PolyPublie
Polytechnique Montréal

POLYTECHNIQUE MONTRÉAL
UNIVERSITÉ D'INGÉNIERIE

Titre: Title:	Évaluation du gain de sécurité relié au rehaussement d'une digue munie d'un élément d'étanchéité rigide
Auteur: Author:	Laurent Masson
Date:	2009
Type:	Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis
Référence: Citation:	Masson, L. (2009). Évaluation du gain de sécurité relié au rehaussement d'une digue munie d'un élément d'étanchéité rigide [Master's thesis, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie. https://publications.polymtl.ca/163/

Document en libre accès dans PolyPublie
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: PolyPublie URL:	https://publications.polymtl.ca/163/
Directeurs de recherche: Advisors:	Claude Marche
Programme: Program:	Génie civil

Ce fichier a été téléchargé à partir de PolyPublie, le dépôt institutionnel de Polytechnique Montréal
This file has been downloaded from PolyPublie, the institutional repository of Polytechnique Montréal

https://publications.polymtl.ca

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉVALUATION DU GAIN DE SÉCURITÉ RELIÉ AU REHAUSSEMENT D'UNE DIGUE MUNIE D'UN ÉLÉMENT D'ÉTANCHÉITÉ RIGIDE

LAURENT MASSON
DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES
(GÉNIE CIVIL)
NOVEMBRE 2009

© Laurent Masson, 2009

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé:

ÉVALUATION DU GAIN DE SÉCURITÉ RELIÉ AU REHAUSSEMENT D'UNE DIGUE MUNIE D'UN ÉLÉMENT D'ÉTANCHÉITÉ RIGIDE

présenté par : MASSON Laurent

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées

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

M. FUAMBA Musandji, Ph.D., président

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

M. MAHDI Tew-Fik, Ph.D., membre

«On ne connaît que les choses qu'on apprivoise»

Saint-Exupéry, *Le Petit Prince*

DÉDICACE

À tous ceux qui m'ont mis au monde

REMERCIEMENTS

L'auteur tient à remercier

monsieur Claude Marche, D.Sc.A., ingénieur, professeur et directeur de recherche, dont j'ai bénéficié des judicieux conseils et d'une bienveillante attention tout au long de la phase d'expérimentation et lors de la rédaction du mémoire,

monsieur Pierre Montès, Ph.D., ingénieur et professeur, dont les avis éclairés ont permis une intégration de l'élément structural à la géotechnique, à l'hydraulique et au transport sédimentaire,

monsieur Tew-Fik Mahdi, Ph.D., ingénieur et professeur, de ses suggestions qui ont permis d'enrichir la discussion,

monsieur Étienne Bélanger, technologue, de sa disponibilité lors des essais qui se sont déroulés du 11 novembre 2008 au 16 mars 2009,

messieurs Viacheslav Koval, M.Sc.A., ingénieur, responsable du laboratoire de structures et Denis Pelletier, technologue, qui ont bien voulu m'instruire sur la façon de disposer les jauges de microdéformations,

madame Hélène Tremblay, ingénieure à la Direction des barrages publics (Centre d'expertise hydrique du Québec), qui a répondu avec empressement à mes demandes de renseignements techniques relatives à la digue Moncouche,

monsieur Michel Mercier, M.Sc.A., ingénieur au Centre d'expertise hydrique du Québec, qui a bien voulu mettre à ma disposition les plans de la digue Moncouche,

monsieur Normand Dufour, technologue, qui a eu la gentillesse de m'accompagner lors de la visite d'inspection de la digue Moncouche le 24 août 2007,

tous ceux qui se sont associés de près ou de loin à la production de ce mémoire et que j'aurais eu l'infortune d'oublier.

RÉSUMÉ

Le but de ce mémoire est de mettre au point un modèle capable de traduire le comportement d'une digue hybride de type remblai-rideau rigide lorsqu'elle est soumise à un déversement. Basé sur l'architecture connue des «blocs multiples» du Corps des ingénieurs des États-Unis, le modèle incorpore, à la fois, un élément géotechnique relié au glissement et un autre, structural, relié à la flexion et au cisaillement. L'élément géotechnique se traduit par une succession de plans de glissement qui croisent la composante structurale de façon sécante. L'élément structural utilise les contraintes en flexion et cisaillement d'une poutre cantilever. Lorsque ces deux éléments agissent de concert, le modèle comportemental est alors en mesure d'identifier et de quantifier le facteur de sécurité minimal.

Des essais ont été menés au laboratoire d'hydraulique de l'École Polytechnique de Montréal afin de vérifier la pertinence du modèle comportemental. Une section transversale unitaire inspirée de la digue Moncouche, un ouvrage de type remblai-rideau rigide situé à l'est du lac Kénogami, au Québec, a été reproduite, à l'échelle, de façon à subir des déversements et à s'éroder. La section d'essai était munie d'un rideau métallique doté de jauges mesurant les microdéformations. Au moyen de la loi de Hooke associant les microdéformations ε aux contraintes σ, nous avons pu comparer les nombres de microdéformations observés à ceux prédits par le modèle comportemental. Après ajustement, nous avons conclu que ce modèle était apte à traduire l'expérience du laboratoire et pouvait aussi supporter un usage prédictif *in situ*.

Nous avons procédé à des simulations de déversement correspondant à l'état de 1995 de la digue Moncouche, de même qu'à son état de rehaussement projeté de 2002. Les profondeurs d'érosion, les largeurs de brèche, l'épaisseur des lames d'eau déversantes,

les débits de brèche et l'échelle temporelle ont été adaptés et fournis au modèle comportemental. Ainsi, les facteurs de sécurité ont pu être estimés en fonction de l'érosion, de même que les temps de rupture du rideau de béton, les débits, l'hydrogramme de rupture et le gain de sécurité associé au rehaussement.

En dépit de ses limites, nous estimons que le modèle comportemental Moncouche constitue une percée intéressante dans la compréhension et la prédiction de ce type de digues hybrides lorsqu'elles sont soumises à des déversements, à des mises en eau, à des crues ou même à de simples variations des niveaux d'exploitation. Nous sommes également d'avis que les ouvrages de retenue, lorsqu'ils sont précisément caractérisés, peuvent être mieux étudiés et compris. La connaissance approfondie de chaque ouvrage et de son hydrogramme de rupture se traduisent alors par une gestion mieux adaptée et plus sécuritaire.

ABSTRACT

The objective of this project is to develop a physical model capable of analysing the behaviour of a hybrid dyke, featuring an embankment and a structural core wall, when it is subjected to an overflow. Based on the Multiple Wedge Analysis Method developed by the U.S. Army Corps of Engineers, the model combines both geotechnical and structural elements. The geotechnical element creates slip planes secant to the core wall, while the structural element calculates the bending and shear stresses generated within this component which acts as a cantilever beam. Together, these two elements enable the model to predict the dyke's minimum safety factor.

The model is verified using data obtained during flume tests conducted in the hydraulics laboratory of l'École Polytechnique de Montréal, where a model of the Moncouche dyke was built. A unit section of this hybrid structure, situated on Lake Kenogami in the Province of Québec, was constructed in such a way as to permit an overflow and the progressive erosion of its leeward side. The dyke's core was reproduced using an aluminum plate installed at the structure's center. Strain gauges measured it's deformation. Linking the stresses acting on the plate with the observed strain using Hooke's Law, made it possible to compare the model predictions with the measurements obtained. It is concluded that the behavioural model adequately predicted the results observed during the flume tests and could furthermore be used for *in situ* forecasting.

Simulations employing the physical model and in the laboratory were conducted using the Moncouche dyke's 1995 characteristics as well as it's projected 2002 characteristics featuring an elevated crest. The erosion depth, breach width, nappe thickness, breach discharge and time scale were all adapted and incorporated into the behavioural model. It was thus possible to express the safety factors, structural core wall failure time and

breach hydrograph as a function of the ongoing erosion. An analysis of the gain in security achieved by elevating the dyke's crest was also completed.

In spite of it's limitations, the model constitutes a new insight into the comprehension and prediction of the behaviour of hybrid dykes when they are subjected to overflows, priming, highwater or variable exploitation levels. Considering the dyke's characteristics and the corresponding breach hydrograph leads to better suited and safer management techniques.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE ..... **iv**

REMERCIEMENTS ..... **v**

RÉSUMÉ ..... **vi**

ABSTRACT ..... **viii**

TABLE DES MATIÈRES ..... **x**

LISTE DES TABLEAUX ..... **xiv**

LISTE DES FIGURES ..... **xvii**

LISTE DES NOTATIONS ET DES SYMBOLES ..... **xxiii**

LISTE DES ANNEXES ..... **xxxiii**

INTRODUCTION **1**

CHAPITRE 1 : LA REVUE BIBLIOGRAPHIQUE ET LA DISCUSSION DES PRINCIPAUX CONCEPTS **8**

1.1 La rupture par déversement des ouvrages en remblai 8

1.1.1 Les principales constatations 8

1.1.2 La rupture par formation de brèche 9

1.2 Les modèles 14

1.2.1 Les modèles empiriques 15

1.2.2 Les modèles physiques 17

1.3 La discussion des principaux concepts 23

CHAPITRE 2 : LA DIGUE MONCOUCHE : DÉFINITION D'UN MODÈLE COMPORTEMENTAL DE DÉVERSEMENT **26**

2.1 Introduction : la description et les caractéristiques de la digue Moncouche 26

2.2 Les variables et les paramètres du modèle comportemental de déversement 33

2.3 Les éléments géotechniques reliés à l'évaluation du facteur de sécurité au glissement FS1 39

2.3.1 Le découpage de la digue 41

2.3.2 Le calcul des aires 42

2.3.3 Le poids des blocs 49

2.3.4 Les forces verticales 50

2.3.5 Le soulèvement 57

2.3.6 Les forces horizontales 58

2.3.7 Le calcul du facteur de sécurité au glissement FS1 60

2.4 Les éléments structuraux reliés à l'évaluation du facteur de sécurité au cisaillement et à la flexion FS2 63

2.4.1 Les efforts tranchants et le cisaillement 64

2.4.2 Les moments fléchissants et les contraintes de flexion 74

2.4.3 Les contraintes verticales 78

2.4.4 Le calcul du facteur de sécurité au cisaillement et à la flexion FS2 80

2.5 L'algorithme et les procédures 92

2.5.1 Le calcul du facteur de sécurité minimal par itération 92

2.5.2 L'ordinogramme 93

CHAPITRE 3 : L'EXPÉRIMENTATION EN LABORATOIRE ET L'ÉVALUATION DU MODÈLE COMPORTEMENTAL MONCOUCHE **95**

3.1 Introduction : les contraintes, les microdéformations et la loi de Hooke 95

3.2 La description du montage expérimental 96
3.2.1 Le canal d'écoulement 96
3.2.2 Le choix du facteur d'échelle et la forme générale du montage 96
3.2.3 Le rideau métallique..... 99
3.2.4 Le choix des jauges et leur disposition 100
3.2.5 La validation des jauges : l'essai de pression hydrostatique du 11 novembre 2008..... 101
3.2.6 Le choix du revêtement, la granulométrie et le compactage..... 106
3.3 La prise en compte et l'utilisation des données recueillies au laboratoire lors du premier essai du 4 décembre 2008..... 110
3.3.1 Les paramètres de départ..... 111
3.3.2 Le calcul du débit entrant..... 112
3.3.3 Les profondeurs d'eau..... 115
3.3.4 La courbe de remplissage..... 116
3.3.5 Les profondeurs d'érosion..... 117
3.3.6 La mesure du nombre de microdéformations..... 118
3.3.7 D'importants écarts prédictifs de la part du modèle comportemental Moncouche..... 121
3.4 L'essai du 18 décembre 2008 : vers une nouvelle interprétation des données recueillies 122
3.4.1 La confirmation de l'ampleur des écarts prédictifs..... 122
3.4.2 L'identification des causes possibles 122
3.4.3 L'aptitude du modèle comportemental Moncouche à prendre en compte les phénomènes d'évidement et de saturation du sol 125
3.4.4 La reconsidération des données de tous les essais 129
3.5 Vers un resserrement effectif des écarts entre les nombres de microdéformations observés et prédits..... 140
3.5.1 La distribution du nombre de microdéformations le long du rideau d'aluminium..... 140
3.5.2 L'évolution du nombre de microdéformations 146
3.5.3 L'évolution des écarts relatifs de prédiction..... 152
3.6 Le modèle comportemental Moncouche, un outil prédictif valable 158

CHAPITRE 4 : LA DIGUE MONCOUCHE : DE L'EXPÉRIMENTATION EN LABORATOIRE À L'USAGE PRÉDICTIF IN SITU **160**

4.1 Introduction 160

4.2 L'adaptation des profondeurs d'érosion 160

4.3 L'adaptation des largeurs de brèche 161

4.4 L'adaptation de l'épaisseur des lames d'eau déversantes 162

4.5 L'adaptation des débits de brèche 163

4.6 L'adaptation de l'échelle temporelle 164

4.6.1 L'adaptation de l'échelle temporelle au moyen du facteur d'échelle 165

4.6.2 L'adaptation de l'échelle temporelle au moyen d'une loi de transport solide 165

4.6.3 L'adaptation de l'échelle temporelle au moyen d'une comparaison entre les concentrations sédimentaires observées et prédites 182

4.6.4 Le choix de la méthode d'adaptation de l'échelle temporelle 186

4.7 Le modèle comportemental Moncouche et l'analyse de sécurité de la digue *in situ* 187

4.7.1 Le facteur de sécurité au glissement FS1 187

4.7.2 Les facteurs de sécurité au cisaillement et à la flexion FS2 199

4.7.3 La composition des hydrogrammes de rupture de la digue Moncouche 200

4.7.4 L'évaluation du gain de sécurité associé au rehaussement de la digue Moncouche 204

4.7.5 L'évaluation de la sécurité : le modèle Moncouche et la norme courante 207

CONCLUSION **209**

BIBLIOGRAPHIE **212**

ANNEXES **220**

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 0.1	Description des ouvrages retenant les eaux du réservoir Kénogami	3
Tableau 1.1	Phases de destruction par déversement d'une digue homogène en terre	12
Tableau 2.1	Caractéristiques hydrologiques du lac Kénogami	26
Tableau 2.2	Résumé des modification apportées à la digue Moncouche	33
Tableau 2.3	Variables relatives à la géométrie de la digue Moncouche	35
Tableau 2.4	Paramètres reliés aux propriétés du sol, de l'eau, de l'écran rigide et du déversement	36
Tableau 2.5	Géométrie de la digue Moncouche et niveaux d'érosion hypothétiques	61
Tableau 2.6	Tableau récapitulatif des forces en jeu, des réactions et du facteur de sécurité au glissement FS1 associé à la digue Moncouche	62
Tableau 2.7	Facteurs de friction, angles de friction et adhésion entre une variété de sol et de matériaux de construction	70
Tableau 2.8	Synthèse des facteurs de sécurité au cisaillement et à la flexion au niveau de l'extrémité tendue	89
Tableau 2.9	Synthèse des facteurs de sécurité au cisaillement et à la flexion à e/2	90
Tableau 2.10	Synthèse des facteurs de sécurité au cisaillement et à la flexion au niveau de l'extrémité compressée	91
Tableau 3.1	Dimensions de la digue Moncouche et du montage expérimental	98
Tableau 3.2	Propriétés de l'aluminium 6061-T6	99
Tableau 3.3	Comparaison des microdéformations mesurées et prédites en fonction du temps et de la hauteur d'eau – Essai de pression hydrostatique du 11 novembre 2008	102
Tableau 3.4	Paramètres de départ lors de l'essai du 4 décembre 2008	112
Tableau 3.5	Profondeurs d'érosion – Essai du 4 décembre 2008	118

Tableau 3.6	Comparaison des microdéformations mesurées et prédites en fonction du temps, de la hauteur d'eau et de la profondeur d'érosion – Essai du 4 décembre 2008	121
Tableau 3.7	Synthèse des microdéformations mesurées et prédites en fonction du temps, de l'épaisseur de la lame d'eau ainsi que de la profondeur d'érosion – Essai du 4 décembre 2008	131
Tableau 3.8	Synthèse des microdéformations mesurées et prédites en fonction du temps, de l'épaisseur de la lame d'eau ainsi que de la profondeur d'érosion – Essai du 18 décembre 2008	132
Tableau 3.9	Synthèse des microdéformations mesurées et prédites en fonction du temps, de l'épaisseur de la lame d'eau ainsi que de la profondeur d'érosion – Essai du 30 janvier 2009	134
Tableau 3.10	Synthèse des microdéformations mesurées et prédites en fonction du temps, de l'épaisseur de la lame d'eau ainsi que de la profondeur d'érosion – Essai rehaussé du 16 mars 2009	137
Tableau 4.1	Adaptation des données recueillies lors de l'essai du 4 décembre 2008	174
Tableau 4.2	Calcul des profondeurs d'écoulement, des vitesses moyennes au talus et au replat de la digue Moncouche et évaluation des débits sédimentaires – Essai du 4 décembre 2008	175
Tableau 4.3	Calcul des aires d'érosion et des temps d'érosion selon les quatre lois de transport solide – Essai du 4 décembre 2008	180
Tableau 4.4	Progression comparée des temps adaptés au moyen du facteur d'échelle et de la loi de Meyer-Peter et Müller	181
Tableau 4.5	Évolution des concentrations en sédiments observées et prédites lors de l'essai du 4 décembre 2008	184
Tableau 4.6	Progression des temps adaptés au moyen du facteur d'échelle, de la loi de Meyer-Peter et Müller et du facteur Fa – Essai du 4 décembre 2008	185
Tableau 4.7	Calcul des facteurs de sécurité au glissement FS1, au cisaillement et à la flexion FS2 de la digue Moncouche au moyen des données de laboratoire adaptées – Essai du 4 décembre 2008	190
Tableau 4.8	Calcul des facteurs de sécurité au glissement FS1, au cisaillement et à la flexion FS2 de la digue Moncouche au moyen des données de laboratoire adaptées – Essai du 18 décembre 2008	192

Tableau 4.9 Calcul des facteurs de sécurité au glissement FS1, au cisaillement et à la flexion FS2 de la digue Moncouche au moyen des données de laboratoire adaptées – Essai du 30 janvier 2009 194

Tableau 4.10 Calcul des facteurs de sécurité au glissement FS1, au cisaillement et à la flexion FS2 de la digue Moncouche au moyen des données de laboratoire adaptées – Essai rehaussé du 16 mars 2009 196

Tableau B.1 Paramètres de départ – Essai du 18 décembre 2008 238

Tableau B.2 Évaluation du débit entrant par chronométrage – Essai du 18 décembre 2008 239

Tableau B.3 Paramètres de départ – Essai du 30 janvier 2009 240

Tableau B.4 Évaluation du débit entrant par chronométrage – Essai du 30 janvier 2009 241

Tableau B.5 Paramètres de départ – Essai rehaussé du 16 mars 2009 242

Tableau B.6 Évaluation du débit entrant par chronométrage – Essai rehaussé du 16 mars 2009 242

LISTE DES FIGURES

Figure 0.1	Barrages et digues du réservoir Kénogami	4
Figure 1.1	Déversement, régime d'écoulement et érosion d'un ouvrage en remblai.....	10
Figure 1.2	Progression de l'érosion lors d'un déversement sur une digue homogène en terre	10
Figure 1.3	Progression de l'érosion lors d'un déversement sur une digue homogène en terre	11
Figure 1.4	Géométries de brèches les plus souvent observées : (a) rectangulaire, (b) triangulaire, (c) trapézoïdale	13
Figure 1.5	Érosion d'un barrage en remblai par couches successives	21
Figure 1.6	Schématisation de la méthode de Bishop simplifiée	22
Figure 1.7	Déversement et comportement structural d'une digue fusible munie d'un cœur résistant incliné	24
Figure 1.8	L'approche multidisciplinaire du modèle comportemental de déversement Moncouche.....	25
Figure 2.1	Courbe d'emmagasinement du lac Kénogami	27
Figure 2.2	Section transversale de la digue Moncouche au chaînage 2+00 en 1924	29
Figure 2.3	Section longitudinale de la digue Moncouche en 1924	30
Figure 2.4	Coupe type de la digue Moncouche illustrant le rehaussement proposé en 2002	31
Figure 2.5	Rehaussement de la crête de la digue Moncouche en 2009	32
Figure 2.6	Réfection du talus aval de la digue Moncouche en 2009	32
Figure 2.7	Vue en coupe et exposé des variables caractérisant la digue Moncouche.....	34
Figure 2.8	Condition de rupture correspondant à la traction et à la compression uniaxiale.....	38
Figure 2.9	Exemple d'application de la méthode «Multiple wedge analysis»	40

Figure 2.10 Découpage des coins et synthèse des forces agissantes..... 40
Figure 2.11 Variables dimensionnelles de l'aire du bloc 1..... 42
Figure 2.12 Variables dimensionnelles de l'aire du bloc 2..... 44
Figure 2.13 Variables dimensionnelles de l'aire du bloc 3..... 45
Figure 2.14 Variables dimensionnelles de l'aire du bloc 5..... 45
Figure 2.15 Variables dimensionnelles de l'aire du bloc 4..... 46
Figure 2.16 Variables dimensionnelles de l'aire du bloc 6, avant érosion 47
Figure 2.17 Variables dimensionnelles de l'aire du bloc 6, après érosion..... 48
Figure 2.18 Variables et force verticale au bloc 1 51
Figure 2.19 Variables et force verticale au bloc 2 52
Figure 2.20 Variables et force verticale au bloc 3 54
Figure 2.21 Variables et force verticale au bloc 4 54
Figure 2.22 Variables et force verticale au bloc 5 54
Figure 2.23 Variables et deux forces verticales au bloc 6, avant érosion 55
Figure 2.24 Variables et deux forces verticales au bloc 6, après érosion 56
Figure 2.25 Variables et forces de soulèvement en situation de déversement. 57
Figure 2.26 Variables et forces horizontales en situation de déversement 59
Figure 2.27 Forces et réactions agissant sur le rideau et situation de l'origine de l'axe de calcul x = 0 64
Figure 2.28 Effort tranchant et moment fléchissant engendrés par une distribution de forces rectangulaires le long de la poutre cantilever..... 65
Figure 2.29 Effort tranchant et moment fléchissant engendrés par une distribution de forces triangulaires le long de la poutre cantilever 65
Figure 2.30 Distribution parabolique du cisaillement sur l'épaisseur « e » du rideau rigide 66
Figure 2.31 Évaluation des coefficients Ka et Kp en présence d'un mur de soutènement 69
Figure 2.32 Position de la fibre neutre et distribution de la traction et de la compression induites par une contrainte de flexion pure..... 78
Figure 2.33 Effet de la contrainte verticale sur la traction, la compression et le positionnement de la fibre neutre..... 79

