilité du facteur de sécurité au rapport de pression interstitielle.

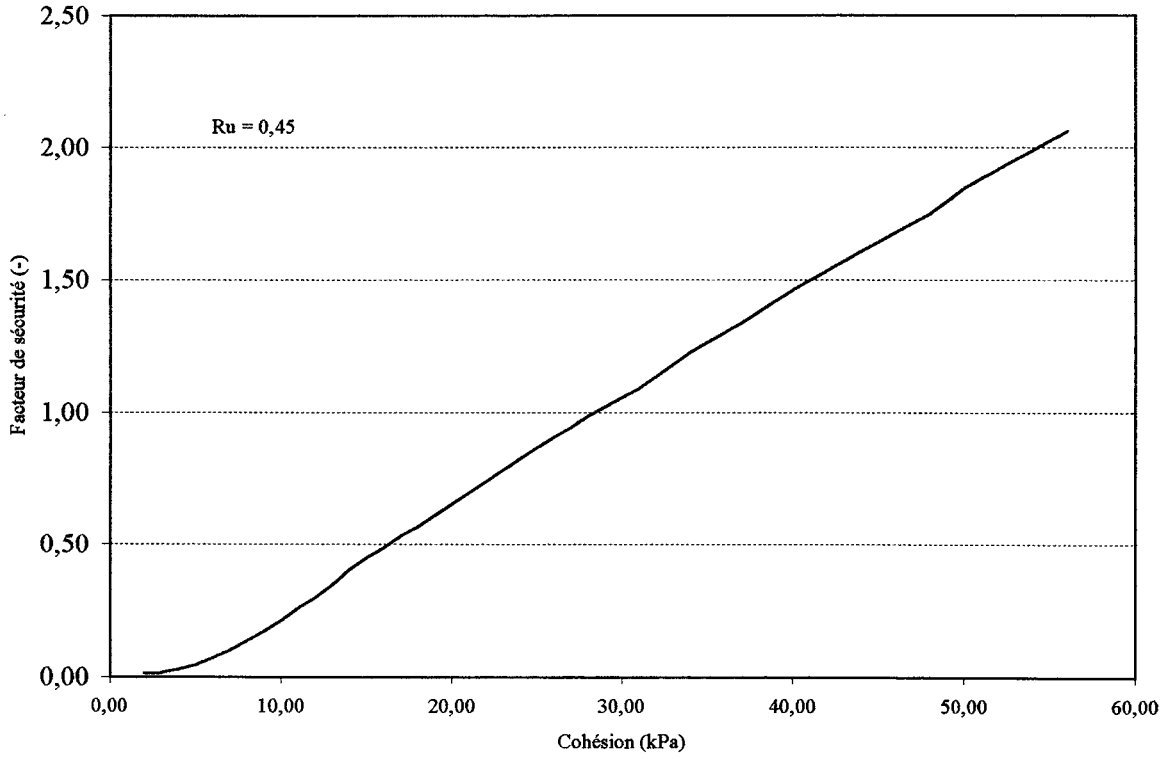


Figure V.3: Sensibilité du facteur de sécurité à la cohésion.

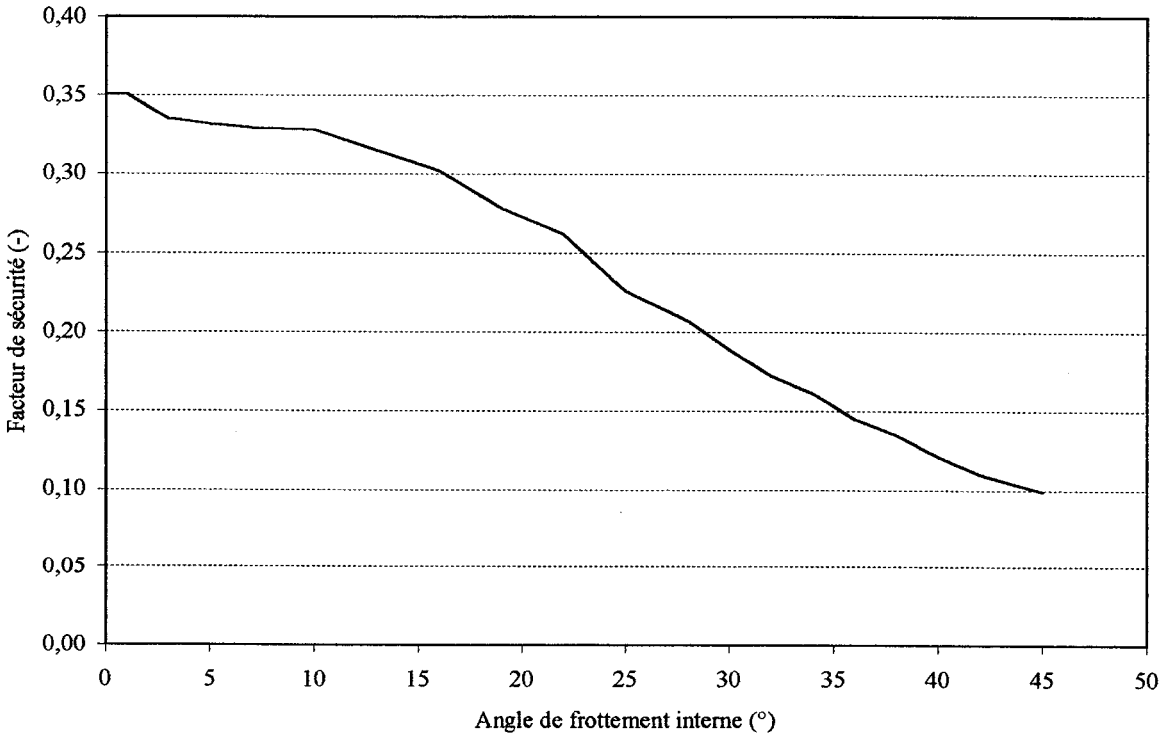


Figure V.4: Sensibilité du facteur de sécurité à l'angle de frottement interne.

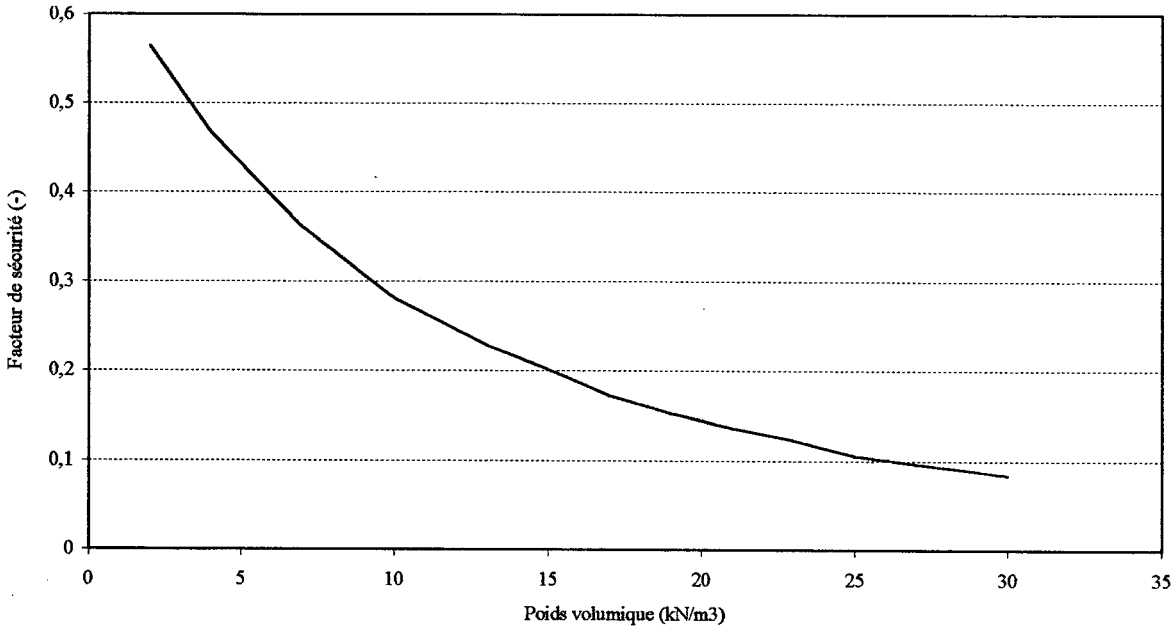


Figure V.5: Sensibilité du facteur de sécurité au poids volumique.