Figure 2.34 Distribution du cisaillement sur l'aire b*e et emplacement des trois points de calcul du facteur de sécurité 81

Figure 2.35 Distribution de la flexion sur l'aire b*e et emplacement des trois points de calcul du facteur de sécurité 81

Figure 2.36 État de contrainte en un point et sa représentation matricielle 82

Figure 2.37 État plan de contrainte en un point 83

Figure 2.38 Critère de rupture de Mohr-Coulomb 85

Figure 2.39 Critère de rupture de Mohr-Coulomb associé au facteur de sécurité minimal en cisaillement et en flexion 87

Figure 2.40 Ordinogramme illustrant la recherche du facteur de sécurité minimal d'une digue hybride 94

Figure 3.1 Forme générale du montage expérimental représentatif de la digue Moncouche dans son état de 1995 98

Figure 3.2 Forme générale du montage expérimental représentatif de la digue Moncouche dans son état de rehaussement projeté de 2002 98

Figure 3.3 Disposition des jauges «Precision Sensors» le long du rideau d'aluminium 100

Figure 3.4 Évolution des microdéformations mesurées et prédites selon les jauges A,B,C,D – Essai de pression hydrostatique du 11 novembre 2008 103

Figure 3.5 Évolution des écarts relatifs de prédiction selon les jauges B,C,D – Essai de pression hydrostatique du 11 novembre 2008 . 105

Figure 3.6 Diagramme de Moody 107

Figure 3.7 Courbe granulométrique du sable 0 – 2,5 mm Bauval 107

Figure 3.8 Analyse granulométrique du talus aval de la digue Moncouche .. 108

Figure 3.9 Courbe de compactage de l'essai Proctor modifié du sable 0 – 2,5 mm Bauval 109

Figure 3.10 Dimensions du modèle, localisation des capteurs et disposition des marqueurs d'érosion sous le talus aval 111

Figure 3.11 Projection des hauteurs de charge sur la courbe de tarage du déversoir parabolique à paroi mince du canal d'essai..... 113

Figure 3.12 Variation du niveau d'eau – Essai du 4 décembre 2008..... 116

Figure 3.13 Courbe de remplissage – Essai du 4 décembre 2008..... 117

Figure 3.14 Progression des microdéformations enregistrées à la jauge A – Essai du 4 décembre 2008 119

Figure 3.15 Progression des microdéformations enregistrées à la jauge B – Essai du 4 décembre 2008 119

Figure 3.16 Progression des microdéformations enregistrées à la jauge C – Essai du 4 décembre 2008 120

Figure 3.17 Progression des microdéformations enregistrées à la jauge D – Essai du 4 décembre 2008 120

Figure 3.18 Migration du sol vers le vide créé par le fléchissement du rideau d'aluminium 123

Figure 3.19 Fléchissement du rideau d'aluminium 124

Figure 3.20 Troncature de la tête du prisme de pression du sol en poussée suite à son évidement 126

Figure 3.21 Distribution des microdéformations mesurées et prédites au sein du rideau (jauges A,B,C,D) – Essai du 4 décembre 2008 142

Figure 3.22 Distribution des microdéformations mesurées et prédites au sein du rideau (jauges A,B,C,D) – Essai du 18 décembre 2008 143

Figure 3.23 Distribution des microdéformations mesurées et prédites au sein du rideau (jauges A,B,C,D) – Essai du 30 janvier 2009 144

Figure 3.24 Distribution des microdéformations mesurées et prédites au sein du rideau (jauges B,C,D,E) – Essai rehaussé du 16 mars 2009 145

Figure 3.25 Évolution des microdéformations mesurées et prédites selon les jauges B,C,D – Essai du 4 décembre 2008 147

Figure 3.26 Évolution des microdéformations mesurées et prédites selon les jauges B,C,D – Essai du 18 décembre 2008 148

Figure 3.27 Évolution des microdéformations mesurées et prédites selon les jauges B,C,D – Essai du 30 janvier 2009 149

Figure 3.28 Évolution des microdéformations mesurées et prédites selon les jauges B,C,D,E – Essai rehaussé du 16 mars 2009 150

Figure 3.29 Évolution des écarts relatifs de prédiction selon les jauges B,C,D – Essai du 4 décembre 2008 153

Figure 3.30 Évolution des écarts relatifs de prédiction selon les jauges B,C,D – Essai du 18 décembre 2008 154

Figure 3.31 Évolution des écarts relatifs de prédiction selon les jauges B,C,D – Essai du 30 janvier 2009 155

Figure 3.32 Évolution des écarts relatifs de prédiction selon les jauges B,C,D,E – Essai rehaussé du 16 mars 2009 156

Figure 4.1 Plan de coupe perpendiculaire à l'axe longitudinal de la digue et définition de l'aire de coupe 176

Figure 4.2 Délimitation des aires d'érosion selon la profondeur 177

Figure 4.3 Variation de la concentration en sédiments C_{tg} prédite par la loi de $Yang_{gravier}$ en fonction de la pente du lit S (d_{50} = 5 mm) 179

Figure 4.4 Évolution des concentrations en sédiments observées et prédites lors de l'essai du 4 décembre 2008 183

Figure 4.5 Distribution du facteur de sécurité au glissement FS1 au sein de la digue lorsque la profondeur d'érosion est de 3,6 m – Essai du 4 décembre 2008 188

Figure 4.6 Comparaison des hydrogrammes de rupture de la digue Moncouche selon l'échelle temporelle adaptée par Meyer-Peter et Müller et selon la L.S.B. – Essai du 4 décembre 2008 201

Figure 4.7 Comparaison des hydrogrammes de rupture de la digue Moncouche selon l'échelle temporelle adaptée par Meyer-Peter et Müller et selon la L.S.B. – Essai du 18 décembre 2008 202

Figure 4.8 Comparaison des hydrogrammes de rupture de la digue Moncouche selon l'échelle temporelle adaptée par Meyer-Peter et Müller et selon la L.S.B. – Essai du 30 janvier 2009 202

Figure 4.9 Comparaison des hydrogrammes de rupture de la digue Moncouche selon l'échelle temporelle adaptée par Meyer-Peter et Müller et selon la L.S.B. – Essai rehaussé du 16 mars 2009 ... 203

Figure 4.10 Comparaison des hydrogrammes de rupture de la digue Moncouche 1) selon l'échelle temporelle adaptée par Meyer-Peter et Müller (configuration de 2002), 2) selon la L.S.B. (configuration de 2002) et 3) selon une moyenne des temps représentative de la configuration de 1995 205

Figure 4.11 Hydrogrammes des apports reconstitués et des évacuations au réservoir Kénogami du 19 au 24 juillet 1996 206

Figure A.1 Dimensions de la cornière assujettissant le rideau d'aluminium au fond du canal d'écoulement 221

Figure A.2 Ancrage du rideau d'aluminium entre les deux caissons de bois 222

Figure A.3 Raccordement des jauges à la station d'acquisition 223

Figure A.4 Introduction des fils dans le caisson (ouverture 1) 223

Figure A.5	Sortie des fils du caisson (ouverture 2)	223
Figure A.6	Lecture et enregistrement des microdéformations	224
Figure A.7	Fixation de la membrane étanche à l'amont	225
Figure A.8	Fixation de la membrane étanche à l'aval	225
Figure A.9	Positionnement des marqueurs d'érosion le long du replat	227
Figure A.10	Tracé des sillons initiateurs d'écoulement le long du talus et du replat à l'aval	228
Figure A.11	Encoche à la crête sur une largeur de 4,5 cm	228
Figure A.12	Contrôle informatique de l'activation des pompes et de l'ouverture des vannes	229
Figure A.13	Sonde à ultrasons «mic+130/DIU/TC/E»	231
Figure A.14	Emplacement de la caméra à haute définition	232
Figure A.15	Fissuration de la crête causée par la montée des eaux	233
Figure A.16	Enjambement de la crête par les eaux de déversement	234
Figure A.17	Initiation du déversement	234
Figure A.18	Vidange de la retenue d'eau	235
Figure A.19	Progression de l'érosion le long du talus et du replat à l'aval	235
Figure A.20	Mesure des profondeurs d'érosion au moyen d'une pointe droite	236
Figure B.1	Courbe de remplissage – Essai du 18 décembre 2008	239
Figure B.2	Courbe de remplissage – Essai du 30 janvier 2009	241
Figure B.3	Courbe de remplissage – Essai rehaussé du 16 mars 2009	243
Figure C.1	Disposition des variables nécessaires au calcul de la flèche le long du segment 1	247
Figure C.2	Disposition des variables nécessaires au calcul de la flèche le long du segment 2	248
Figure D.1	Vue en plan de la digue Moncouche rehaussée en 2009	252
Figure D.2	Vue en coupe de la digue Moncouche rehaussée en 2009	253

LISTE DES NOTATIONS ET DES SYMBOLES

a	Largeur de la portion triangulaire inférieure du bloc 6 (m)
a'	Largeur de la portion triangulaire inférieure du bloc 6 après érosion (m)
A	Aire d'écoulement (m²)
b	Hauteur de la portion triangulaire inférieure du bloc 6 (m)
b	Largeur unitaire du rideau d'étanchéité rigide (m)
b'	Hauteur de la portion triangulaire inférieure du bloc 6 après érosion (m)
$\mathbf{b_b}$	Largeur instantanée de la base de la brèche (m)
bm	Largeur du bloc 3 (m)
bv	Largeur du bloc 5 (m)
$\mathbf{c_{béton}}$	Cohésion du béton (kPa)
$\mathbf{c_i}$	Cohésion du sol constitutif du bloc **i** (kPa)
$\mathbf{c_{sol}}$	Cohésion du sol (kPa)
$\mathbf{c_v}$	Coefficient correctif de la vitesse d'approche (–)
C	Coefficient de Chézy représentatif de l'écoulement (–)
C'	Coefficient de Chézy associé aux grains (–)
$\mathbf{C_{tg}}$	Concentration sédimentaire du gravier selon Yang (ppm)
$\mathbf{C_{t\ labo}}$	Concentration sédimentaire en laboratoire (ppm)
$\mathbf{C_{t\ MPM}}$	Concentration sédimentaire selon Meyer-Peter et Müller (ppm)
$\mathbf{C_{ts}}$	Concentration sédimentaire du sable selon Yang (ppm)
$\mathbf{d_{50}}$	Diamètre des grains du sol à 50 % de passant (mm)

$\mathbf{d_{90}}$	Diamètre des grains du sol à 90 % de passant (mm)
D	Diamètre d'une conduite (m)
D1	Hauteur séparant la crête du pied amont du bloc 1 (m)
D1'	Hauteur séparant la crête du pied amont du bloc 1 après érosion (m)
D2	Hauteur du talus aval (m)
D2'	Hauteur du talus aval après érosion (m)
D3	Largeur combinée des blocs 1 et 2 (m)
D4	Largeur du talus aval (m)
D4'	Largeur du talus aval après érosion (m)
D5	Largeur de la crête (m)
e	Épaisseur du rideau d'étanchéité rigide (m)
$\mathbf{e_{fp}}$	Épaisseur du faux plancher (mm)
E	Module élastique (module d'Young) (GPa)
$\mathbf{E_{béton}}$	Module élastique (module d'Young) du béton (GPa)
$\mathbf{f'_c}$	Limite de résistance en compression du béton (MPa)
$\mathbf{f_t}$	Limite de résistance en traction du béton (MPa)
$\mathbf{F_a}$	Facteur d'adaptation temporel fondé sur la comparaison entre les concentrations sédimentaires observées et prédites (–)
FS1	Facteur de sécurité au glissement (–)
FS2	Facteur de sécurité au cisaillement et à la flexion (–)
FS2'	Facteur minimal de sécurité au cisaillement et à la flexion (–)
g	Accélération gravitationnelle (m/s^2)
h	Hauteur associée à la charge maximale **w** (m)

$\mathbf{h_b}$	Hauteur de la brèche (m)
$\mathbf{h_{eau}}$	Profondeur de l'écoulement (m)
$\mathbf{h_{eau\ moy}}$	Profondeur moyenne de l'écoulement (m)
$\mathbf{h_i}$	Hauteur d'eau surplombant le pied amont du bloc **i** (m)
H	Profondeur du plan de rupture (m)
H'	Profondeur du plan de rupture après érosion (m)
$\mathbf{H_{cc}}$	Hauteur de charge corrigée (m)
Hcoeur	Hauteur du cœur étanche (m)
Hem	Profondeur d'érosion amont (m)
Hev	Profondeur d'érosion aval (m)
$\mathbf{H_{ieau}}$	Hauteur d'eau moyenne surplombant le bloc **i** (m)
$\mathbf{H'_{ieau}}$	Hauteur d'eau moyenne surplombant le bloc **i** après érosion (m)
$\mathbf{H_{Li}}$	Force horizontale appliquée à la gauche du bloc **i** (kN/m)
$\mathbf{H_{Ri}}$	Force horizontale appliquée à la droite du bloc **i** (kN/m)
Hsol	Épaisseur de sol coiffant le rideau d'étanchéité rigide (m)
H'sol	Épaisseur du sol coiffant le rideau d'étanchéité rigide après érosion (m)
$\mathbf{H_{ultrasons}}$	Distance séparant la sonde à ultrasons de la surface de l'eau (m)
i	Compteur (–)
I	Inertie du rideau d'étanchéité rigide (m^4)
j	Compteur (–)
$\mathbf{k_s}$	Coefficient correctif de la vitesse d'approche (–)
Ka	Coefficient d'ajustement de la contrainte issue du sol en poussée (–)

Kp	Coefficient d'ajustement de la contrainte issue du sol en butée (–)
l	Longueur du rideau d'étanchéité rigide (m)
Lame	Épaisseur de la lame d'eau déversante (m)
$Lecture_{SF}$	Lecture sans filtre effectuée par la sonde à ultrasons (–)
L_i	Longueur en contact avec le plan de glissement du bloc **i** (m)
L'_i	Longueur en contact avec le plan de glissement du bloc **i** après érosion (m)
L_m	Dimension caractéristique du montage (m)
L_p	Dimension caractéristique du prototype (m)
L_r	Facteur d'échelle (–)
M	Moment fléchissant (kN · m)
M_{rec}	Moment fléchissant issu d'un chargement rectangulaire (kN · m)
M_{triang}	Moment fléchissant issu d'un chargement triangulaire (kN · m)
n	Coefficient de rugosité de Manning (–)
P	Distance séparant le centre du cercle de Mohr de l'origine des axes σ et τ (kN/m^2)
P_i	Résultante des forces appliquées au bloc **i** (kN/m)
q_s	Débit solide par unité de largeur ($m^3/s/m$)
Q_b	Débit de brèche (m^3/s)
Q_{bmax}	Débit de brèche maximal (m^3/s)
$Q_{bmax\ Loi}$	Débit de brèche maximal prévu par la Loi sur la sécurité des barrages du Québec (m^3/s)
Q_{bmoy}	Débit de brèche moyen (m^3/s)

$\mathbf{Q_{entrant\text{-}courbe}}$	Débit d'écoulement évalué au moyen de la pointe courbe du canal (l/s)
$\mathbf{Q_{entrant\text{-}droite}}$	Débit d'écoulement évalué au moyen de la pointe droite du canal (l/s)
$\mathbf{Q_{sol\ MPM}}$	Débit massique de sol selon Meyer-Peter et Müller (kg/s)
$\mathbf{Q_{t\text{-}entrant}}$	Débit entrant à l'instant **t** (m^3/s)
$\mathbf{Q_{t\text{-}sortant}}$	Débit sortant à l'instant **t** (m^3/s)
R	Facteur réducteur du coefficient **Kp** (–)
R	Rayon du cercle de Mohr (kN/m^2)
Re	Nombre de Reynolds (–)
$\mathbf{Re_*}$	Nombre de Reynolds du grain (–)
$\mathbf{R_{f2}}$	Prolongement perpendiculaire du rayon du cercle de Mohr à la droite de Coulomb (kN/m^2)
$\mathbf{R_h}$	Rayon hydraulique (m)
s	Densité relative du sol (–)
S	Pente du lit d'écoulement (m/m)
$\mathbf{S_i}$	Aire de la surface du bloc **i** en contact avec l'eau (m^2/m)
$\mathbf{S'_i}$	Aire de la surface du bloc **i** en contact avec l'eau après érosion (m^2/m)
$\mathbf{S_{normal}}$	Aire de la surface du replat aval en contact avec l'eau (m^2/m)
$\mathbf{S'_{normal}}$	Aire de la surface du replat aval en contact avec l'eau après érosion (m^2/m)
$\mathbf{S_t}$	Aire de la surface d'eau retenue à l'instant **t** (m^2)
$\mathbf{S_{triang}}$	Aire de la surface du talus aval en contact avec l'eau (m^2/m)
$\mathbf{S'_{triang}}$	Aire de la surface du talus aval en contact avec l'eau après érosion (m^2/m)
$\mathbf{S_u}$	Limite ultime de résistance (MPa)

$\mathbf{S_{uc}}$	Limite ultime de résistance en compression (MPa)
$\mathbf{S_{ut}}$	Limite ultime de résistance en traction (MPa)
$\mathbf{S_y}$	Limite ultime élastique (MPa)
t	Temps (sec)
$\mathbf{Temps_{éro}}$	Temps d'érosion (sec)
$\mathbf{U_i}$	Force de soulèvement appliquée au bloc **i** (kN/m)
$\mathbf{U_*}$	Vitesse de cisaillement au sein de la couche critique de l'écoulement (m/s)
V	Effort tranchant (kN)
V	Vitesse de l'écoulement (m/s)
$\mathbf{V_{moy}}$	Vitesse moyenne de l'écoulement (m/s)
$\mathbf{V_{cr}}$	Vitesse critique de l'écoulement (m/s)
$\mathbf{V_i}$	Force verticale appliquée au bloc **i** (kN/m)
$\mathbf{V_{normal}}$	Force verticale appliquée au droit du replat aval (kN/m)
$\mathbf{V'_{normal}}$	Force verticale appliquée au droit du replat aval après érosion (kN/m)
$\mathbf{V_{rec}}$	Effort tranchant issu d'un chargement rectangulaire (kN)
$\mathbf{V_{total}}$	Sommation des forces $\mathbf{V_{triang}}$ et $\mathbf{V_{normal}}$ (kN/m)
$\mathbf{V'_{total}}$	Sommation des forces $\mathbf{V'_{triang}}$ et $\mathbf{V'_{normal}}$ (kN/m)
$\mathbf{V_{triang}}$	Composante verticale de la force appliquée au talus aval (kN/m)
$\mathbf{V_{triang}}$	Effort tranchant issu d'un chargement triangulaire (kN)
$\mathbf{V'_{triang}}$	Composante verticale de la force appliquée au talus aval après érosion (kN/m)
w	Chargement maximale par unité de longueur (kN/m)

$\mathbf{w_{opt}}$	Teneur en eau optimale du sol (%)
$\mathbf{W_i}$	Poids du bloc **i** (kN/m)
x	Axe de calcul (m)
x	Largeur maximale du bloc 1 (m)
$\mathbf{x_L}$	Hauteur tronquée du prisme de distribution des forces (m)
$\mathbf{X_r}$	Facteur d'échelle selon l'axe de calcul **x** (–)
y	Axe de calcul (m)
y	Hauteur de la portion triangulaire supérieure du bloc 1 (m)
y'	Hauteur de la portion triangulaire supérieure du bloc 1 après érosion (m)
$\mathbf{Y_r}$	Facteur d'échelle selon l'axe de calcul **y** (–)
z	Axe de calcul (m)
z	Pente des parois de brèche (m/m)
$\mathbf{Z_r}$	Facteur d'échelle selon l'axe de calcul **z** (–)
α	Coefficient de dilatation thermique (1/°C)
α	Pente du lit d'écoulement (deg)
α_i	Angle d'inclinaison de la base du bloc **i** (deg)
α_{icomp}	Angle d'inclinaison complémentaire à l'angle α_i (deg)
β	Angle de repos du sol (deg)
β	Angle d'inclinaison du talus (deg)
$\gamma_{béton}$	Poids volumique du béton (kN/m³)
γ_{eau}	Poids volumique de l'eau (kN/m³)
γ_{sol}	Poids volumique du sol (kN/m³)

γ'_{sol}	Poids volumique du sol déjaugé (kN/m³)
δ	Angle de friction à l'interface sol/rideau de béton (deg)
ΔD	Retrait du pied du talus aval causé par l'érosion (m)
$\Delta h1$	Profondeur d'érosion perpendiculaire au talus du bloc 6 (m)
$\Delta h2$	Profondeur d'érosion perpendiculaire au replat du bloc 6 (m)
ΔH	Variation de la hauteur d'eau de la retenue (m)
Δt	Intervalle de temps (sec)
$\Delta Temps_{in\ situ}$	Écart de temps *in situ* (sec)
$\Delta Temps_{labo}$	Écart de temps relevé au laboratoire (sec)
Δx	Flèche le long du rideau d'aluminium (m)
Δx_L	Flèche prédéterminée associée à la troncature du prisme de distribution des forces (m)
Δx_{rec}	Flèche engendrée par une distribution de forces rectangulaires (m)
Δx_{tot}	Flèche totale le long du rideau d'aluminium (m)
Δx_{triang}	Flèche engendrée par une distribution de forces triangulaires (m)
ε	Rugosité standard du matériau constitutif d'une conduite (mm)
ε	Nombre de microdéformations (–)
θ_i	Angle d'inclinaison par rapport à la verticale de la tête du bloc **i** (deg)
θ'_i	Angle d'inclinaison par rapport à la verticale de la tête du bloc **i** après érosion (deg)
ν	Coefficient de Poisson (–)
ν	Viscosité cinématique de l'eau (m²/s)