La figure V.6 regroupe les courbes précédente sur le même graphique. L'axe horizontal du graphe est en terme de pourcentage de changement (la valeur minimale = 0, et la valeur maximale de la variable= 100%), on y observe:

- la cohésion a la courbe de plus grande pente, indiquant son grand effet sur le facteur de sécurité,

- l'angle de frottement interne a la courbe de plus faible pente, son effet sur le facteur de sécurité est faible,

- le rapport de pression interstitielle et le poids volumique ont les courbe de pentes intermédiaires.

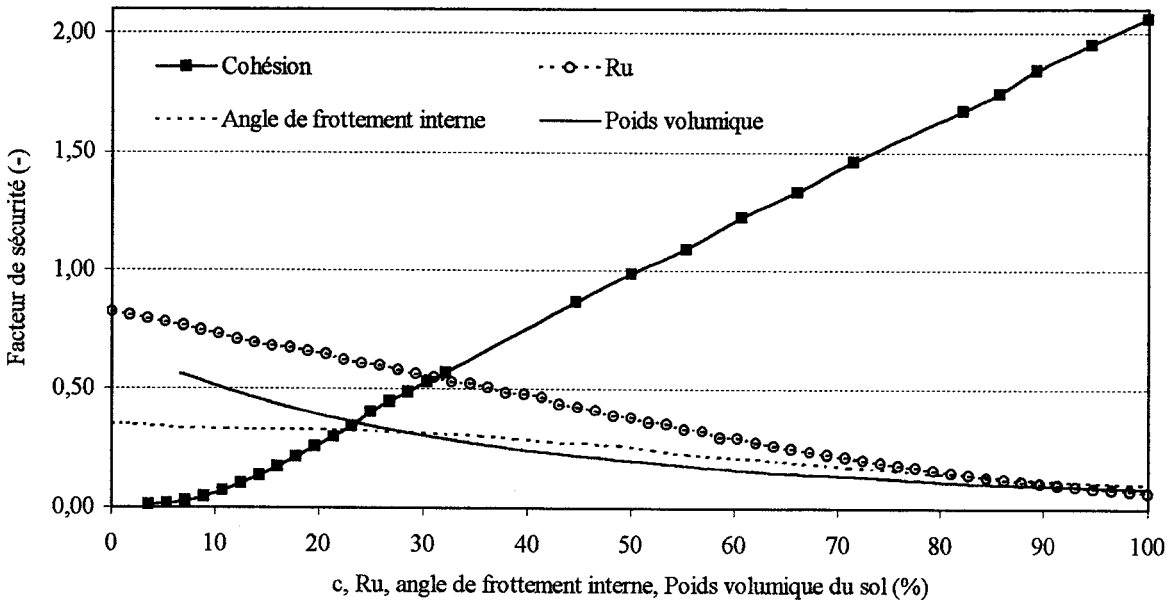


Figure V.6: Sensibilité du facteur de sécurité à la cohésion du sol, son poids volumique, son angle de frottement interne et au rapport de pression interstitielle.

ANNEXE VI

VALIDATION COMPLÉMENTAIRE DU MODÈLE BISHOP AVEC INSTABILITÉ DE PENTE

Dans la validation présentée à la partie 4 de ce rapport, les résultats obtenus montrent que les berges n'ont subi aucune rupture de pente. À chaque pas de temps, le module BISHOP testait les deux rives de chaque section et arrivait à la conclusion qu'aucune instabilité n'était à considérer. Il ne modifiait donc pas la forme des sections entre les pas de calcul GSTARS 2.1. Pour valider cette partie de l'analyse et de la prévision, les calculs ont été repris, dans cette annexe, en introduisant une modification de la section 9 afin de voir évoluer les modules couplés et de tester l'automatisation introduite dans le module BISHOP.

La section 9 modifiée considérée comme section initiale est présentée à la figure D.VI. La rive droite est artificiellement rehaussée et initialement proche de son angle de stabilité critique 40°.