$\rho_{béton}$	Masse volumique du béton (kg/m³)
ρ_{dmax}	Masse volumique maximale du sol sec (kg/m³)
ρ_{dsol}	Masse volumique du sol sec (kg/m³)
ρ_{eau}	Masse volumique de l'eau (kg/m³)
ρ'_{sol}	Masse volumique du sol déjaugé (kg/m³)
σ_f	Contrainte normale au plan de rupture (kN/m²)
σ_{flex}	Contrainte de flexion (kN/m²)
σ_{rec}	Contrainte de flexion issue d'un chargement rectangulaire (kN/m²)
$\sigma_{total-comp}$	Contrainte de flexion totale en compression (kN/m²)
$\sigma_{total-trac}$	Contrainte de flexion totale en traction (kN/m²)
σ_{triang}	Contrainte de flexion issue d'un chargement triangulaire (kN/m²)
σ_{vert}	Contrainte verticale (kN/m²)
σ_x	Contrainte orientée selon l'axe **x** (kN/m²)
σ_y	Contrainte orientée selon l'axe **y** (kN/m²)
σ_z	Contrainte orientée selon l'axe **z** (kN/m²)
σ_1	Contrainte principale majeure (kN/m²)
σ_2	Contrainte principale intermédiaire (kN/m²)
σ_3	Contrainte principale mineure (kN/m²)
τ	Contrainte de cisaillement (kN/m²)
τ_{adim}	Contrainte de cisaillement adimensionnelle (–)
τ_c	Contrainte de cisaillement critique (kN/m²)

τ_{cc}	Contrainte de cisaillement critique corrigée (kN/m²)
τ_{f}	Contrainte tangentielle au plan de rupture (kN/m²)
τ_{ff1}	Contrainte tangentielle au plan de rupture à la rupture (kN/m²)
τ_{rec}	Contrainte de cisaillement issue d'un chargement rectangulaire (kN/m²)
τ_{total}	Contrainte de cisaillement totale (kN/m²)
τ_{triang}	Contrainte de cisaillement issue d'un chargement triangulaire (kN/m²)
τ_{xy}	Contrainte de cisaillement perpendiculaire à l'axe **x** et orientée selon l'axe **y** (kN/m²)
τ_{yx}	Contrainte de cisaillement perpendiculaire à l'axe **y** et orientée selon l'axe **x** (kN/m²)
τ_{*}	Contrainte de cisaillement totale sur le grain (N/m²)
$\phi_{béton}$	Angle de friction interne du béton (deg)
ϕ_{sol}	Angle de friction interne du sol (deg)
ψ	Angle d'inclinaison par rapport à l'horizontale de la tête du bloc 1 (deg)
ψ'	Angle d'inclinaison par rapport à l'horizontale de la tête du bloc 1 après érosion (deg)
ω	Vitesse de chute des particules (m/s)

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE A : LE PROTOCOLE EXPÉRIMENTAL 220

A.1 Le montage 220
A.1.1 La fixation des caissons 220
A.1.2 L'ancrage du rideau métallique 220
A.1.3 Le raccordement des jauges à l'appareil d'enregistrement des microdéformations 222
A.1.4 La fixation de la membrane étanche 224
A.2 L'ajout du revêtement granulaire 226
A.2.1 La vérification de la granulométrie 226
A.2.2 La vérification préalable du système d'enregistrement des microdéformations 226
A.2.3 La mise en place du sol au montage 226
A.3 L'ajustement du débit entrant et la mise en eau du montage 229
A.3.1 La mise en route de la pompe 229
A.3.2 L'ajustement et le calcul du débit entrant 230
A.3.3 La mise en eau du montage 230
A.4 Le démarrage de l'essai 230
A.4.1 La mise en route des systèmes d'enregistrement 230
A.4.2 L'initiation du déversement 232
A.4.3 La mesure des profondeurs d'érosion 236
A.5 L'arrêt de l'essai 237

ANNEXE B : LES PARAMÈTRES DE DÉPART, LE CALCUL DU DÉBIT ENTRANT ET LA COURBE DE REMPLISSAGE DES ESSAIS DU 18 DÉCEMBRE 2008, 30 JANVIER ET 16 MARS 2009 ..... **238**

B.1 L'essai du 18 décembre 2008 238
B.1.1 Les paramètres de départ 238
B.1.2 Le calcul du débit entrant et la courbe de remplissage 238
B.2 L'essai du 30 janvier 2009 240
B.2.1 Les paramètres de départ 240
B.2.2 Le calcul du débit entrant et la courbe de remplissage 240
B.3 L'essai rehaussé du 16 mars 2009 242
B.3.1 Les paramètres de départ 242
B.3.2 Le calcul du débit entrant et la courbe de remplissage 242

ANNEXE C : LE CALCUL DES FLÈCHES **244**

C.1 Le sol en poussée 244
C.2 L'eau en poussée 245
C.3 Le sol en butée 246
C.4 L'eau en butée 249

ANNEXE D : LE REHAUSSEMENT DE LA DIGUE MONCOUCHE(2009) **251**

Introduction

Du 18 au 21 juillet 1996, on enregistrait des pluies diluviennes au Saguenay-Lac-Saint-Jean, jusqu'à 275 mm de précipitations en moins de quatre jours, des quantités normalement observées pour tout le mois de juillet. Les précipitations furent si abondantes et d'une telle intensité qu'elles dépassèrent toutes les prédictions, même celle d'une pluie décamillénaire. Les réservoirs hydroélectriques de la région virent leur niveau d'eau monter de façon importante et soudaine. Le réservoir du lac Kénogami fut l'un des plus touchés puisque ses trois barrages ainsi que cinq de ses neuf digues subirent des déversements. À leur tour, les exutoires Rivière aux Sables et Chicoutimi connurent un important gonflement de leurs eaux causant de sévères dommages aux berges ainsi qu'aux infrastructures et bâtiments qui s'y trouvaient. Dans la seule municipalité de Lac-Kénogami par exemple, 44 % des résidences furent endommagées.

La Commission scientifique et technique sur la gestion des barrages

Face à l'ampleur d'une telle catastrophe, le Conseil des ministres du gouvernement du Québec constituait, le 7 août 1996 par décret, **la Commission scientifique et technique sur la gestion des barrages (la Commission Nicolet)** avec pour mandat d'identifier les causes et facteurs du malheureux événement et de formuler des recommandations susceptibles d'en éviter la répétition. De l'analyse des évènements reliés plus particulièrement au déversement du réservoir Kénogami, la Commission Nicolet identifiait deux causes importantes : l'une naturelle, soit la quantité exceptionnelle des précipitations directement responsable de la crue dévastatrice et, l'autre, technique, attribuable à l'insuffisance d'évacuation des barrages situés le long des exutoires. De plus, la Commission Nicolet énumérait une série de facteurs secondaires ayant contribué à aggraver la situation : structure géographique en graben du lac Kénogami, dénivelé important et assez régulier du bassin versant peu propice à la rétention d'eau, sols gorgés d'eau dus à un printemps et un début d'été frais et pluvieux mais aussi, mauvaise

interprétation des données météorologiques, communications déficientes, ouverture tardive des vannes d'évacuation, présence de bâtiments en zones inondables…

Après consultation des divers groupes populaires, la Commission Nicolet formulait dans son rapport au Conseil des ministres, le 14 janvier 1997, une série de recommandations d'ordre juridique, technique et administratif. Les recommandations d'ordre technique visaient essentiellement la sécurité des ouvrages de retenue ainsi que leur conception. La Commission précisait même aux articles 3.6 et 3.7 (Commission scientifique et technique sur la gestion des barrages, 1997, p.11-7), que les barrages en terre devaient dominer de 1,5 m au moins, le niveau maximal critique des réservoirs et que l'élément d'étanchéité, s'ils en étaient munis, devait le faire par une marge d'au moins 0,5 m. Clairement, la sécurité et le rehaussement des digues au Québec et particulièrement au Saguenay-Lac-Saint-Jean, devenaient une des priorités. De l'étude du tableau 0.1, nous déduisons que les huit digues en terre munies d'un élément d'étanchéité du lac Kénogami doivent toutes être rehaussées.

Ainsi que le suggère les recommandations de la Commission Nicolet, chaque ouvrage de retenue d'eau offre un niveau de sécurité qu'il nous appartient de connaître et même de vérifier. De plus, nous pensons que le rehaussement doit se traduire par un gain de sécurité que nous devons aussi être en mesure d'apprécier. C'est précisément ce que nous nous proposons de faire dans cet ouvrage : modéliser le comportement de déversement d'une digue hybride constituée de terre et d'un rideau rigide de béton, une digue typique de celles retenant les eaux du réservoir Kénogami, afin d'en prédire les réactions et d'en évaluer la sécurité, à la fois dans son état actuel et rehaussé.

Tableau 0.1 : Description des ouvrages retenant les eaux du réservoir Kénogami (Commission scientifique et technique sur la gestion des barrages, 1997, p.3-15).

Réservoir Kénogami							
Ouvrage	Propriétaire	Année de mise en service	Type	Hauteur maximale [m]	Longueur en crête [m]	Cote en crête [m]	Capacité d'évacuation [m³/s]
Barrage Pibrac-Est	SIQ	1924	Poids	19,0	172	165,71(1)	990
Barrage Pibrac-Ouest	SIQ	1924	Poids	15,0	143	165,93(1)	(2)
Barrage Portage-des-Roches	SIQ	1924	Poids	24,3	454	165,67(1)	1820
Digue Pibrac-Est	SIQ	1924	Poids remblayée(4)	7,6	117	165,80(1)	–
Digue Pibrac-Ouest	SIQ	1924	Poids remblayée(4)	10,1	142	165,70(1)	–
Digue Moncouche	SIQ	1924	Terre(4)	7,6	181	166,95	–
Digue Creek-Outlet 1	SIQ	1924	Poids remblayée(4)	13,7	158	165,72(1)	–
Digue Creek-Outlet 2	MEF	1924	Poids(4)	5,2	31	165,67(1)	–
Digue Creek-Outlet 3	MEF	1924	Poids(4)	3,6	147	165,67(1)	–
Digue Coulée Gagnon	MEF	1924	Terre(4)	8,0	153	166,61	–
Digue Ouiqui	MEF	1925	Terre	18,0	360	166,90	–
Ravin Ouiqui(3)	SIQ	1925	Protection	7,6	510	166,3+	–
Digue Cascouia	MEF	1924	Poids remblayée(4)	14,9	81	167,41	–

(1) Déversement en crête durant la crue de juillet 1996.
(2) Capacité comprise dans celle de Pibrac-Est.
(3) Coteau dont le versant aval, formant un ravin (ravin Ouiqui), est protégé contre l'érosion, mais ne constitue pas, à proprement parler, une digue (information ajoutée par l'auteur).
(4) Digue en terre constituée d'un élément d'étanchéité de béton et de son remblai (information ajoutée par l'auteur).
Note : Le niveau maximal critique du lac Kénogami est de 165,07 m.

L'étude comportementale de la digue Moncouche : un exemple de solution technique

Le niveau d'eau du lac Kénogami est contrôlé par un dispositif de retenue constitué de trois barrages et de neuf digues en terre, dont huit sont munies d'un élément d'étanchéité rigide en béton. Ainsi que l'indique la figure 0.1, ces ouvrages sont tous situés sur le pourtour ouest, nord et est du lac Kénogami.

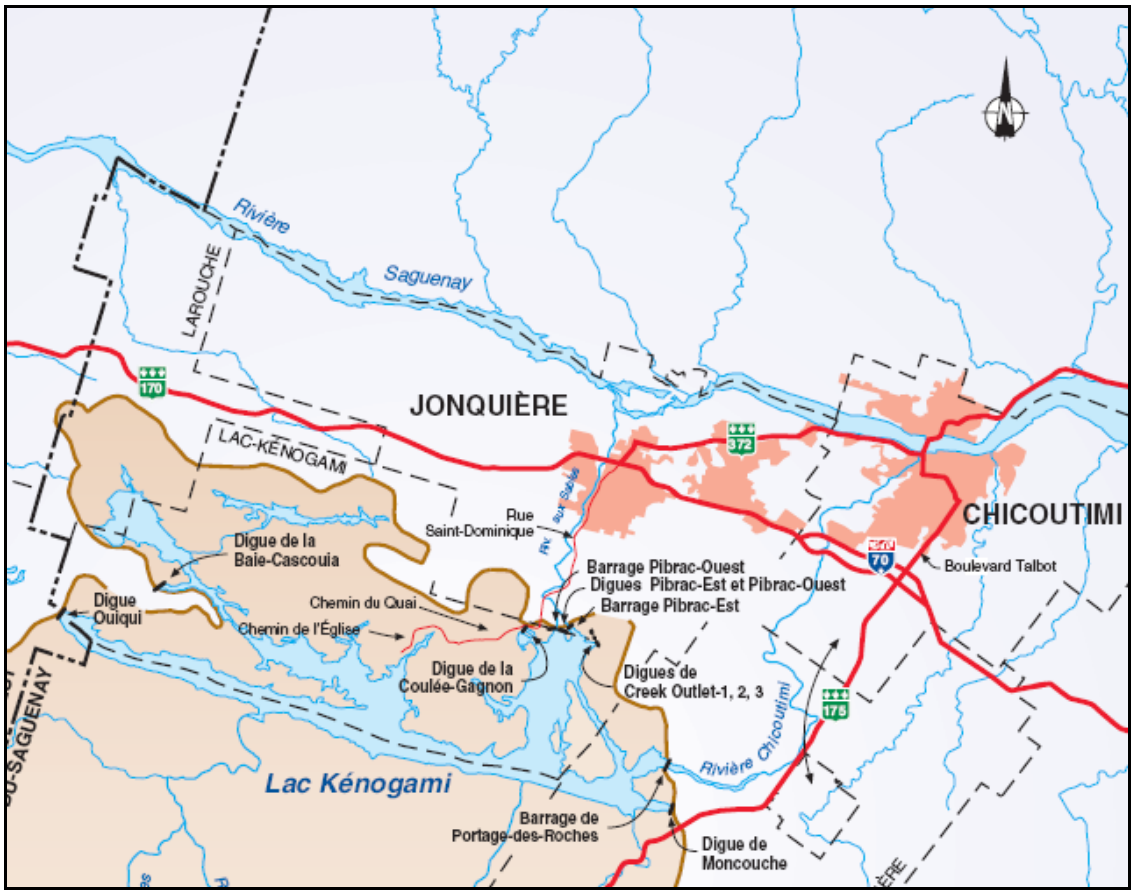


Figure 0.1 : Barrages et digues du réservoir Kénogami (Hydro-Québec, 2001).

Le barrage Portage-des-Roches assisté de la digue Moncouche, à l'extrême est du réservoir, régule le débit de la rivière Chicoutimi et de ses quatre centrales hydroélectriques au fil de l'eau tout en assurant la sécurité de la ville de Chicoutimi. La digue Moncouche occupe de toute évidence une position stratégique d'importance.

Même si elle n'a subi aucun déversement lors de la crue de 1996, il faut se souvenir qu'elle fut tout de même fortement sollicitée puisque de forts bouillonnements d'eau furent constatés en plusieurs endroits du talus aval, justifiant d'urgents travaux de colmatage. Ce n'est donc pas un hasard si la digue Moncouche fut la première du dispositif à être rehaussée. Le rehaussement fut effectivement commencé en février 2009 et terminé cinq mois plus tard. Pour toutes ces raisons, nous pensons que la digue Moncouche doit être réétudiée en profondeur, d'autant plus que les enseignements que nous pourrons en tirer devraient être applicables aux autres digues hybrides du même type.

Le plan du mémoire

En science appliquée, l'expérimentation en laboratoire constitue un puissant moyen d'élaboration et de vérification d'un modèle prédictif. Issue de la dualité entre la théorie et la pratique, la méthode expérimentale se traduit par une confrontation répétée des comportements prédits et observés. C'est avec cette façon de faire que nous nous appliquerons à dégager un modèle comportemental de déversement qui sera celui de la digue Moncouche. Nous qualifions ce modèle de «comportemental de déversement» parce qu'il ajoute à la stricte création de la brèche par érosion, d'autres facteurs de destruction que sont le glissement, la flexion et le cisaillement, des facteurs qui, à la limite, pourraient même agir sans qu'il y ait déversement.

Au premier chapitre, nous effectuerons un survol bibliographique afin de voir sommairement comment les ouvrages de retenue en terre peuvent être affectés par les déversements. Nous préciserons les phases de destruction par débordement, les géométries de brèche observées et exposerons la norme québécoise en matière de prédiction de rupture. Puis, nous présenterons des modèles de rupture fréquemment utilisés et susceptibles de nous éclairer. Nous y ajouterons une discussion des principaux concepts d'ordre hydraulique, érosif, géotechnique et structural propre à la nature hybride de la digue Moncouche.

Au chapitre deux, nous nous appliquerons à définir le modèle comportemental de déversement de la digue Moncouche. Puisque nous avons affaire à une digue hybride formée d'un cœur rigide en béton et de son remblai, nous exposerons tout d'abord les éléments géotechniques reliés à l'évaluation du facteur de sécurité au glissement (forces verticales, horizontales et de soulèvement). Nous présenterons ensuite les éléments structuraux reliés à l'évaluation des facteurs de sécurité au cisaillement et à la flexion (efforts tranchants, moments fléchissants et contraintes verticales). Un algorithme et son ordinogramme nous aideront à voir progresser le facteur de sécurité de la digue vers sa valeur minimale. Nous terminerons cette partie en démontrant comment les microdéformations prédites par le modèle sont reliées à celles observées en laboratoire.

Au troisième chapitre, nous traiterons essentiellement de l'expérimentation en laboratoire ainsi que de l'évaluation du modèle comportemental Moncouche. Suite à une présentation générale des installations, nous décrirons le montage expérimental, son facteur d'échelle, sa forme générale, son rideau métallique, la disposition et le processus de vérification de ses jauges, son matériel de revêtement (granulométrie et compaction). Nous ferons aussi état de nos constatations issues de l'essai du 4 décembre 2008 et confirmées lors de l'essai subséquent du 18 décembre, des constatations qui nous ont amenés à reconsidérer les données de tous les essais, y compris celui du 16 mars 2009 correspondant à la digue Moncouche rehaussée.

Nous consacrerons le quatrième chapitre à l'extrapolation des données recueillies en laboratoire à un usage *in situ*. Nous adapterons successivement les profondeurs d'érosion, les largeurs de brèche, l'épaisseur des lames d'eau déversantes, les débits de brèche et l'échelle temporelle. L'adaptation de l'échelle temporelle est à la fois importante et complexe. Pour cette raison, elle sera faite selon trois approches différentes dont nous retiendrons la meilleure. Une fois le modèle comportemental bien campé *in situ*, nous procéderons à l'analyse de la digue Moncouche en évaluant ses facteurs de sécurité en fonction de l'érosion. Les temps de rupture du rideau de béton

ainsi que le calcul des débits nous permettront de composer l'hydrogramme de rupture. De là, nous pourrons déterminer le gain de sécurité associé au rehaussement de la digue. Nous terminerons cet important chapitre par une réflexion sur les implications d'une évaluation de la sécurité lorsqu'elle utilise les caractéristiques propres d'un ouvrage.

Nous conclurons en montrant comment le modèle comportemental Moncouche contribue à la compréhension d'une réalité à la fois nouvelle et complexe, celle des digues hybrides. Nous en identifierons aussi les limites du modèle, les contraintes, les difficultés. Nous proposerons enfin des pistes de développement et de recherche méritant d'être exploitées de même que des exemples d'application.

Chapitre 1 : La revue bibliographique et la discussion des principaux concepts

Il convient de distinguer les barrages des digues. Les barrages interrompent le cours d'eau principal alors que les digues consolident le pourtour d'un réservoir. Les barrages et les digues ont cependant une même fonction, celle de «résister à la poussée des eaux et d'assurer l'étanchéité de la retenue» (Marche, 2004, p.9). Le Québec comptait en 2002 quelque 6 000 ouvrages de retenue de dimensions diverses (Hydro-Québec, 2009). Hydro-Québec exploite 10 % de ces ouvrages et 72 % d'entre eux sont constitués d'un remblai de terre ou de roches. Les barrages en remblai constituent maintenant la majorité des ouvrages de troisième génération au Québec. Plus généralement, la majorité des ouvrages de retenue d'eau construits de par le monde sont des barrages et des digues en terre (Zerrouk, 2004, p.1). Comme toutes les constructions humaines, ces ouvrages sont soumis à la dégradation et à l'usure. Ils doivent donc être correctement exploités, entretenus, rénovés sinon ils deviennent dangereux. En dépit de leur construction généralement sécuritaire, il leur arrive de se rompre. Selon le **Dam Safety Office** du Département de l'Intérieur des États-Unis, un barrage en remblai subissant un déversement initiateur d'érosion est pratiquement considéré comme perdu (Wahl, 1998). Les barrages en terre sont donc des créatures dont il faut se soucier, surtout en ces temps où les ressources sont comptées.

1.1 La rupture par déversement des ouvrages en remblai

1.1.1 Les principales constatations

Penman (1986) nous apprend qu'environ 50 % des ruptures des barrages en remblai sont attribuables à un déversement des eaux par la crête. Cette proportion n'étonne guère lorsqu'on sait qu'aux États-Unis seulement, 57 000 ouvrages, toutes catégories

confondues, sont susceptibles de se déverser (Ralston, 1987). Loukoula, Reiter, Shen et Pan (1993) rapportent que 80 % des quelque 87 000 ouvrages de retenue chinois sont constitués d'un remblai, que 90 % d'entre eux sont petits (2,5 à 15 m de hauteur) et que c'est chez ces petits ouvrages que l'on observe 96 % des ruptures. Même s'ils sont moins nombreux, les grands barrages en remblai (15 m et plus) sont aussi vulnérables aux déversements. L'étude statistique menée par Fauster, Fell et Spannagle (2000) portant sur 11 192 grands barrages en remblai situés aux États-Unis, en Inde, au Royaume-Uni, au Canada et en Australie, révèle que les ruptures sont causées par des débordement dans 35,9 % des cas et que ce taux atteint 48,4 % lorsque l'évacuation est insuffisante.

Les barrages et digues en terre sont maintenant devenus d'un type commun mais quelque soit leur taille, ils restent plus sensibles aux déversements que les autres types d'ouvrages (Zerrouk, 2004, p.6). Contrairement aux glissements de talus et aux écoulements internes de type renard qui sont des phénomènes destructeurs susceptibles d'avoir lieu au cours des premières années suivant la mise en eau, les débordements sont indépendants des ouvrages et peuvent donc avoir lieu à n'importe quel moment de leur existence (Middlebrooks, 1953). Ajoutons enfin que les barrages et les digues en terre sont particulièrement affectés par les secousses sismiques, une activité régulièrement observée au Québec (Leboeuf, 2008).

1.1.2 La rupture par formation de brèche

La rupture d'un ouvrage de retenue en terre survient de trois façons : par glissement, par écoulement interne (renard) et par déversement. Puisque les déversements et les écoulements internes causent près de 95 % des ruptures (Foster, Fell et Spannagle, 2000) l'apparition d'une brèche devient un phénomène pratiquement inévitable. Powledge, Ralston, Miller, Chen, Clopper et Temple (1989) ont mis en relation les régimes d'écoulement hydrauliques par-dessus la crête d'un ouvrage homogène en terre avec ses

zones d'érosion. La vitesse d'écoulement maximale des eaux au pied du talus aval amène une érosion progressive vers l'amont, une éventuelle entaille de la crête, son abaissement ainsi qu'un accroissement du débit. Les figures 1.1 à 1.3 illustrent le mécanisme d'érosion affectant un ouvrage homogène en terre soumis à un déversement.

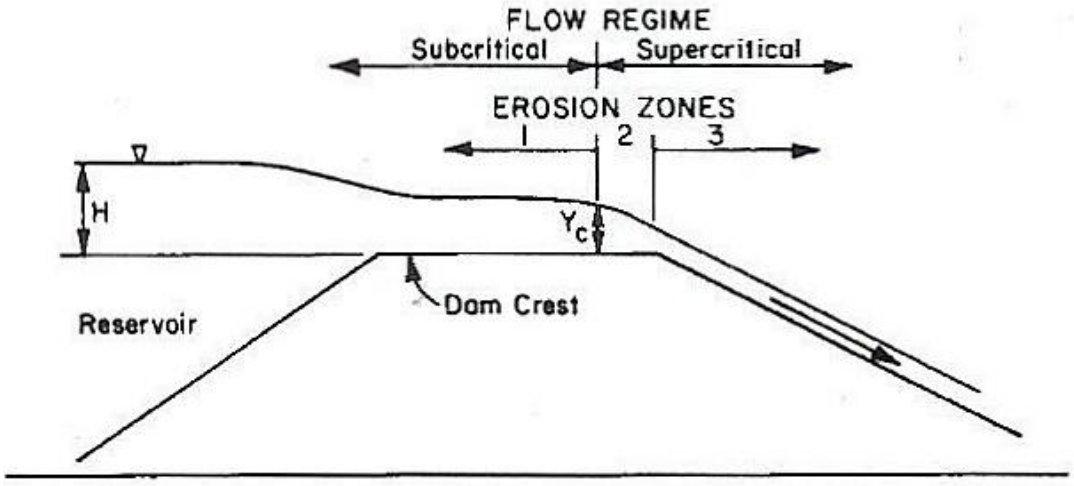


Figure 1.1 : Déversement, régime d'écoulement et érosion d'un ouvrage en remblai (Powledge et al., 1989).

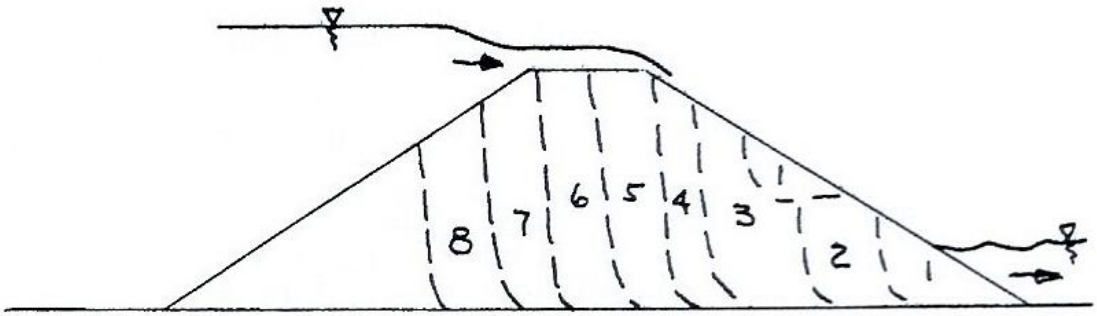


Figure 1.2 : Progression de l'érosion lors d'un déversement sur une digue homogène en terre (Ralston, 1987).

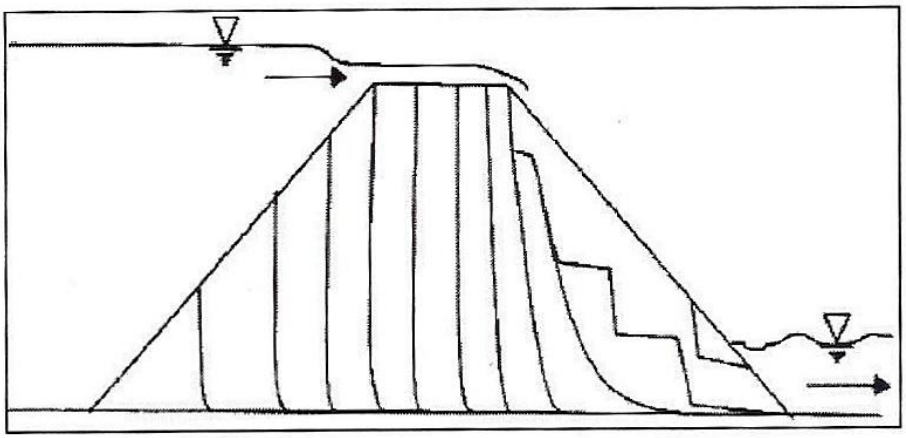


Figure 1.3 : Progression de l'érosion lors d'un déversement sur une digue homogène en terre (Hanson, 2000).

Nous avons tiré du résumé des communications faites au 22^{e} Congrès de la **Commission internationale des grands barrages** tenu en juin 2006 à Barcelone et résumé au tableau 1.1 les diverses phases de destruction par déversement d'une digue homogène en terre. Les phases de destruction sont décrites en ordre séquentiel, des signes annonciateurs jusqu'à l'apparition du débit maximal $\mathbf{Q_{max}}$ et la perte de la digue. Notons que cette description met en évidence la progression longitudinale de l'érosion du pied aval de la digue vers l'amont ; elle va de pair avec les trois figures précédentes.

Tableau 1.1 : Phases de destruction par déversement d'une digue homogène en terre.

Phase	***Descripteur***
1. Les premières eaux de déversement s'écoulent sur la crête et le talus aval.	Présence de zones humides sur la crête et le talus aval de la digue. Dans certains cas, cette phase peut être assez lente et graduelle, de quelques heures à plusieurs jours (Lovoll, 2006). Une variation de la végétation est alors observée (Morris, Hanson et Vaskinn, 2006).
2. Initiation de la brèche par érosion du talus aval.	Dépendamment du type de matériaux, de leur teneur en eau et de leur compaction, un chenal préférentiel d'écoulement apparaît sur le talus aval. La concentration des contraintes dues au cisaillement et à la turbulence entraîne l'érosion du pied vers la crête amont de la digue. L'expérience démontre qu'un matériau cohésif aura tendance à s'éroder en «escalier» tandis qu'un matériau lâche s'érodera de manière plus uniforme. Ceci peut affecter le taux d'érosion et avoir un impact sur le temps de formation de la brèche (Marche, Mahdi et Quach, 2006).
3. Formation de la brèche et accroissement du débit du déversement.	Lorsque l'érosion atteint le haut du talus amont, la formation de la brèche est rapide et soudaine (Morris, Hanson et Vaskinn, 2006). «Lorsque l'érosion commence à affecter la ligne de crête de l'ouvrage, une brèche a débuté sa formation et le débit de déversement s'accroît.» (Marche, Mahdi et Quach, 2006)
4. Agrandissement et progression de la brèche.	Sous l'augmentation du débit, l'ouverture de la brèche progresse premièrement de façon verticale pour ensuite s'élargir. Selon la hauteur de charge, le débit et la teneur en eau du sol, la brèche progresse longitudinalement. Nous observons le même mécanisme tant dans les graviers que dans les moraines et les argiles (Morris, Hanson et Vaskinn, 2006).
5. Débit de décharge maximal $\mathbf{Q_{max}}$	Le débit passant par la brèche s'accroît jusqu'à atteindre une valeur maximale $\mathbf{Q_{max}}$.
6. Perte de la digue et vidange du réservoir.	La digue est emportée et les eaux de la retenue sont évacuées.

La phase de progression de la brèche, donc de son agrandissement, est un phénomène d'une grande complexité. La compréhension d'un tel phénomène, à la fois dynamique et évolutif, requiert une approche multidisciplinaire alliant hydraulique et géotechnique, une approche qui vise essentiellement à prédire la géométrie initiale de la brèche ainsi que sa progression lors du déversement. De par leur constitution, les ouvrages en terre génèrent un vaste éventail de géométries de brèche. L'observation répétée de ruptures en laboratoire et *in situ* a amené les chercheurs à utiliser surtout des géométries de brèche de type triangulaire, rectangulaire et trapézoïdal. Singh et Scarlatos (1988) ont bien exposé l'ensemble de ces géométries et en ont même proposé des modèles évolutifs dans le temps. Harris et Wagner (1967) avaient même suggéré des brèches aux formes paraboliques. De façon générale, les chercheurs ont accordé beaucoup d'attention à l'agrandissement proprement dit de la brèche, du simple approfondissement à base fixe jusqu'à l'agrandissement proportionné.

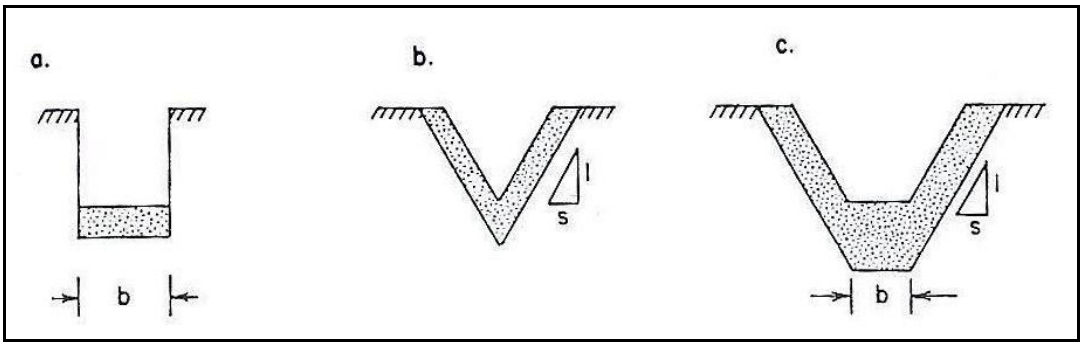


Figure 1.4 : Géométries de brèches les plus souvent observées : (a) rectangulaire, (b) triangulaire, (c) trapézoïdale (Singh et Scarlatos, 1988).

L'observation des ruptures antérieures révèle la récurrence de certaines géométries de brèche, notamment celles de type trapézoïdal. Johnson et Illes (1976), McMahon (1981), Ponce (1982) et Fread (1984) s'entendent sur la récurrence de brèches trapézoïdales dont la largeur maximale équivaut à trois fois leur hauteur environ. De plus, ces chercheurs estiment que les pentes des joues de brèche sont reliées aux propriétés géotechniques du sol remblayé (cohésion, compactage, angle de friction interne) et devraient varier de la

verticale à un angle 2H : 1V. Au Québec, la prédiction d'une brèche par déversement au sein d'un ouvrage en terre répond à une norme de la société d'état Hydro-Québec. Issue d'une expérience historique, la norme Hydro-Québec HQ 60-00-00 prévoit le développement, en 30 minutes, d'une brèche trapézoïdale jusqu'au pied de l'ouvrage et dont la largeur au fond est de quatre fois sa hauteur. La norme ajoute que les joues de la brèche devraient être inclinées de 45°.

> « Les ouvrages en terre et enrochement permettront le développement en 30 minutes, par déversement, d'une brèche trapézoïdale dont la largeur au fond sera égale à quatre fois la hauteur maximale de l'ouvrage. Les parois latérales de cette brèche seront inclinées à 45° si le terrain naturel le permet, sinon elles seront ajustées au terrain naturel. » (HQ 60-00-00 citée par Marche, 2004, p.46)

Cette norme «plus large» énoncée par Hydro-Québec s'explique par les importantes quantités d'eau contenues dans ses réservoirs, des quantités susceptibles de se vidanger pendant une période de temps plus longue et donc d'élargir la brèche en conséquence.

1.2 Les modèles

Les ruptures d'ouvrages de retenue d'eau présentent toujours un risque pour les populations humaines en plus d'être une source de pertes économiques. Pour cette raison, les chercheurs ont consacré beaucoup de temps et d'efforts à tenter de les expliquer, de les comprendre. Ils les ont observées, répertoriées, étudiées afin d'éviter qu'elles ne se reproduisent. La modélisation issue de cet effort de compréhension constitue un outil prédictif puissant en dépit de ses limites. Nous présenterons ici quelques modèles de rupture parmi ceux que nous estimons être les plus significatifs. L'exercice nous permettra d'orienter nos propres efforts de modélisation. Afin

d'accélérer la discussion, nous diviserons les modèles en deux catégories, les modèles empiriques et les modèles physiques[1].

1.2.1 Les modèles empiriques

Les modèles empiriques ont été développés dans le but d'estimer le débit maximal $\mathbf{Q_{max}}$ s'écoulant par la brèche d'un ouvrage de retenue et de prévoir la propagation de la crue à l'aval. Ces modèles se ressemblent parce qu'ils mettent tous en relation le débit maximal de brèche $\mathbf{Q_{max}}$ avec les caractéristiques du réservoir. Des modèles empiriques plus élaborés relient le débit de brèche $\mathbf{Q_{max}}$ à la fois aux caractéristiques du réservoir de même qu'à celles du barrage et de sa brèche.

Le **U.S. Bureau of Reclamation** (1982) relie le débit maximal de brèche $\mathbf{Q_{max}}$ (pieds cubes par seconde) à la profondeur **D** (pieds) du réservoir de la façon suivante :

$$Q_{\max} = 75D^{1,85} \qquad \textbf{1.1}$$

Evans (1986) estime le débit maximal de brèche $\mathbf{Q_{max}}$ (m^3/s) d'un ouvrage en terre ou en enrochement en fonction du volume **V** (m^3) du réservoir.

$$Q_{\max} = 0,072V^{0,53} \qquad \textbf{1.2}$$

[1] Le U.S. Bureau of Reclamation (1988) divise les modèles de rupture par déversement en quatre catégories : 1) les modèles physiques (physically based methods), 2) les modèles paramétriques (parametric models), 3) les modèles empiriques (predictor equations) et 4) les modèles comparatifs (comparative analysis). Les trois dernières catégories de modèles dépendent toutes de l'expérience, s'appuient directement sur des observations *in situ*, des études de cas et ne font pratiquement appel à aucun concept *a priori*. Pour cette raison, aux fins de la discussion, nous les avons regroupés chez les modèles empiriques.

Le **Subcommitee on Emergency Action Planning of ICOLD** (1983) établit une relation entre $\mathbf{Q_{max}}$ (pieds cubes par seconde) et la profondeur du réservoir **H** (pieds) et sa capacité de stockage **S** (acres-pieds).

$$Q_{\max} = 370(HS)^{0,5} \qquad \textbf{1.3}$$

MacDonald et Langridge-Monopolis (1984) proposent une relation entre le débit de brèche maximal $\mathbf{Q_{max}}$ (m^3/s), le volume du réservoir au moment de la rupture $\mathbf{V_w}$ (m^3) et la hauteur d'eau dans le réservoir au-dessus de la brèche au moment de la rupture $\mathbf{H_w}$ (m). L'association des facteurs $\mathbf{V_w}$ et $\mathbf{H_w}$ porte le nom de «facteur de formation de brèche».

$$Q_{\max} = 1,175(V_w H_w) \qquad \textbf{1.4}$$

Costa (1985) associe le débit maximal de brèche $\mathbf{Q_{max}}$ (m^3/s) à un «facteur de barrage» estimé au moyen du volume du réservoir au moment de la rupture $\mathbf{V_w}$ (m^3) et de la profondeur du réservoir mesurée à partir du fond de la brèche $\mathbf{H_w}$ (m).

$$Q_{\max} = 0,763(V_w H_w) \qquad \textbf{1.5}$$

Le **Soil Conservation Service** des États-Unis cité par Froehlich (1995), propose une relation dans le cas des réservoirs d'une faible profondeur ($\mathbf{H_w}$ < 31,4 m) entre le débit maximal de brèche $\mathbf{Q_{max}}$ (m^3/s) et un facteur de brèche **Br** lui-même défini par le volume du réservoir au moment de la rupture $\mathbf{V_w}$ (m^3), la profondeur du réservoir mesurée à partir du fond de la brèche $\mathbf{H_w}$ (m) et l'aire de la section de brèche **A** (m^2).

$$Q_{\max} = 0,000421\left(\frac{V_w H_w}{A}\right)^{1,35} \qquad \textbf{1.6}$$

Il est intéressant de noter que le débit maximal de brèche $\mathbf{Q_{max}}$ (m^3/s) peut être relié directement à l'énergie potentielle du réservoir selon l'équation générale 1.7 où **K** et **k** sont des constantes et **PE**, l'énergie potentielle en joules.

$$Q_{\max} = K(PE)^k \qquad \textbf{1.7}$$

Cette formulation à l'avantage de s'appliquer à différentes conditions géotechniques. Ainsi, Costa et Schuster (1988) évaluaient $\mathbf{Q_{max}}$ d'une brèche au sein d'un ouvrage en terre ou en enrochement de la façon suivante :

$$Q_{\max} = 0{,}0184(PE)^{0{,}42} \qquad \textbf{1.8}$$

1.2.2 Les modèles physiques

Les modèles physiques font plus qu'établir des relations entre les observations, ils tentent d'expliquer le phénomène de rupture en faisant appel à un grand nombre de facteurs physiques intrinsèques tels que les forces agissantes, les caractéristiques des matériaux, les types d'écoulement, les densités, les rugosités, les porosités par exemple. D'une façon générale, les modèles physiques utilisent des facteurs issus, à la fois de l'hydraulique, de la géotechnique et du transport des sédiments (U.S. Bureau of Reclamation, 1988) dans le but de prédire le développement d'une brèche au sein d'un barrage en terre de même que son hydrogramme de rupture. Toutes ces variables évoluent dans le temps et leur agencement relève d'une synthèse complexe, un agencement qui se traduit inévitablement par un effort de simplification des modèles. Les modèles physiques ne doivent pas être perçus comme des concurrents des modèles empiriques, mais plutôt comme leurs pendants explicatifs.

Cristofano (1965) propose un modèle physique de formation de brèche dans un barrage en remblai. Basé sur une hypothèse d'équilibre entre la force d'écoulement de l'eau à travers la brèche et celle de cisaillement le long du canal de brèche, le modèle permet d'estimer le volume de sédiments emporté en fonction du débit de brèche. Cependant, le modèle de Cristofano assume que la brèche évolue de manière trapézoïdale et que sa largeur au fond demeure constante. L'angle de ses joues de brèche correspond à l'angle de repos du sol constitutif tandis que la pente du canal de brèche est celle de l'angle de frottement interne.

Harris et Wagner (1967) proposent un modèle où l'évolution de la brèche, supposée parabolique, débute immédiatement après le déversement et se propage jusqu'au pied de l'ouvrage à un rythme dicté par l'équation de transport solide de Schoklitsch (cité par Zerrouk, 2004). Valable pour les sol de granulométrie uniforme, l'équation de Schoklitsch s'exprime comme suit :

$$q_s = 7000 \frac{S^{3/2}}{\sqrt{d_{50}}} (q - q_c) \qquad \textbf{1.9}$$

où q_s = débit solide par mètre de largeur (kg/s/m)
S = pente hydraulique (m/m)
d_{50} = diamètre des sédiments à 50% de passant (mm)
q = débit d'eau unitaire (m³/s/m)
q_c = débit d'eau unitaire critique initiant l'érosion (m³/s/m)

Le débit d'eau unitaire critique $\boldsymbol{q_c}$ entraînant l'érosion, s'évalue selon l'équation 1.10.

$$q_c = \frac{0.00001944\, d_{50}}{S^{4/3}} \qquad \textbf{1.10}$$

Ainsi que le laissent entendre les équations 1.9 et 1.10, le modèle de Harris et Wagner exige une hypothèse de largeur de la brèche, de pente de son canal de même que la

connaissance du diamètre $\mathbf{d_{50}}$ du matériau de remblai. Le modèle assimile l'écoulement d'eau à travers la brèche à celui d'un déversoir. Notons que les travaux de Harris et Wagner furent utilisés par Brown et Rogers (1977, 1981) afin de créer le modèle physique informatisé **BRDAM**.