Les figures suivantes montrent l'évolution de la section durant la crue. La figure VI.2 montre l'érosion progressive du pied de pente durant les premières heures de crues (de

t=0 à 12 heures). La première instabilité apparaît alors à t=12,1 heures (figure VI.3) et modifie la section entre les deux pas de temps successifs montrés (t=12,1 heures et t=12,2 heures). Puis la nouvelle forme de la section s'érode progressivement sans rupture pendant 11 heures environ (figure VI.4) et devient instable à t=23,1 heures. La figure VI.5 montre le nouveau profil considéré dans la suite des calculs et la figure VI.6 la forme finale de l'érosion qui s'est arrêtée par arrêt de la crue de rupture. Ce résultat a été obtenu en considérant que tous les sédiments provenant des berges ont été évacués par la crue. Le recul potentiel total de la berge gauche (en descendant la rivière) de la section 9 a donc été évalué à 23,4 mètres.

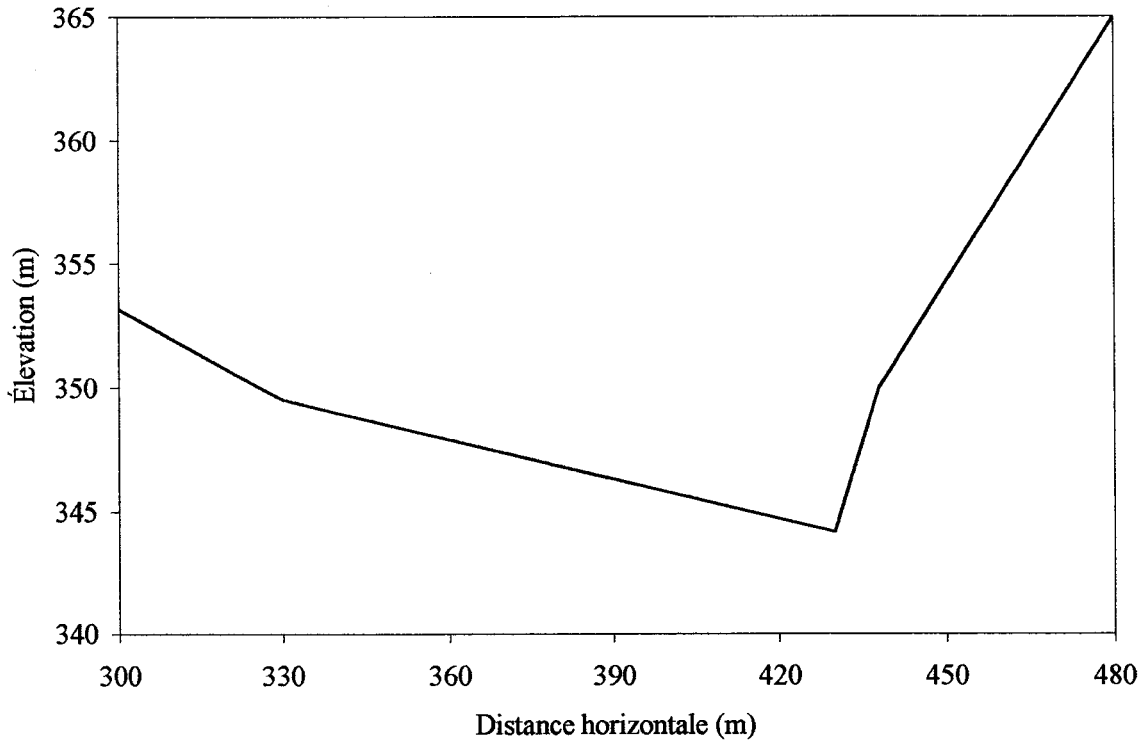


Figure VI.1: Profil initial de la section 9.

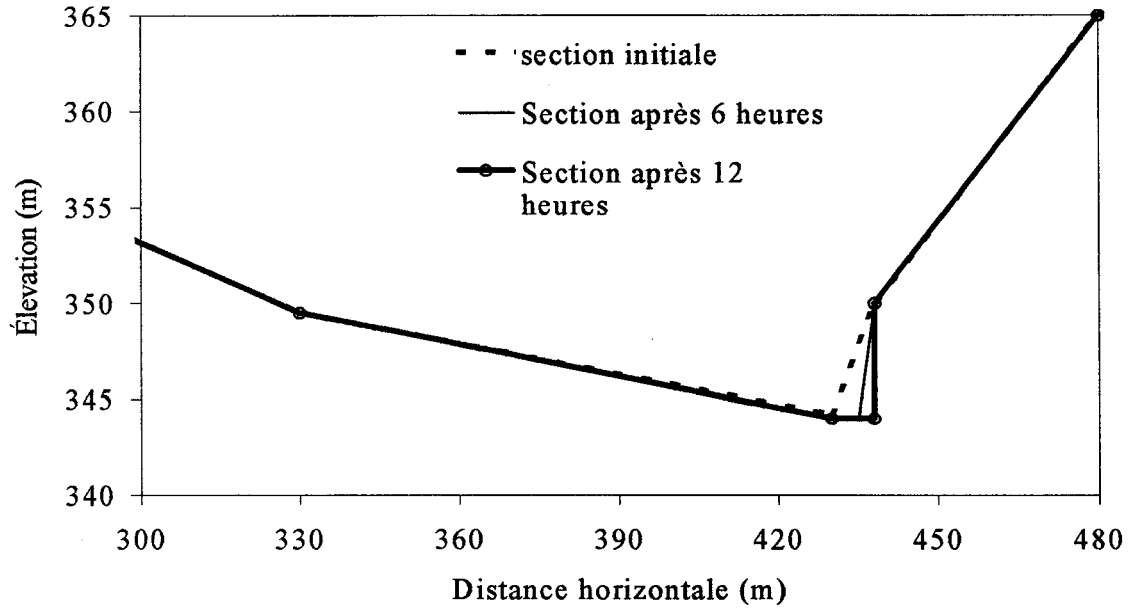


Figure VI.2 : Érosion progressive entre t=0 et t=12h.

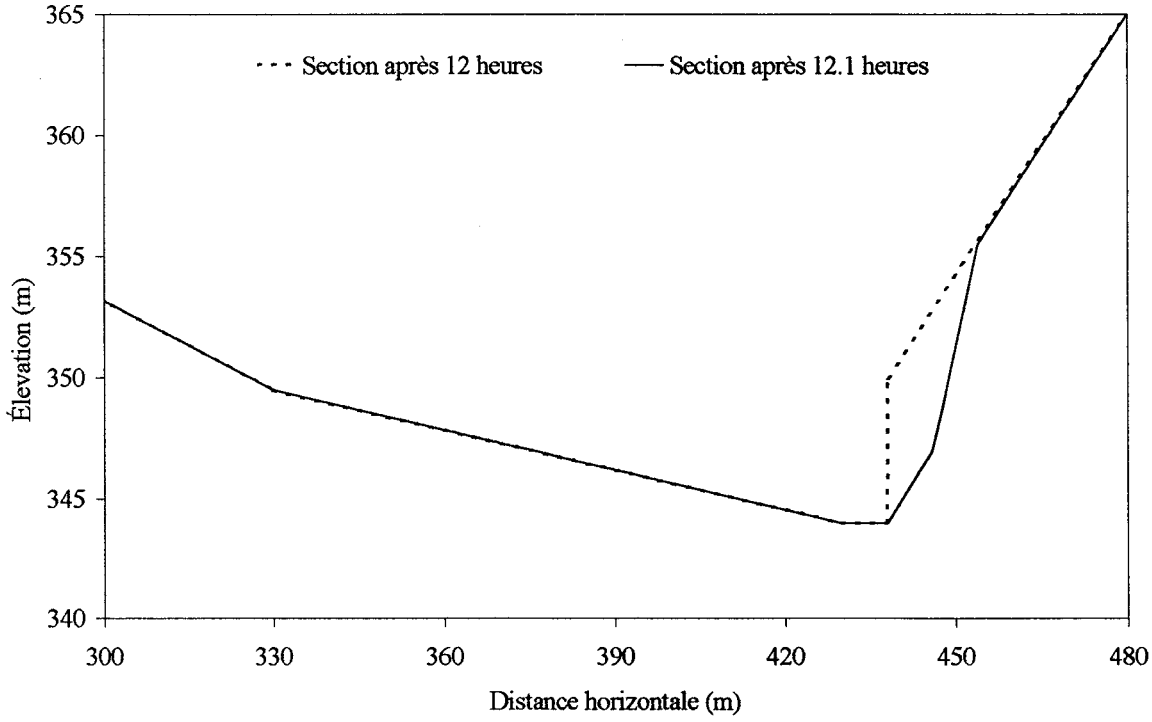


Figure VI.3 : Première rupture à t=12.1 h.