Lou (1981) et Ponce et Tsivoglou (1981) mettent de l'avant un modèle physique reliant la loi de transport solide de Meyer-Peter et Müller à l'équation différentielle de continuité des sédiments (équation d'Exner). Ces équations s'expriment respectivement de la façon suivante :

Meyer-Peter Müller (1948)

$$q_s = \left(\frac{8}{\sqrt{\rho_{eau}}} \right) (\tau_* - \tau_c)^{3/2} \qquad \textbf{1.11}$$

où
q_s = débit solide par mètre de largeur (N/s/m)
ρ_{eau} = masse volumique de l'eau (kg/m³)
τ_* = contrainte de cisaillement totale sur le grain (N/m²)
τ_c = contrainte de cisaillement critique (N/m²)

La contrainte de cisaillement critique $\boldsymbol{\tau_c}$ s'évalue selon l'équation 1.12

$$\tau_c = 0.047(s-1)\rho_{eau} g d_{50} \qquad \textbf{1.12}$$

où
s = densité relative du sol
ρ_{eau} = masse volumique de l'eau (kg/m³)
g = accélération gravitationnelle (m/s²)
d_{50} = diamètre des sédiments à 50% de passant (m)

Exner

$$\frac{\partial q_s}{\partial x} + (1-p)\gamma_{sol} b_b \frac{\partial z}{\partial t} = 0 \qquad \textbf{1.13}$$

où

q_s	=	débit solide par mètre de largeur (N/s/m)
p	=	porosité du sol composant le lit d'écoulement
γ_{sol}	=	poids volumique du sol (N/m³)
b_b	=	largeur moyenne du canal de brèche (m)
z	=	élévation du lit (m)

La rugosité du canal de brèche est représentée par le coefficient **n** de Manning. La résolution de l'équation différentielle d'Exner s'avère complexe et sujette à des problèmes d'instabilité numérique.

Développé par Fread (1977), le modèle **DAMBRK** est essentiellement orienté vers la prédiction de l'hydrogramme de rupture d'un ouvrage et de sa propagation à l'aval. Ce modèle bien connu propose un développement uniforme et d'une durée prédéterminée de la brèche. Fread (1988) le perfectionne en y introduisant **BREACH**, une manière plus réaliste de rendre compte de la progression de la brèche. Encore une fois, la loi de Meyer-Peter et Müller et le coefficient de rugosité **n** de Manning sont employés. Il est intéressant de noter que la loi de transport de Meyer-Peter et Müller est modifiée, entre-temps, par Smart (1984) afin de tenir compte des pentes supérieures à 3°. Il convient alors de corriger la contrainte de cisaillement critique $\boldsymbol{\tau_c}$ de la manière suivante où $\boldsymbol{\alpha}$ et $\boldsymbol{\beta}$ correspondent respectivement, en degrés, à la pente du lit et à l'angle de repos du sol :

$$\tau_c = \tau_{cc} = \tau_c \cos\alpha\left(\frac{1-\tan\alpha}{\tan\beta}\right) \qquad \textbf{1.14}$$

Le modèle **BREACH** a la particularité de modéliser une brèche triangulaire, rectangulaire ou trapézoïdale dans un barrage en remblai constitué d'au maximum trois matériaux différents : un sol imperméable en guise de coeur, son sol de recouvrement ainsi qu'une couche protectrice aval en perré. Qu'il soit homogène ou non, l'ouvrage de

retenue s'érode par tranches successives sous l'action du débit de brèche de la manière illustrée à la figure 1.5. Dans ce cas précis, remarquons que la pente du canal de brèche est assimilée à celle du talus aval.

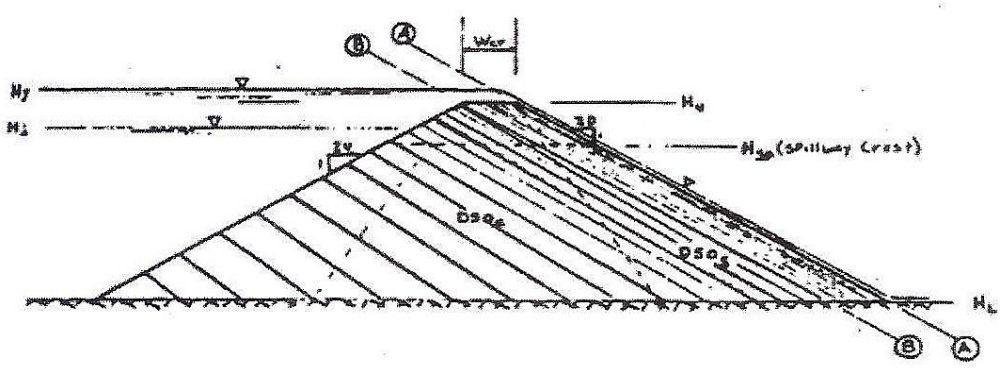


Figure 1.5 : Érosion d'un barrage en remblai par couches successives (Fread, 1985).

Singh et Scarlatos (1985) basent leur modèle **BEED** sur l'équation de transport d'Einstein-Brown et Bagnold. Le modèle simule la progression d'une brèche rectangulaire ou trapézoïdale au sein d'un ouvrage en remblai homogène. **BEED** a lui aussi l'inconvénient de postuler la localisation, la forme et la taille de la brèche initiale. De plus, l'équation de transport solide d'Einstein-Brown et Bagnold excède presque toujours son domaine d'application lorsqu'elle est confrontée à des pentes fortes ou à des sols cohésifs. Le recours à de fréquentes extrapolations rend son utilisation questionnable (Singh et Quiroga, 1988).

Le modèle **ERODE**, récemment développé à l'École Polytechnique de Montréal (Fuamba, Marche et Pelletier, 2002) ne fait pas appel à une géométrie de brèche préalable. Au lieu, il couple les phénomènes d'instabilité et d'érosion des pentes et en fait découler une géométrie de brèche variable[2]. À chaque pas de temps, **ERODE** fixe le débit de brèche, en évalue sa capacité de transport solide à l'aide du logiciel **GSTARS**,

[2] Zerrouk (2004) souscrit également à cette méthode au terme d'essais concluants, dans les laboratoires de l'École Polytechnique de Montréal, qui ont permis la mise au point du modèle EROBAR.

en trace le profil puis en vérifie la stabilité transversale et longitudinale au moyen de la méthode de Bishop simplifiée. La méthode de Bishop, aussi connue sous le nom de «méthode des tranches» est illustrée à la figure 1.6.

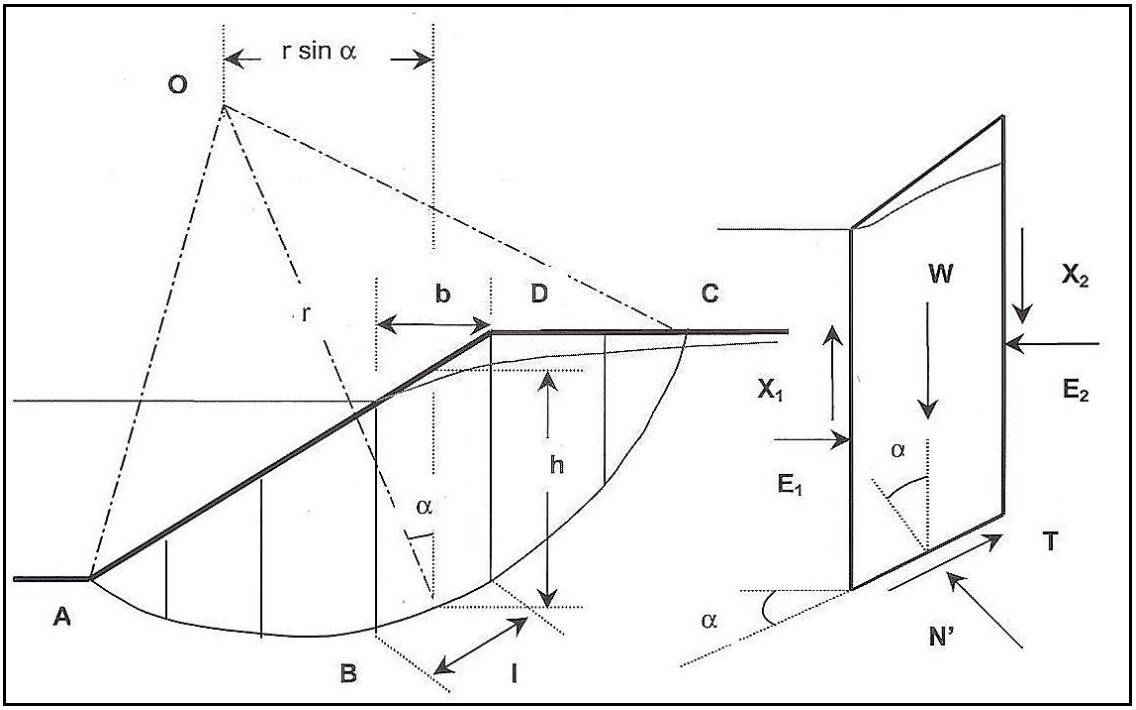


Figure 1.6 : Schématisation de la méthode de Bishop simplifiée (Fuamba, Marche et Pelletier, 2002).

GSTARS a le mérite de choisir parmi plusieurs lois de transport solide celle qui traduit le mieux l'érosion d'un sol de constitution variée. Cette particularité habilite **ERODE** à prédire plus adéquatement l'hydrogramme de rupture d'une digue hétérogène.

1.3 La discussion des principaux concepts

Les modèles empiriques ont été développés en fonction d'un usage surtout utilitaire d'où l'habituelle relation entre la capacité du réservoir, le débit maximal de brèche et l'inondation à l'aval. Cependant, les étapes d'évolution de la brèche sont peu mesurées de sorte que le temps d'atteinte du débit maximal est mal connu, rendant approximatif l'hydrogramme de rupture.

Les modèles physiques s'appliquent à comprendre le processus de formation et de l'évolution de brèche. Le recours aux lois de transport de sédiments a permis de relier le temps à l'agrandissement de la brèche, à l'augmentation des débits de brèche et donc de composer un hydrogramme de rupture plus précis. Les modèles physiques récents ont innové en reliant l'évolution de la brèche aux phénomènes d'érosion et de glissement sans faire appel à des géométries de brèche prédéterminées. Il résulte de l'évolution «libre» de la brèche un hydrogramme mieux adapté.

Pourtant, encore aujourd'hui, la norme HQ 60-00-00, conforme à la **Loi sur la sécurité des barrages** de 2002, fait état, nous l'avons vu, d'une brèche qui se développe complètement en 30 minutes avec une largeur en base de quatre fois la hauteur maximale de l'ouvrage et des joues de 45°. Cette norme nous semble bien générale, utilitaire au sens des modèles empiriques, mais tout de même sage parce qu'elle s'appuie sur un certain concensus. Pour l'instant, la norme HQ 60-00-00 prévaut et sera donc prise en compte dans l'élaboration de notre modèle.

La digue que nous nous apprêtons à modéliser, la digue Moncouche, a la particularité d'être constituée d'un remblai et d'un rideau d'étanchéité rigide en béton. De nature physique, le modèle comportemental Moncouche fait appel aux trois disciplines «traditionnelles» que sont l'hydraulique, la géotechnique et le transport des sédiments.

Mais il fait aussi appel à des éléments structuraux dans le but de traduire la présence du rideau de béton. Il est intéressant de noter que Pugh (1985) proposait déjà un modèle de digue fusible constitué d'un cœur cohésif résistant et incliné (impervious core). L'intérêt du modèle est relié au fait que l'élément résistant est assimilé à une dalle cantilever qui se rompt de façon «structurale» sous le poids du matériel sus-jacent et à mesure que le support non-cohésif est érodé. Pugh reliait la rupture de l'élément rigide incliné au poids spécifique de la lame d'eau déversante γ_{eau}, à la longueur de la brèche **L** et au module d'Young **E** selon la relation $\gamma_{eau}L/E$.

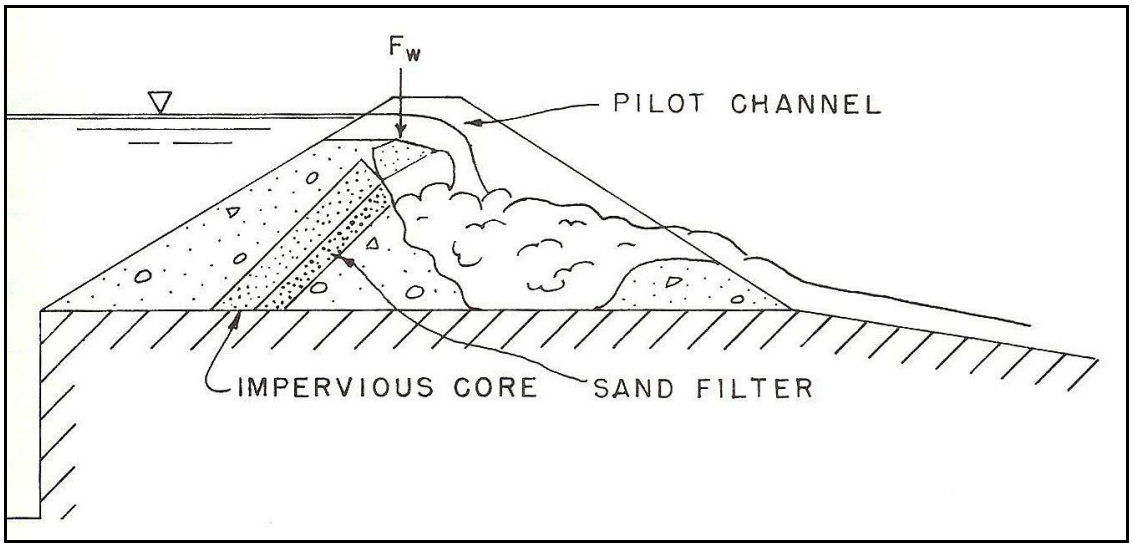


Figure 1.7 : Déversement et comportement structural d'une digue fusible munie d'un cœur résistant incliné (Pugh, 1985).

L'adjonction du volet structural modifie inévitablement l'interaction déjà connue entre l'hydraulique, la géotechnique et le transport sédimentaire. Nous pensons qu'avec ses quatre entrées, le modèle Moncouche permet une meilleure compréhension du comportement de ce type de digue tout en mesurant l'évolution des facteurs de sécurité reliés au glissement, au cisaillement et à la flexion.

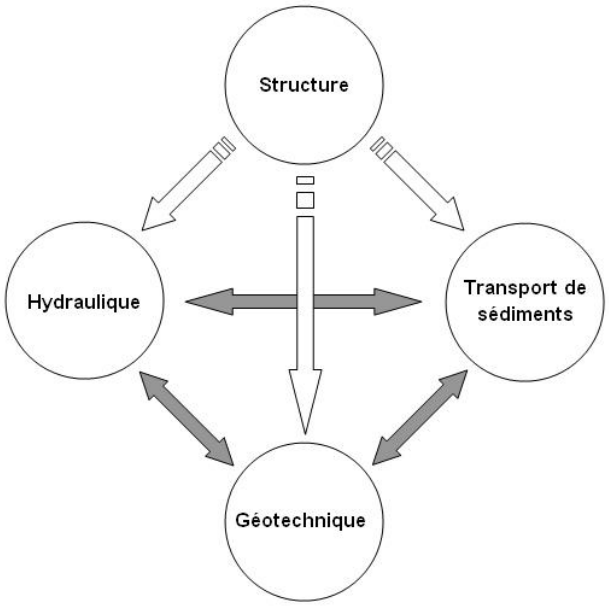


Figure 1.8 : L'approche multidisciplinaire du modèle comportemental de déversement Moncouche.

Le facteur de sécurité au glissement n'est donc plus le simple fait de la géotechnique mais le résultat de son interaction avec la structure. De ce fait, les méthodes traditionnelles d'analyse de stabilité de pente de Fellenius (1936), Taylor (1937), Bishop (1955) et du **NAVFAC** (Naval Facilities Engineering Command, 1986) nous paraissent mal adaptées. Pour cette raison, nous avons été amenés à utiliser la méthode «Multiple Wedge Analysis» du **U.S. Army Corps of Engineers** (1995) non seulement parce qu'elle relie la structure à la géotechnique mais aussi parce qu'elle permet d'envisager une coïncidence du plan de glissement avec celui de rupture du rideau de béton.

C'est en considérant tous ces éléments que nous aborderons, aux chapitres qui suivent, la modélisation, l'expérimentation et l'usage prédictif *in situ* appliqués à la rupture par déversement et érosion d'un ouvrage.

Chapitre 2 : La digue Moncouche : définition d'un modèle comportemental de déversement

2.1 Introduction : la description et les caractéristiques de la digue Moncouche

Avant de définir son modèle comportemental, il convient tout d'abord de connaître les caractéristiques de la digue Moncouche ainsi que celles du réservoir dont elle a charge de contenir les eaux, le lac Kénogami. Ainsi que nous l'avons entrevu en introduction, le lac Kénogami est situé au sud du Saguenay et à l'est du lac Saint-Jean. Il s'alimente à un bassin versant de 3 400 km² et occupe une superficie de 59 km² à son niveau maximal. S'y jettent divers tributaires prenant leur source dans la réserve faunique des Laurentides, notamment les rivières Cyriac et Pikauba. Les rivières Chicoutimi et aux Sables servent d'exutoires au réservoir. Le tableau 2.1 résume les caractéristiques hydrologiques du lac Kénogami et la figure 2.1 trace sa courbe d'emmagasinement.

Tableau 2.1 : Caractéristiques hydrologiques du lac Kénogami (Hydro-Québec, 2002).

Superficie totale du bassin versant (km^2)	Débit module (m^3/s)	Niveau à l'amont des évacuateurs		Volume d'emmagasinement au niveau max. (hm^3)	Superficie du réservoir au niveau max. (km^2)
		Maximal normal (m)	Maximal critique (m)		
3 400	76	164,2	166,67	962,51	59

Située à la limite sud-est du bassin versant, la digue Moncouche fait partie d'un dispositif constitué de trois ouvrages de contrôle et de neuf digues servant à maintenir le niveau d'eau du lac à une cote d'exploitation de 164,16 m. Construite en 1924, la digue Moncouche est de type hybride, c'est à dire, constituée d'un remblai doté d'un élément

d'étanchéité en béton. Elle s'étend encore aujourd'hui sur 181 m mais mesurait à l'époque 6,35 m de hauteur. De forme trapézoïdale, le remblai recouvrant l'écran de béton faisait 3,05 m de largeur en crête. Les pentes de ses talus amont et aval étaient respectivement de 2,5H : 1V et 3H : 1V. Ces talus reposent sur une fondation constituée de dépôts de sables et de sables-graviers perméables très épais. Soulignons qu'il y a présence de roc aux appuis ainsi qu'à une bonne profondeur sous le talweg.

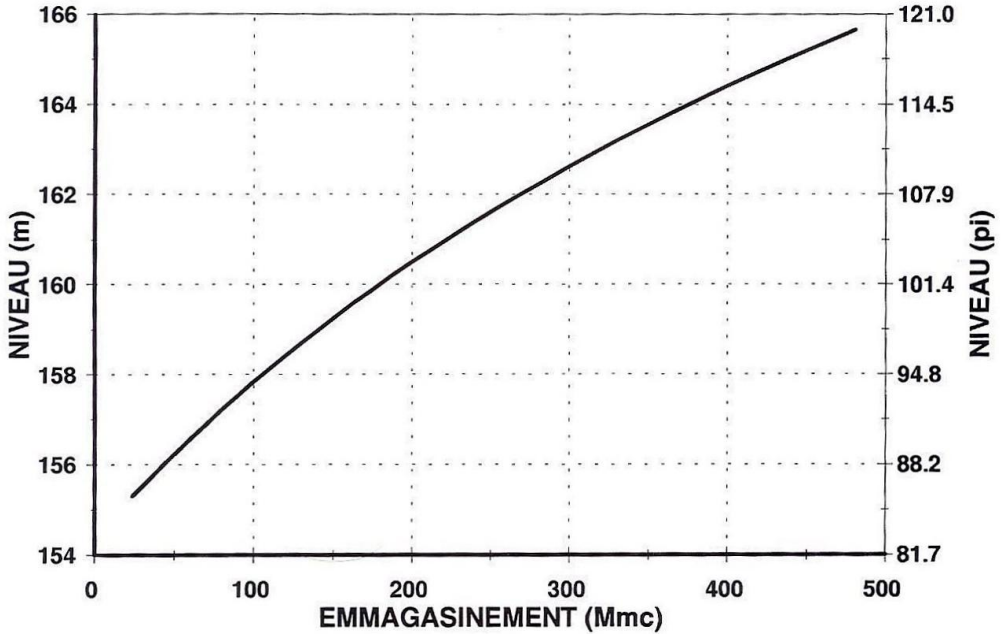


Figure 2.1 : Courbe d'emmagasinement du lac Kénogami (Commission scientifique et technique sur la gestion des barrages, 1997).

Le niveau de la crête était fixé à la cote 165,7 m tandis que celle du sommet de l'écran de béton, à 164,8 m. L'écran de béton adopte, entre le niveau de sa crête et sa ligne d'excavation, un profil trapézoïdal (figure 2.2). Ce dernier fait 0,61 m de largeur au sommet et progresse selon des pentes de 0,04H : 1V pour atteindre une largeur de 1,4 m à la ligne d'excavation. Sous cette ligne, le mur suit un profil rectangulaire et s'enfonce à une profondeur d'environ 3,1 m pour rejoindre le rideau de palplanches. Contrairement au mur de béton, la cote en crête du rideau de palplanches n'est pas fixe, puisqu'elle varie de 155,0 m à 157,8 m en élévation et a une cote à la base de 145,9 m. Tout comme

aujourd'hui, le niveau normal d'exploitation du lac Kénogami était fixé à la cote 164,16 m. Apparaissent aux figures 2.2 et 2.3 les plans originaux de la digue Moncouche.

La digue Moncouche a subi une première réfection en 1995. Le niveau de sa crête fut alors rehaussé à la cote 166,95 m alors que l'écran de béton voyait la sienne passer à 165,4 m. Ceci a eu pour effet de porter la hauteur maximale de la digue à environ 8,0 m. Le niveau normal d'exploitation du réservoir demeurait cependant le même à 164,16 m, de même que son niveau maximal critique à 165,07 m. Le rideau de palplanches n'a fait l'objet d'aucune modification.