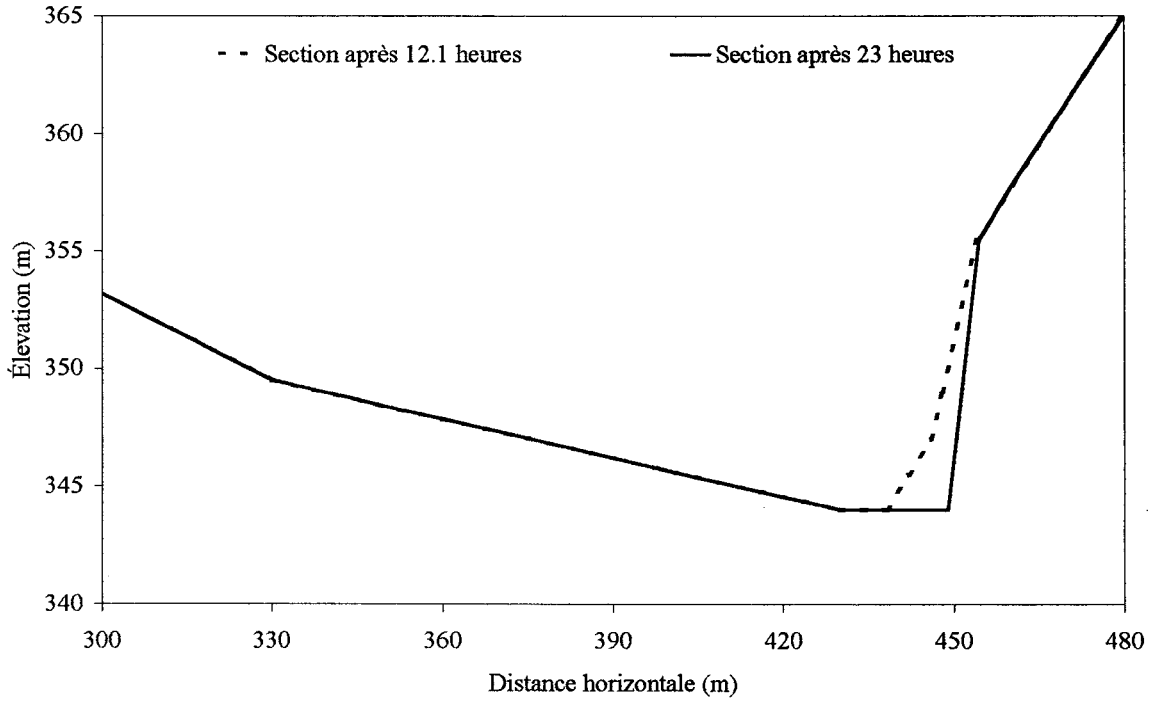


Figure VI.4 : Évolution du profil de la section 9 entre t=12.1 h et t=23 h.

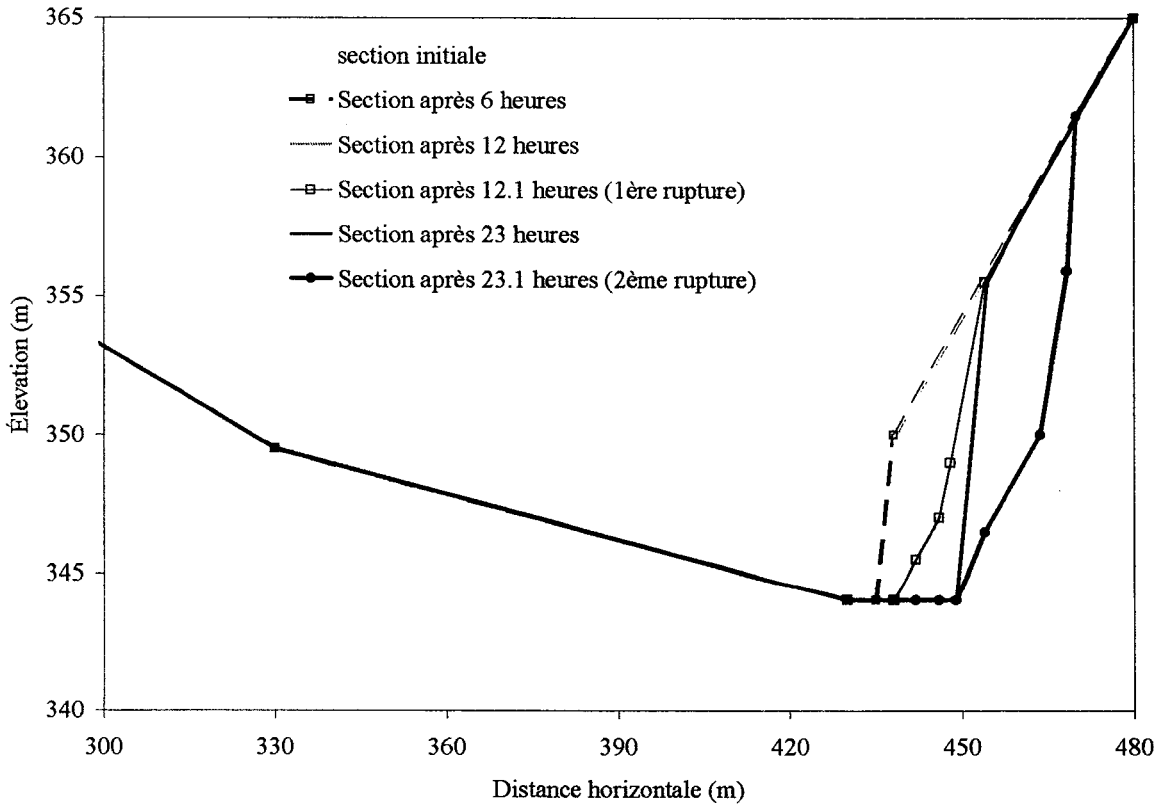


Figure VI.5 : Évolution du profil de la section 9 (à 6760 m de la digue).

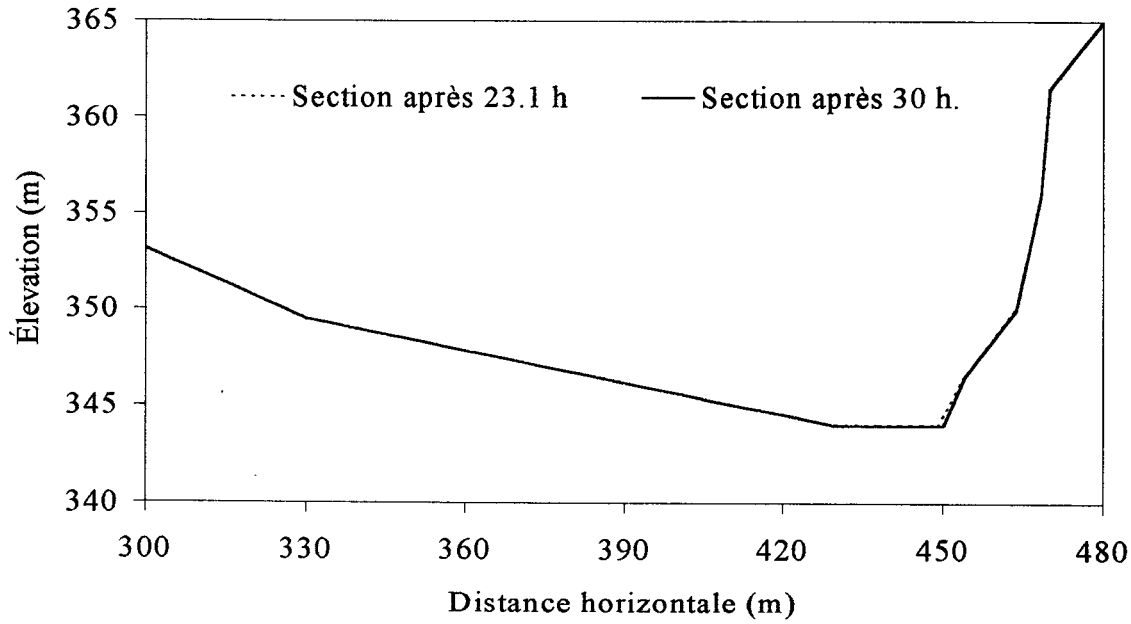


Figure VI.6 : Évolution de la section 9 entre t=23.1 h et 30 h.