Suite aux pluies torrentielles de 1996, il fut proposé de rehausser la digue Moncouche encore une fois. Le rehaussement fut effectivement complété en juin 2009 de sorte que le sommet de l'écran de béton atteint maintenant la cote 167,17 m. Ce dernier est habillé d'un nouveau remblai en enrochement 0 – 150 mm d'une hauteur approximative de 3,8 m et d'une largeur de 18 m. Cet ajout a pour effet de porter le niveau de la crête à la cote 168,76 m. Large de 5 m, la crête accueille une couche de roulement sur toute la longueur de la digue. Finalement, une couche de perré de 1,1 m d'épaisseur recouvre la face amont du remblai (Hydro-Québec, 2002)[3].

Notons que le niveau normal d'exploitation demeure toujours le même à 164,16 m, mais que la digue Moncouche ainsi rehaussée pourra affronter la crue maximale probable du réservoir qui pourrait atteindre la cote 166,67 m. La figure 2.4 trace une coupe type de la digue Moncouche lors des travaux de rehaussement projetés en 2002. Les figures 2.5 et 2.6 illustrent les travaux en cours. Le tableau 2.2 résume les changements apportés aux dimensions de la digue Moncouche depuis sa mise en service en 1924.

[3] Le 13 août 2009, Hélène Tremblay, ingénieure à la Direction des barrages publics du Centre d'expertise hydrique du Québec, nous confirmait que les travaux de rehaussement de la digue Moncouche avaient été complétés, à peu de choses près, selon les plans de 2002 d'Hydro-Québec. Trois légères modifications furent apportées aux plans initiaux. Ces modifications touchaient le reprofilage du talus aval, le nombre de puits de décharge et la hauteur en crête de la digue, supérieure de 9 cm à celle prévue (dossier CEHQ no 08-X0000898-93). À l'annexe D apparaissent une vue en plan de la digue Moncouche et de son replat (archivage 10795-001B) de même qu'une vue en coupe (archivage 10795-003B).

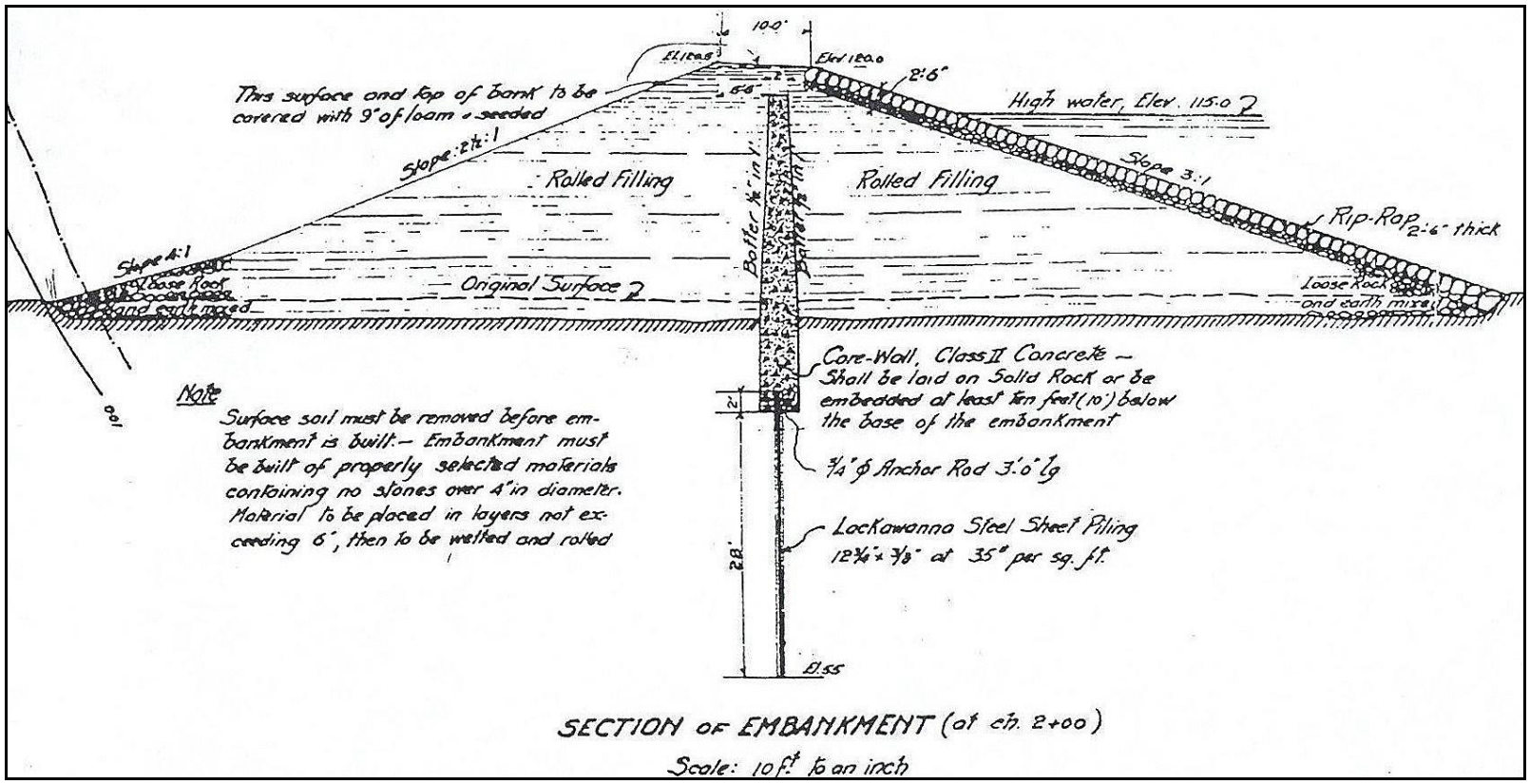


Figure 2.2 : Section transversale de la digue Moncouche au chaînage 2+00 en 1924.

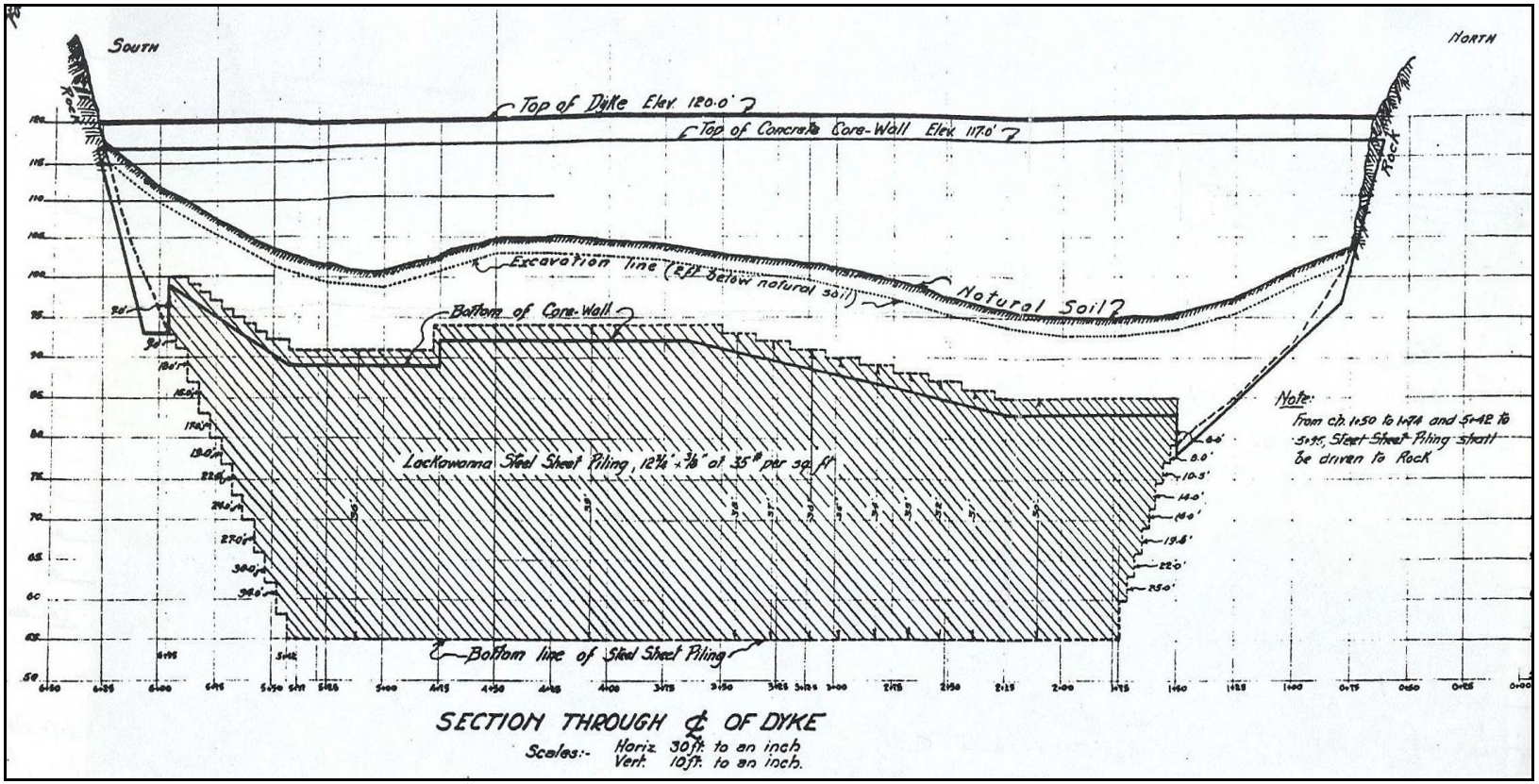


Figure 2.3 : Section longitudinale de la digue Moncouche en 1924.

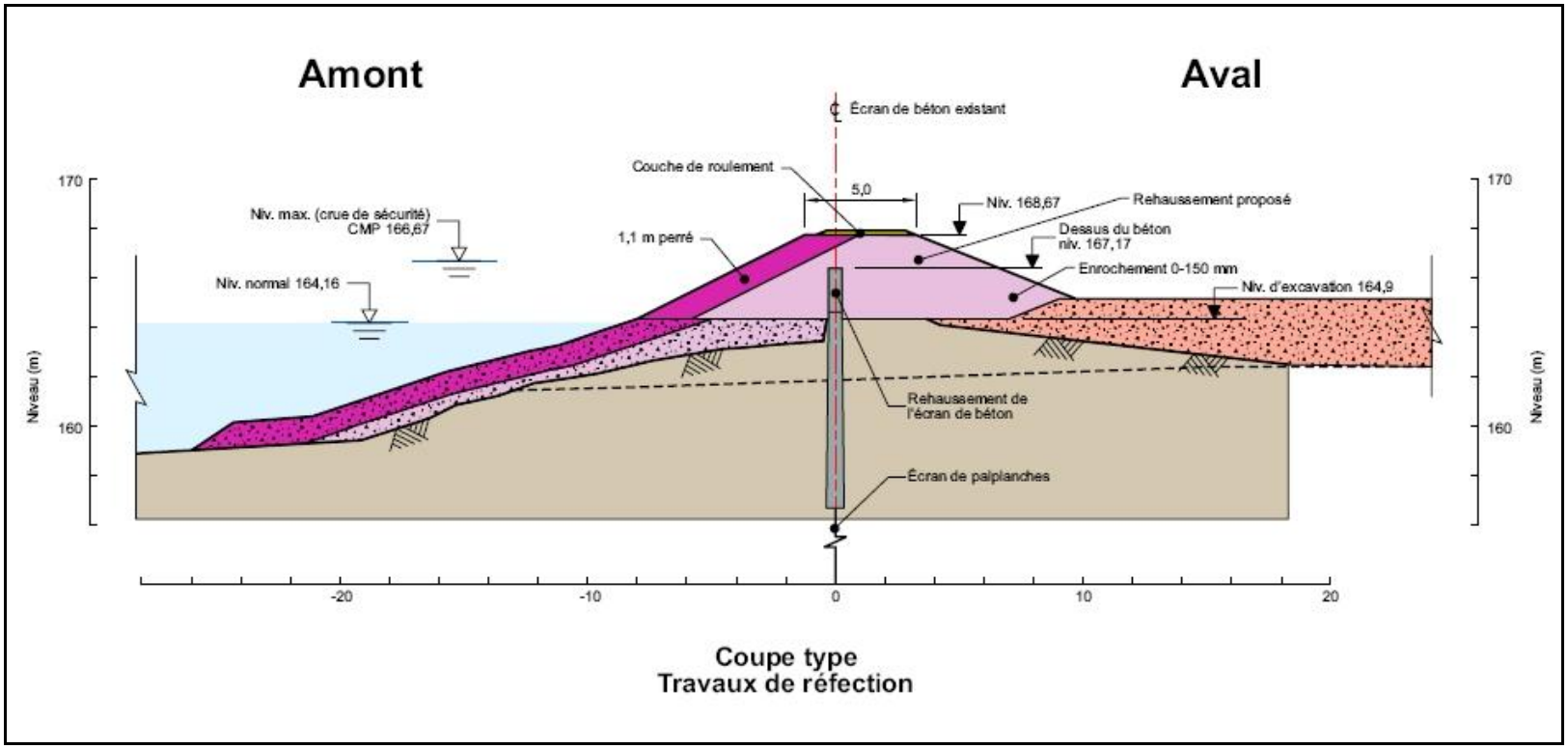


Figure 2.4 : Coupe type de la digue Moncouche illustrant le rehaussement proposé en 2002 (Hydro-Québec, 2002).

Figure 2.5 : Rehaussement de la crête de la digue Moncouche en 2009.

Figure 2.6 : Réfection du talus aval de la digue Moncouche en 2009.

Tableau 2.2 : Résumé des modification apportées à la digue Moncouche.

Éléments	1924	1995	Proposé 2002
Largeur crête (m)	3,05	3,05*	5,00
Hauteur maximale (m)	6,35*	7,60	9,32*
Cote en crête (m)	165,70	166,95	168,67
Cote sommet écran béton (m)	164,80	165,40	167,17
Cote niveau normal d'exploitation (m)	164,16	164,16	164,16
Cote niveau max. critique (m)	165,07*	165,07	166,67

*Note : dimensions déduites des informations connues.

2.2 Les variables et les paramètres du modèle comportemental de déversement

Nous avons comme objectif de présenter un modèle comportemental de déversement dans lequel les facteurs de sécurité au **glissement**, au **cisaillement** ainsi qu'à la **flexion** de la digue Moncouche sont primordiaux. Basé sur la méthode «Multiple wedge analysis» développée par le **U.S. Army Corps of Engineers**, notre modèle permet de calculer les facteurs de sécurité lors d'une érosion engendrée par un déversement des eaux sur la crête d'une digue hybride. Notre modèle a la particularité d'introduire un plan de rupture sécant au rideau d'étanchéité. Afin de bien illustrer les fondements de la démarche, nous exposerons le corps d'équations ainsi que ses limites d'utilisation.

Mais avant, dans un souci de clarté, il convient de tracer une coupe transversale de la digue Moncouche afin d'y introduire les variables dimensionnelles utilisées dans l'algorithme et l'ordinogramme (figure 2.7).

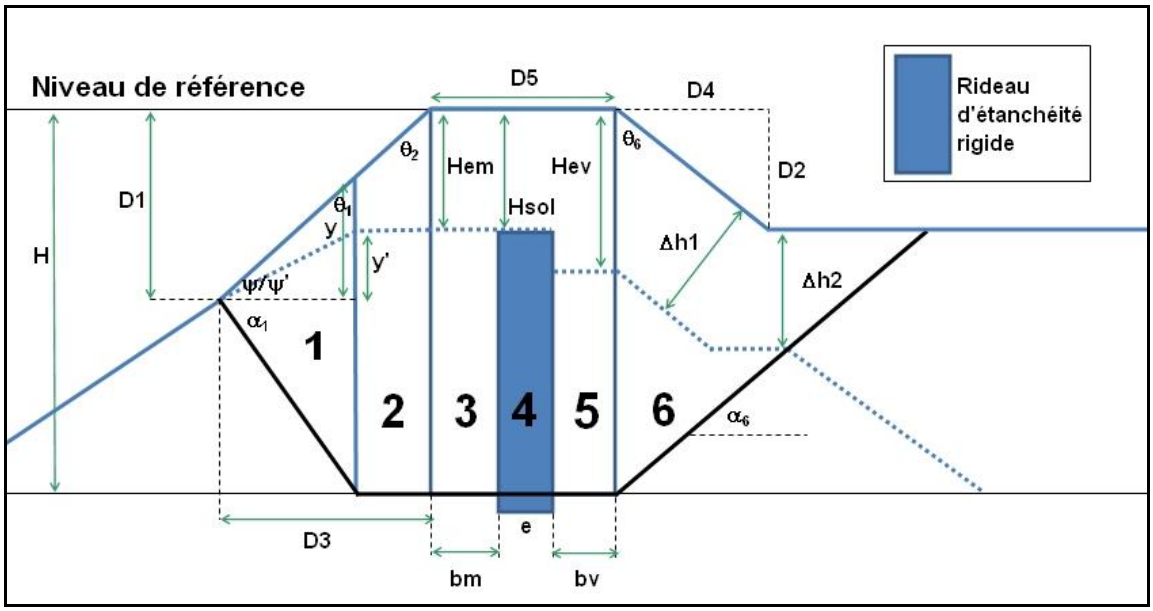


Figure 2.7 : Vue en coupe et exposé des variables caractérisant la digue Moncouche.

Les variables **D2**, **D4** et **D5** définissent respectivement la hauteur et la largeur du talus aval ainsi que la largeur de la crête ; elles doivent être précisées au départ par l'usager. Les variables **D1** et **H** contrôlent la profondeur du plan de rupture en relation avec le facteur de sécurité minimum au glissement. Afin d'éviter les géométries incongrues, la valeur de **D1** ne peut être plus petite que 2,4 m. De la même façon, la valeur de **H** ne pourra dépasser 9,65 m ou 11 m selon que nous avons affaire à la digue de 1995 ou à celle, rehaussée, de 2002. Cette décision a pour but de limiter les plans de rupture au rideau d'étanchéité bétonné. La variable **D3** est dérivée de la valeur **D1** et de l'angle du talus amont ψ. Les variables **Hem**, **Hev**, **Δh1** et **Δh2** représentent quatre profondeurs d'érosion ajustables. Notons qu'il incombe à l'utilisateur de sélectionner des valeurs assurant une homogénéité de l'érosion aval. Enfin, les angles α_1 et α_6 s'évaluent à l'aide de l'angle de friction interne du sol ϕ_{sol}.

Les variables présentées ci-haut définissent l'essentiel de la géométrie de la digue Moncouche et, rappelons le, doivent être précisées par l'utilisateur. Les valeurs

introduites proviennent des plans de sa première réfection (1995) ainsi que de ceux de son rehaussement (2002).

Il est évident que cette série de variables ne saurait à elle seule prédire les trois facteurs de sécurité. Des paramètres s'avèrent nécessaires pour caractériser les propriétés du sol, de l'eau, de l'écran rigide et du déversement. Les variables et les paramètres apparaissent aux tableaux 2.3 et 2.4.

Tableau 2.3 : Variables relatives à la géométrie de la digue Moncouche.

Dimensions du modèle			mètres [m]
ψ	18,40	°	
D1	240,00	cm	2,400
D2	300,00	cm	3,000
D3	721,47	cm	7,215
D4	750,00	cm	7,500
D5	500,00	cm	5,000
Définition des blocs d'analyse			
H	800,00	cm	8,000
bm	219,52	cm	2,195
bv	219,52	cm	2,195
α_1	46,33	°	
α_6	43,67	°	
Niveaux d'érosion			
Hsol	150,00	cm	1,500
Hem	0,00	cm	0,000
Hev	0,00	cm	0,000
Δh1	0,00	cm	0,000
Δh2	0,00	cm	0,000

Tableau 2.4 : Paramètres reliés aux propriétés du sol, de l'eau, de l'écran rigide et du déversement.

Accélération gravitationnelle		
g	9,81	m/s²

Propriétés du sol		
Masse vol. sèche ρ_{dsol}	1 895,0	kg/m³
Masse vol. déjaugée ρ'_{sol}	1 190,0	kg/m³
Poids volumique γ_{sol}	18 590,0	N/m³
Poids vol.déjaugé γ'_{sol}	11 673,9	N/m³
Angle de friction ϕ_{sol}	35	°
Cohésion c_{sol}	0	kPa

Propriétés de l'eau		
Poids volumique γ_{eau}	9810	N/m³

Propriétés de l'écran		
Épaisseur	0,6096	m
Masse vol. béton $\rho_{béton}$	2 446,50	kg/m³
Poids volumique $\gamma_{béton}$	24 000,2	N/m³
Angle de friction $\phi_{béton}$	63,42	°
Résistance compression f'_c	35	MPa
Résistance à la traction f_t	1,95	MPa
Cohésion $c_{béton}$	4 133 119,93	N/m²
Module Élastique $E_{béton}$	26,6	GPa

Lame d'eau déversante		
Lame	162,00	cm

Bien qu'il soit possible d'approcher l'angle du plan de rupture $\phi_{béton}$ ainsi que la cohésion du béton $c_{béton}$ à l'aide des seules normes émises par Hydro-Québec (2003), nous avons préféré nous assurer d'une meilleure compréhension du phénomène en les évaluant à l'aide des limites de résistance à la compression S_{uc} et à la traction S_{ut} (Bazergui, Bui-Quoc, Biron, McIntyre et Laberge, 2002). Ces deux limites apparaissent à la figure 2.8 et sont définies aux équations 2.1 et 2.2.

$$S_{uc} = \frac{2\cos\phi_{béton}}{1-\sin\phi_{béton}} * c_{béton} \qquad \textbf{2.1}$$

$$S_{ut} = \frac{2\cos\phi_{béton}}{1+\sin\phi_{béton}} * c_{béton} \qquad \textbf{2.2}$$

Le rapport de ces deux relations permet de simplifier le paramètre $c_{béton}$ et de dégager l'équation 2.3.

$$\frac{S_{uc}}{S_{ut}} = \frac{1+\sin\phi_{béton}}{1-\sin\phi_{béton}} = tg^2\left(45^0 + \phi_{béton}/2\right) \qquad \textbf{2.3}$$

L'association respective des limites de résistance S_{uc} et S_{ut} aux limites de résistance en compression f'_c et en traction f_t du béton permet d'isoler le paramètre $\phi_{béton}$. En présence d'un béton de densité normale, f'_c compris entre 20 et 40 MPa, la valeur de f_t peut s'évaluer selon la relation 2.5.

$$S_{uc} = f'_c \qquad \textbf{2.4}$$

$$S_{ut} = f_t \approx 0.33\sqrt{f'_c} \qquad \textbf{2.5}$$

$$\phi_{béton} = \left[arctg\left(\sqrt{\frac{S_{uc}}{S_{ut}}}\right) - 45^0 \right] * 2 \qquad \textbf{2.6}$$

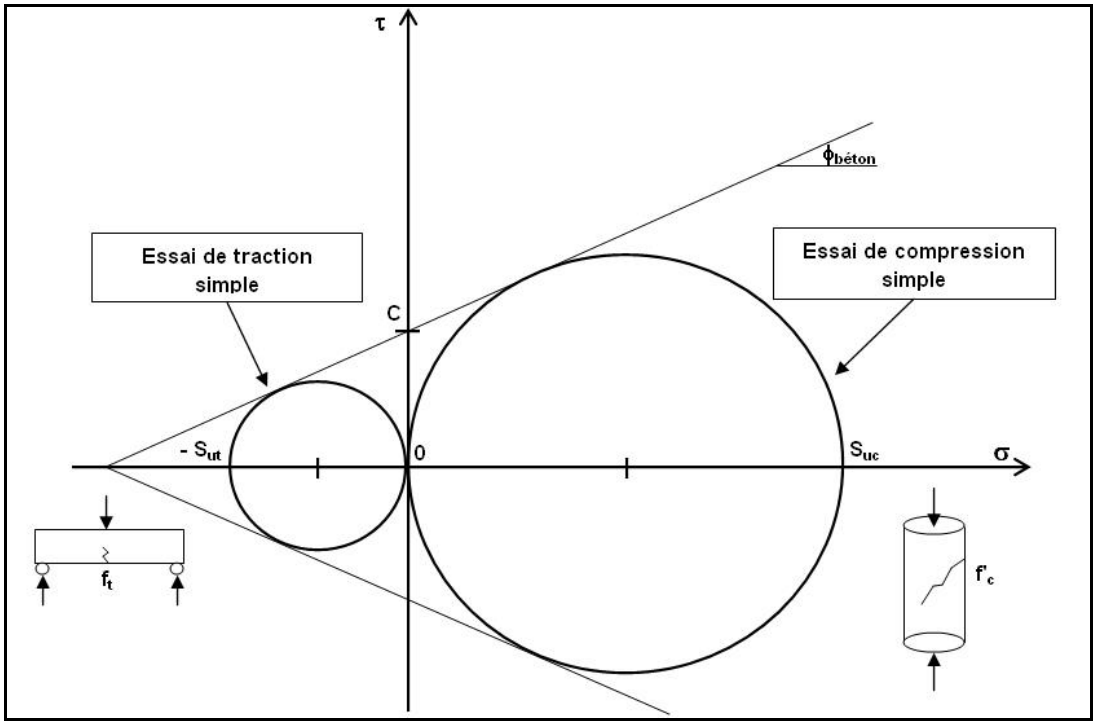


Figure 2.8 : Condition de rupture correspondant à la traction et à la compression uniaxiale.

Le cohésion du béton s'obtient de l'introduction du paramètre $\phi_{béton}$ dans les équations 2.1 ou 2.2. À la lumière de ces informations et comme le montre le tableau 2.4, l'angle du plan de rupture ainsi que la cohésion d'un béton de densité 35 MPa par exemple, correspondent respectivement à 63^o et 4.13 MPa. Enfin, mentionnons que nous avons évalué le module élastique du béton à l'aide de l'équation 2.7.

$$E_{béton} = 4500\sqrt{f'_c} \qquad \textbf{2.7}$$

Les variables et les paramètres étant identifiés, nous sommes maintenant en mesure d'évaluer les facteurs de sécurité au glissement **FS1** de même qu'au cisaillement et à la flexion **FS2**.

2.3 Les éléments géotechniques reliés à l'évaluation du facteur de sécurité au glissement FS1

De façon générale, la méthode «Multiple wedge analysis» associe un facteur de sécurité à une masse de sol subdivisée en blocs ou coins s'équilibrant les uns les autres le long d'un plan de rupture. Plus précisément, l'utilisateur doit proposer diverses valeurs du facteur de sécurité de manière à ce que la somme de la résultante des forces de chacun des blocs soit nulle. Cette façon de faire est illustrée au moyen d'un exemple d'application tiré du manuel de conception «Gravity Dam Design» publié en 1995 par le **U.S. Army Corps of Engineers**. Ainsi que le montrent les figures 2.9 et 2.10, cinq forces peuvent agir sur chacun des blocs. Le poids du bloc, la force verticale appliquée, la force de soulèvement ainsi que les deux forces horizontales sont respectivement représentées par les variables $\mathbf{W_i}$, $\mathbf{V_i}$, $\mathbf{U_i}$, $\mathbf{H_{Li}}$ et $\mathbf{H_{Ri}}$. Le paramètres $\mathbf{c_i}$, de même que deux autres variables $\boldsymbol{\alpha_i}$ et $\mathbf{L_i}$ réfèrent à la cohésion du sol, à l'inclinaison des blocs ainsi qu'à leur longueur en contact avec le plan de rupture. La connaissance de ces éléments nous permet d'évaluer la résultante $(P_{i-1} - P_i)$ des forces agissant sur chacun des blocs selon l'équation 2.8.

2.8

$$(P_{i-1} - P)_i = \frac{[(W_i + V_i)\cos\alpha_i - U_i + (H_{Li} - H_{Ri})\sin\alpha_i]\frac{\tan\phi_i}{FS1_i} - (H_{Li} - H_{Ri})\cos\alpha_i + (W_i + V_i)\sin\alpha_i + \frac{c_i}{FS1_i}L_i}{\left(\cos\alpha_i - \sin\alpha_i \frac{\tan\phi_i}{FS1_i}\right)}$$

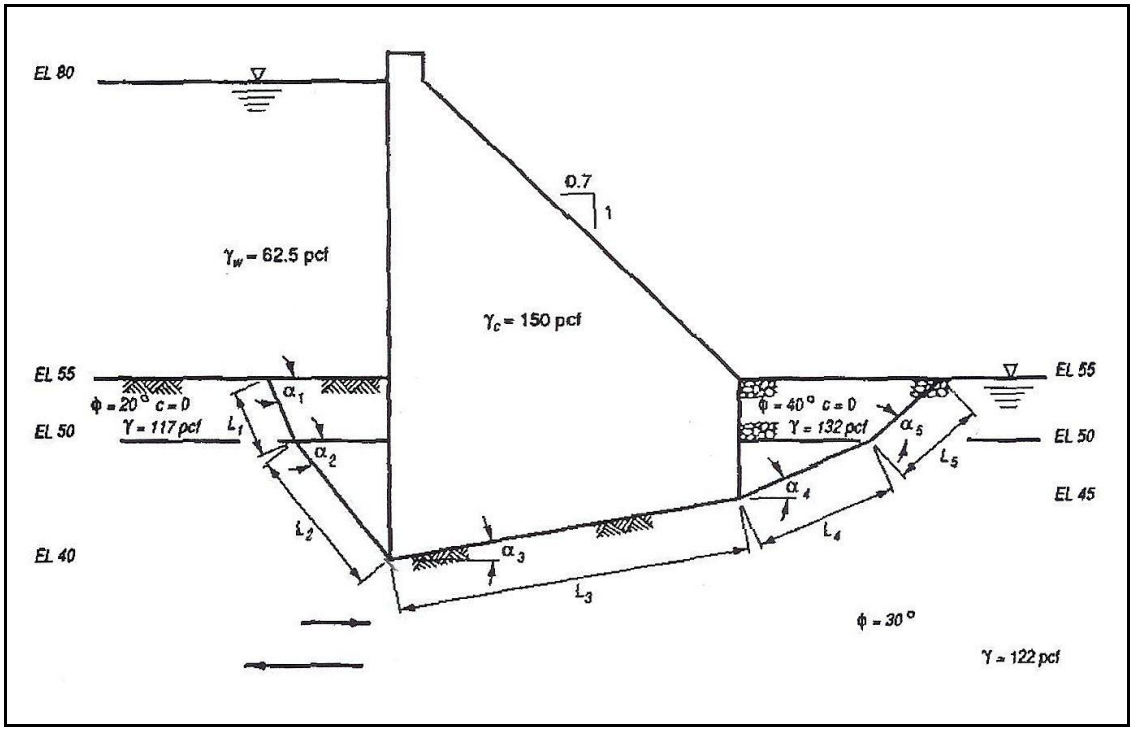


Figure 2.9 : Exemple d'application de la méthode «Multiple wedge analysis» (U.S. Army Corps of Engineers, 1995).

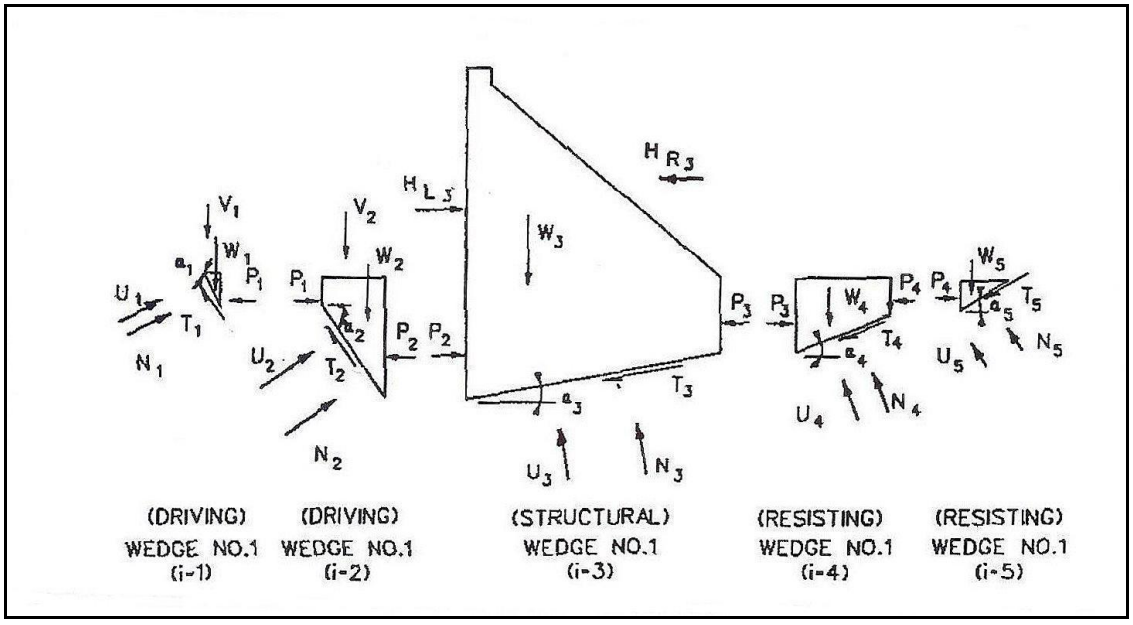


Figure 2.10 : Découpage des coins et synthèse des forces agissantes (U.S. Army Corps of Engineers, 1995).

Remarquons que le plan de glissement montré à la figure 2.9 épouse la base de l'ouvrage de retenue. Cependant, puisque l'objectif de notre étude consiste aussi à évaluer les facteurs de sécurité au cisaillement et à la flexion, nous modifierons cette méthode des blocs en introduisant un plan de glissement sécant au rideau rigide. Ceci n'invalide aucunement la relation 2.8 mais exige que le cœur de béton soit assimilé à un sol de cohésion **c** et de friction ϕ. Le calcul des résultantes ne s'en trouve que légèrement modifié. Le découpage de la digue Moncouche en blocs, le calcul des aires et des forces sont détaillés de 2.2.1 à 2.2.6.

2.3.1 Le découpage de la digue

La première étape consiste à scinder le sol au-dessus du plan de glissement, en blocs. Les règles régissant ce découpage s'avèrent assez simples. De manière générale, la création d'un nouveau bloc est nécessaire lorsqu'un changement d'angle α survient. Une telle variation provient du passage du plan de glissement d'une catégorie de sol à une autre. L'angle α étant relié à l'angle interne de friction, ce dernier varie selon les équations 2.9 et 2.10.

$$\phi_d = \tan^{-1}\left(\frac{\tan\phi}{FS}\right) \qquad \textbf{2.9}$$

$$\alpha_{i_poussée} = -\left(45^o + \frac{\phi_d}{2}\right) \qquad \alpha_{i_butée} = 45^o - \frac{\phi_d}{2} \qquad \textbf{2.10}$$

Par convention, les angles α_i sont positifs selon le sens trigonométrique, soit le sens antihoraire. Les angles α_i des sols en poussée et en butée seront donc respectivement négatifs et positifs. Le nombre de blocs est laissé à la discrétion de l'usager et n'a aucune incidence sur l'évaluation de la stabilité. Plus il y a de blocs ou de coins, plus les calculs sont complexes. En ce qui nous concerne, dans un souci de simplification mais

aussi de précision, nous avons opté pour un découpage en six blocs (figure 2.7). La référence à la figure 2.7 permet de mieux comprendre les développements apparaissant aux sous-sections 2.2.2 à 2.2.6.

Nous avons octroyé aux blocs 1 et 6 des surfaces de contact pentues dans le but d'offrir une plus forte variation à **H** et **D1**. Par contre, nous avons affecté aux blocs 2, 3, 4 et 5 des surfaces de contact de pente α nulle. Bien que la création des blocs 3 et 5 puisse sembler superflue, elle simplifie grandement le calcul des aires après érosion en permettant de varier indépendamment les taux d'érosion amont **Hem** et aval **Hev**.

2.3.2 Le calcul des aires

Une fois le découpage du massif établi, nous devons évaluer l'aire de chacun des blocs. L'érosion de la digue devant être prise en compte, les étapes de calcul seront, bien sûr, plus nombreuses et complexes que celles décrites au document «Gravity Dam Design» (U.S. Army Corps of Engineers, 1995). Cette sous-section a pour but de présenter les variables ainsi que la démarche utilisée pour évaluer les aires des blocs selon l'érosion, possible ou non.

Bloc 1

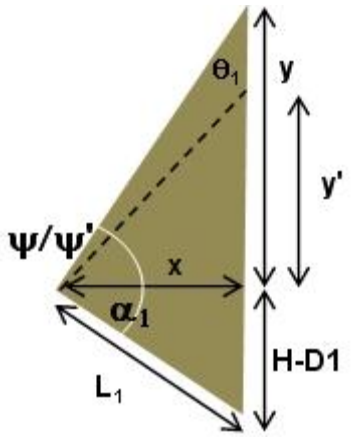


Figure 2.11 : Variables dimensionnelles de l'aire du bloc 1.

Par convention, nous désignerons les variables **H**, **D1**, **y** et **ψ** touchées par l'érosion **Hem,** à l'aide de l'accent prime « ' ». L'aire du bloc 1 peut se calculer de deux façons, selon que $(D1'-y)\geq 0$ ou que $(D1'-y)<0$. Dans le premier cas, si $(D1'-y)\geq 0$, l'érosion n'atteint pas la portion triangulaire supérieure et l'aire s'évalue à l'aide de **H**, **D1**, **α** et **ψ**. Les valeurs de **x** et **y** se définissent à l'aide des équations 2.12 et 2.13.

$$D1' = D1 - Hem \qquad \textbf{2.11}$$

$$x = (H - D1)/tg(\alpha_1) \qquad \textbf{2.12}$$

$$y = x * tg(\psi) \qquad \textbf{2.13}$$

$$Aire = ((H - D1) * x/2) + (x * y/2) \qquad \textbf{2.14}$$

Par contre, si $(D1'-y)<0$, alors **Hem** touche le bloc 1. Il nous faut alors réduire **y** de $(Hem-(D1-y))$ qui devient simplement égal à $D1'$. La différence $(H-D1)$ étant équivalente à $(H'-D1')$, le calcul de **x** s'effectue toujours suivant l'équation 2.12. L'aire du bloc 1 après érosion s'évalue donc comme suit :

$$(H'-D1') = [(H - Hem) - (D1 - Hem)] = (H - D1) \qquad \textbf{2.15}$$

$$y' = x * tg(\psi') = D1' \qquad \textbf{2.16}$$

$$Aire = ((H - D1) * x/2) + (x * D1'/2) \qquad \textbf{2.17}$$

Enfin, qu'il y ait érosion ou non, la longueur $\mathbf{L_1}$ répond à la relation 2.18.

$$L_1 = \sqrt{(H - D1)^2 + x^2} \qquad \textbf{2.18}$$

Bloc 2

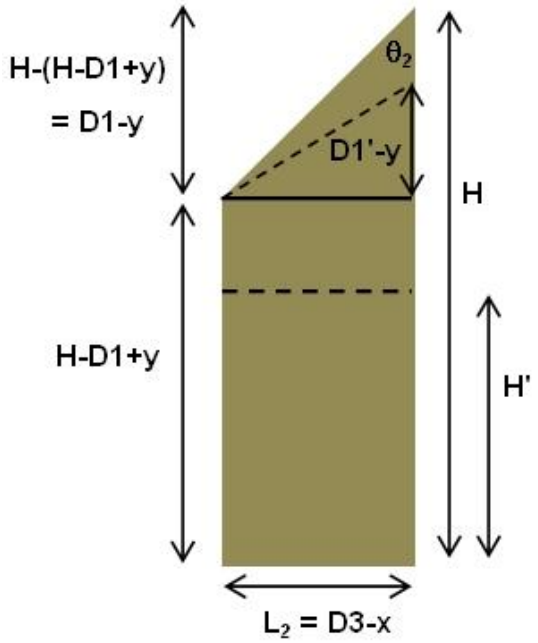


Figure 2.12 : Variables dimensionnelles de l'aire du bloc 2.

De la même façon, le calcul de l'aire du bloc 2 dépend de l'expression $(D1'-y)$. Advenant un résultat égal ou supérieur à zéro, l'érosion sera limitée à la partie triangulaire. Dans le cas contraire, la portion triangulaire est emportée et le bloc 2 devient purement rectangulaire de hauteur **H'**. Selon le cas, l'aire obéit aux deux équations ci-dessous :

Si $(D1'-y) \geq 0$ $\quad Aire = L_2 * [(H - D1) + y] + [(D1'-y) * L_2]/2$ **2.19**

Si $(D1'-y) < 0$ $\quad Aire = L_2 * H'$ **2.20**

Quant à la largeur de la base $\mathbf{L_2}$, elle s'évalue selon l'équation 2.21.

$L_2 = D3 - x$ où $D3 = D1'/tg(\psi)$ **2.21**

Blocs 3 et 5

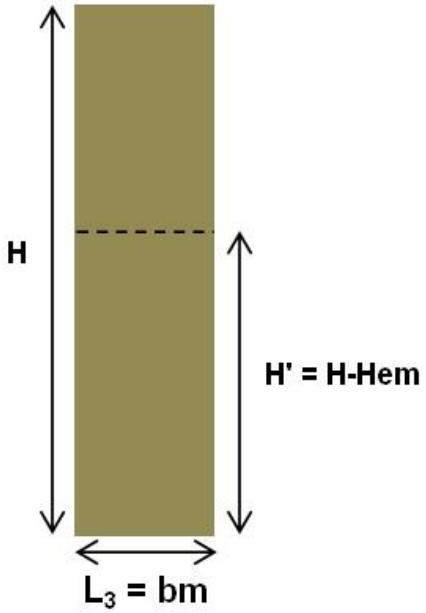


Figure 2.13 : Variables dimensionnelles de l'aire du bloc 3.

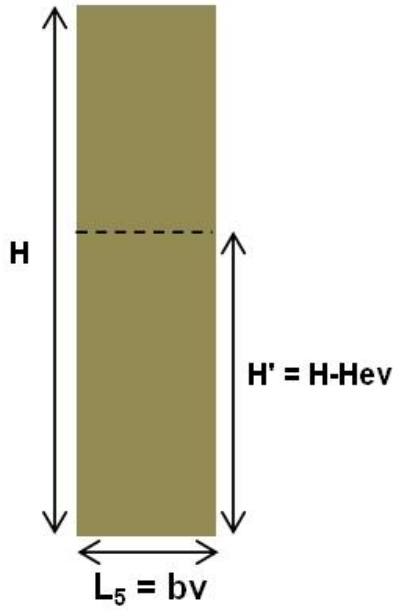


Figure 2.14 : Variables dimensionnelles de l'aire du bloc 5.

Ici, l'évaluation de l'aire s'avère beaucoup plus simple. Dans les deux cas, elle dépend uniquement des variables d'érosion amont **Hem** et aval **Hev**. L'aire est donc celle d'un rectangle de hauteur **H'** et de base $\mathbf{L_{3\ ou\ 5}}$.

$$AireBloc3 = H' * L_3 \qquad \textbf{2.22}$$

$$AireBloc5 = H' * L_5 \qquad \textbf{2.23}$$

Nous savons que le rideau d'étanchéité rigide de la digue Moncouche est centré sous sa crête. Connaissant la largeur de la crête **D5** et du rideau **e**, nous pouvons déduire **bm** et **bv** de la façon suivante :

$$bm = bv = (D5 - e)/2 \qquad \textbf{2.24}$$

Bloc 4

Le quatrième bloc, lui aussi rectangulaire, représente le rideau d'étanchéité coiffé par le sol.

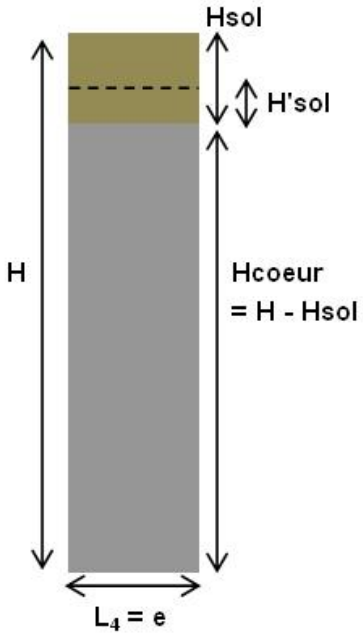


Figure 2.15 : Variables dimensionnelles de l'aire du bloc 4.

Puisque l'érosion à l'amont et au-dessus du rideau de béton ne peut excéder l'épaisseur **Hsol** du sol coiffant, l'aire du bloc 4 s'évalue selon les équations 2.25 à 2.27.

$$Airesol = H'sol * e \qquad \textbf{2.25}$$

$$Airecoeur = Hcoeur * e = (H - Hsol) * e \qquad \textbf{2.26}$$

$$Airetotale = Airesol + Airecoeur \qquad \textbf{2.27}$$

Bloc 6

Le bloc 6 présente une géométrie singulière. Suite à des mesures prises lors d'une inspection de la digue Moncouche en août 2007, nous évaluons la hauteur **D2** et la largeur **D4** du talus aval à 3,0 m et 7,5 m. Ces deux dimensions nous permettent d'établir l'angle θ_6.

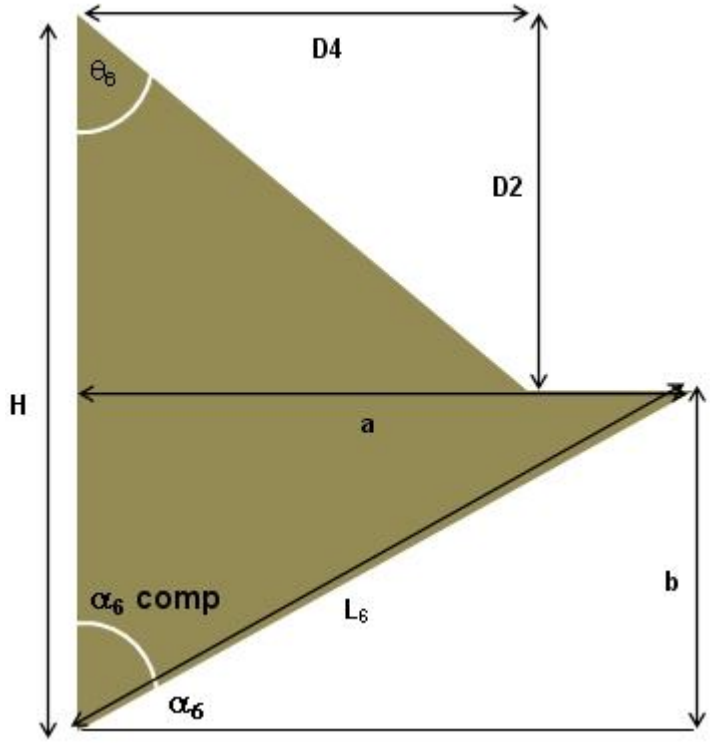


Figure 2.16 : Variables dimensionnelles de l'aire du bloc 6, avant érosion.

$$\theta_6 = tg^{-1}(D4/D2) \qquad \textbf{2.28}$$

À l'aide des relations 2.9 et 2.10 présentées plus haut, nous en déduisons α_6 ainsi que son complément α_6**comp**. À son tour, α_6**comp** nous permet de trouver **a**, **b**, $\mathbf{L_6}$ ainsi que l'aire du bloc entier.

$$b = H - D2 \qquad \textbf{2.29}$$

$$a = tg(\alpha_6 comp) * b \qquad \textbf{2.30}$$

$$Aire = (D2 * D4/2) + (a * b/2) \qquad \textbf{2.31}$$

Nous pouvons rendre compte du phénomène d'érosion en introduisant les variables **Δh1** et **Δh2** que l'utilisateur peut modifier à sa convenance (figure 2.17).

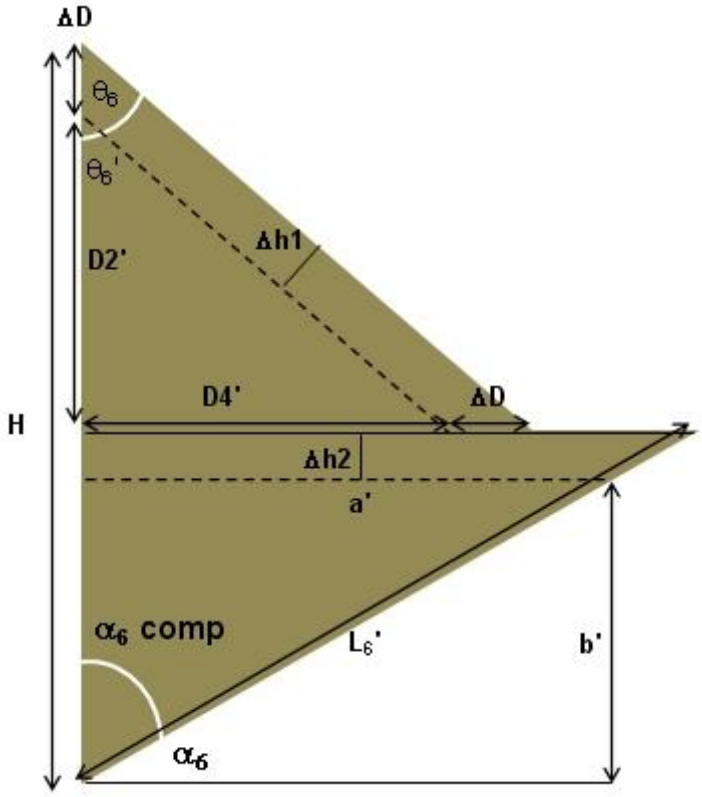


Figure 2.17: Variables dimensionnelles de l'aire du bloc 6, après érosion.

L'érosion le long du talus a pour effet d'amoindrir **D2** et **D4**. Compte tenu des contraintes du modèle, il revient à l'utilisateur de relier **Δh1** aux valeurs positives de **D2'**. L'utilisation de valeurs négatives en **D2'** invaliderait le modèle. Afin de faciliter cette vérification, nous avons introduit la variable **ΔD**. Quant à **ΔD, D2'** et **D4'**, elles se définissent selon les relations ci-dessous :

$$\Delta D = \Delta h1 / \sin\theta_6 \qquad \textbf{2.32}$$

$$D2' = D2 - \Delta D \qquad \textbf{2.33}$$

$$D4' = D4 - \Delta D \qquad \textbf{2.34}$$

Similairement, l'érosion du replat réduit les longueur **a**, **b** et $\mathbf{L_6}$. Cette réduction apparaît aux relations 2.35 à 2.37.

$$b' = H - D2 - \Delta h2 \qquad \textbf{2.35}$$

$$a' = b' * tg(\alpha_6 comp) \qquad \textbf{2.36}$$

$$L'_6 = \sqrt{a'^2 + b'^2} \qquad \textbf{2.37}$$

L'aire du sixième bloc après érosion correspond donc à :

$$Aire' = (D2' * D4'/2) + (a' * b'/2) \qquad \textbf{2.38}$$

Rappelons que la continuité des blocs 5 et 6 n'est pas automatisée et requiert par conséquent de l'utilisateur une sélection cohérente des niveaux d'érosion. La sélection peut être faite à l'aide la règle de bonne pratique suivante :

$$Hev \cong \Delta D + \Delta h2 \qquad \textbf{2.39}$$

2.3.3 Le poids des blocs

Maintenant que les aires de blocs sont connues, nous pouvons procéder à l'évaluation de leur poids respectif. Dans le cas du bloc 4, celui du cœur de béton, il suffit tout d'abord de multiplier l'aire par le poids volumique du sol $\boldsymbol{\gamma_{sol}}$ et du béton $\boldsymbol{\gamma_{béton}}$. En ce qui concerne les autres blocs, nous devons multiplier l'aire par le poids volumique sec $\boldsymbol{\gamma_{sol}}$ ou encore par le poids volumique déjaugé $\boldsymbol{\gamma'_{sol}}$ lorsque le sol est saturé d'eau. Les blocs 1, 2

et 3 étant disposés à l'amont du cœur de béton, nous supposons qu'ils sont saturés d'eau. Par conséquent, les équations 2.40 et 2.41 évaluent leur poids **W** en fonction d'un déjaugement.

$$W_i(N/m) = Aire_i * \gamma'_{sol} \qquad \textbf{2.40}$$

$$\gamma'_{sol} = \gamma_{sol-sat} - \gamma_{eau} \qquad \textbf{2.41}$$

Quant aux blocs 4, 5 et 6, au-dessus et à l'aval du cœur de béton, nous les présumons secs et le calcul des poids s'effectue comme suit :

$$W_i(N/m) = Aire_i * \gamma_{sol/béton} \qquad \textbf{2.42}$$

Notons que les poids résultants s'expriment en newtons par mètre de profondeur (N/m).

2.3.4 Les forces verticales

Selon la méthode des blocs «Multiple wedge analysis», la force verticale $\mathbf{V_i}$ correspond à la somme des forces verticales appliquées au-dessus d'un bloc. Lors d'un écoulement par la crête, la force verticale provient de la lame d'eau déversante et augmente selon son épaisseur. De manière générale, $\mathbf{V_i}$ obéit à la relation 2.43 où $\mathbf{H_{ieau}}$, $\boldsymbol{\gamma_{eau}}$, $\mathbf{S_i}$ et $\boldsymbol{\theta_i}$ correspondent respectivement à la hauteur d'eau surplombant le bloc, le poids volumique de l'eau, la surface en contact avec l'eau et son inclinaison par rapport à la verticale.

$$V_i(N/m) = H_{ieau} * \gamma_{eau} * S_i * \sin\theta_i \qquad \textbf{2.43}$$

Ainsi que nous l'avons fait à la sous-section 2.2.2, nous scinderons l'exposé de façon à voir comment les variables et le paramètre de la relation 2.43 interagissent et définissent la force verticale affectant chacun des six blocs.

Bloc 1

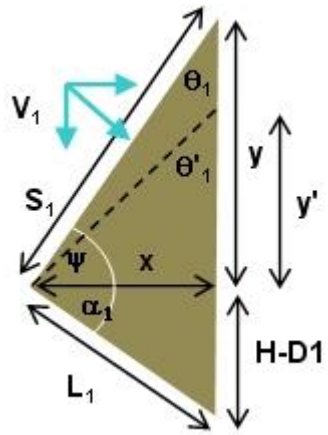


Figure 2.18 : Variables et force verticale au bloc 1.

Advenant le cas ou l'érosion n'atteint pas la portion triangulaire supérieure $(D1'-y)\geq 0$, la hauteur d'eau moyenne au-dessus du bloc ainsi que la surface en contact $\mathbf{S_1}$ s'estiment selon les équations 2.44 et 2.45.

$$H_{1eau} = \{[D1 + Lame - Hem] + [(D1 - y) + Lame - Hem]\}/2 \qquad \textbf{2.44}$$

$$S_1 = \sqrt{x^2 + y^2} \qquad \textbf{2.45}$$

L'angle $\boldsymbol{\theta_1}$ correspondant à $90^o - \boldsymbol{\psi}$, toutes les informations nécessaires au calcul de $\mathbf{V_1}$ sont réunies. Maintenant, voyons comment l'érosion du bloc 1 affecte les relations précédemment établies. L'eau touchant désormais l'extrémité supérieure droite du bloc, la hauteur d'eau moyenne au-dessus de celui-ci s'évalue comme suit :

$$H'_{1eau} = \{[D1 + Lame - Hem] + Lame\}/2 \qquad \textbf{2.46}$$

La hauteur **y** n'étant plus la même, la surface en contact **S'$_1$** ainsi que l'angle **θ'$_1$** se définissent selon les deux équations qui suivent :

$$S'_1 = \sqrt{x^2 + y'^2} \qquad \text{où} \qquad y' = D1' \qquad \textbf{2.47}$$

$$\theta'_1 = tg^{-1}(x/y') \qquad \textbf{2.48}$$

Bloc 2

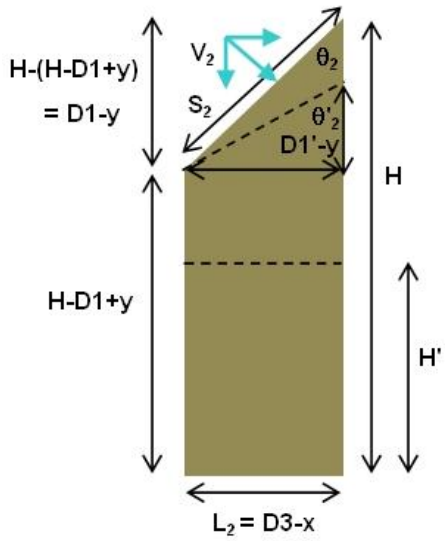


Figure 2.19 : Variables et force verticale au bloc 2.

Comme nous l'avons vu précédemment, le cas de figure à considérer dépend du signe de l'expression $(D1'-y)$. Advenant un résultat positif ou nul, l'emprise de l'érosion se limite à la section triangulaire de sorte que $\mathbf{H_{2eau}}$, $\mathbf{S_2}$ et $\boldsymbol{\theta_2}$ (ou $\boldsymbol{\theta'_2}$) se définissent de la manière qui suit :

$$H_{2eau} = \{[(D1-y)+Lame-Hem]+Lame\}/2 \qquad \textbf{2.49}$$

$$S_2 = \sqrt{(D1-y-Hem)^2 + L_2{}^2} \qquad \text{où} \qquad L_2 = (D3-x) \qquad \textbf{2.50}$$

$$\theta_2 (ou \theta'_2) = tg^{-1}\left(\frac{L_2}{D1'-y}\right) \qquad \textbf{2.51}$$

Dans le cas contraire ($(D1'-y)$ < 0), le bloc 2 devient rectangulaire. Cette géométrie simplifie grandement le calcul de la force verticale $\mathbf{V_2}$ puisque l'angle $\boldsymbol{\theta_2}$ prend la valeur fixe de 90^o. La hauteur d'eau n'est alors plus que la moyenne de deux variables identiques et la surface en contact correspond à la largeur du bloc.

$$H'_{2eau} = \{Lame+Lame\}/2 = Lame \qquad \textbf{2.52}$$

$$S_2 = L_2 = (D3-x) \qquad \textbf{2.53}$$

Blocs 3, 4 et 5

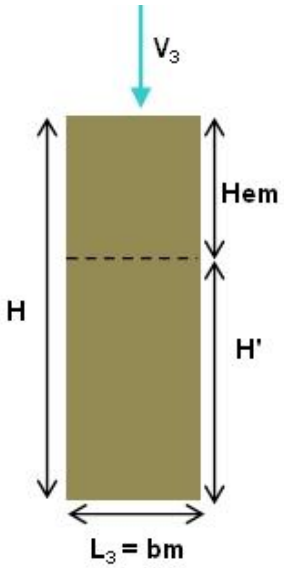


Figure 2.20 : Variables et force verticale au bloc 3.

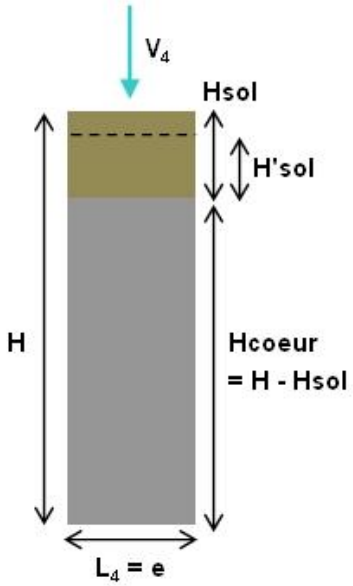


Figure 2.21 : Variables et force verticale au bloc 4.

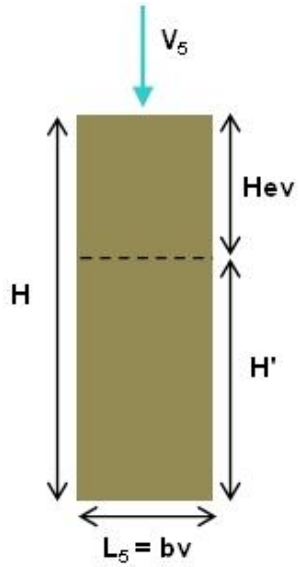


Figure 2.22 : Variables et force verticale au bloc 5.

Ici, la force verticale s'applique au droit des blocs rectangulaires et s'évalue tout aussi facilement qu'au cas précédent. Les hauteurs d'eau de même que l'angle **θ** sont donc identiques aux trois blocs. Seule la surface en contact **S** pourrait être différente.

$$H_{3\text{–}4\text{–}5eau} = Lame \qquad \text{et} \qquad \theta_{3\text{–}4\text{–}5} = 90^0 \qquad \textbf{2.54}$$

$$S_3 = bm, \qquad S_4 = e, \qquad S_5 = bv \qquad \textbf{2.55}$$

Bloc 6

Le bloc 6 diffère des cinq autres par une géométrie qui implique deux pentes différentes en contact avec l'eau. La force verticale totale appliquée résulte ici de la sommation de la composante verticale de la force triangulaire et de la force normale. Advenant qu'il n'y ait aucune érosion, $\Delta h1 = \Delta h2 = 0$ et la force verticale totale s'évalue comme suit :

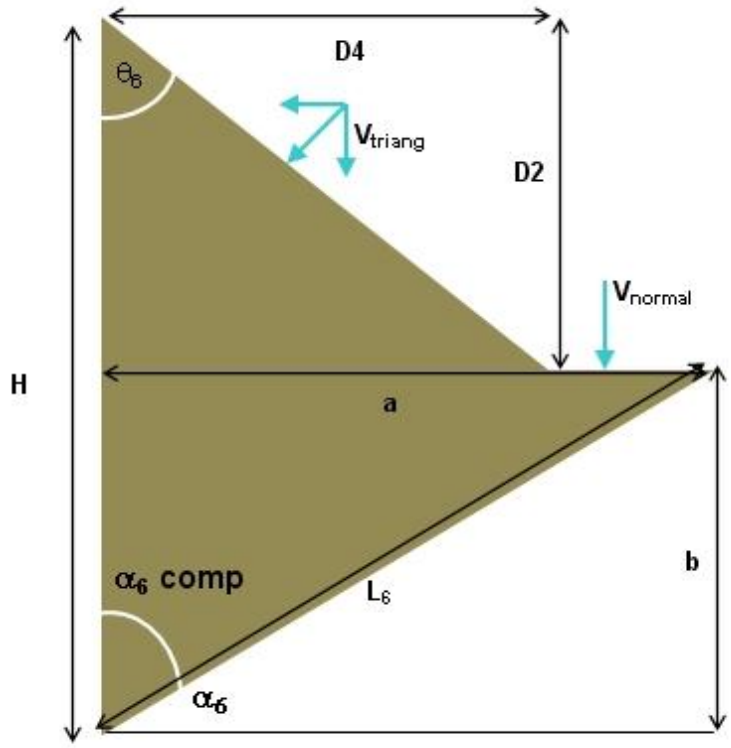


Figure 2.23 : Variables et deux forces verticales au bloc 6, avant érosion.

$$H_{6eau} = Lame \qquad \theta_6 = tg^{-1}(D4/D2) \qquad \textbf{2.56}$$

$$S_{triang} = \sqrt{D2^2 + D4^2} \qquad S_{normal} = a - D4 \qquad \textbf{2.57}$$

$$V_{triang} = Lame * \gamma_{eau} * S_{triang} * \sin\theta_6 \qquad \textbf{2.58}$$

$$V_{normal} = Lame * \gamma_{eau} * S_{normal} \qquad \textbf{2.59}$$

$$V_{total} = V_{triang} + V_{normal} \qquad \textbf{2.60}$$

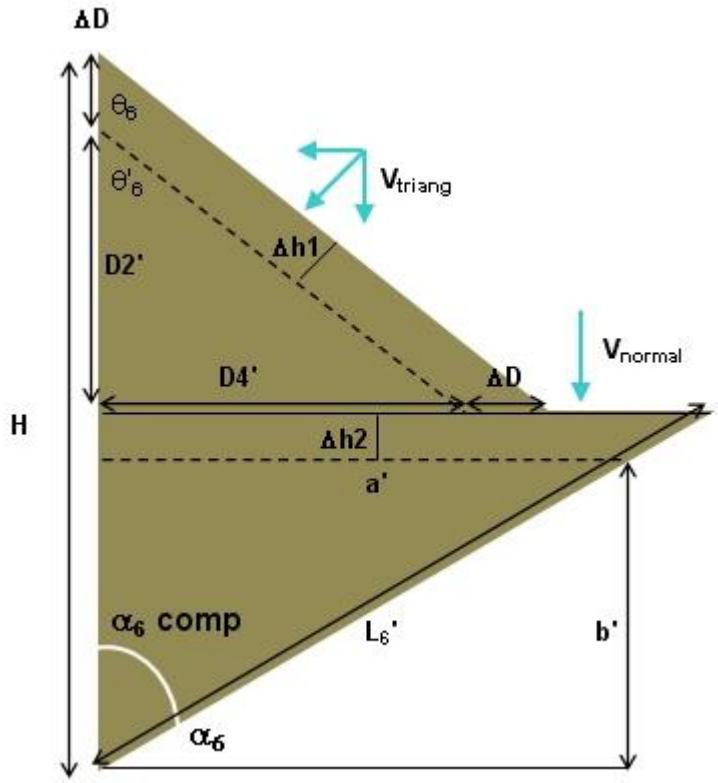


Figure 2.24 : Variables et deux forces verticales au bloc 6, après érosion.

Dans le cas du déversement, il convient de modifier les équations 2.56 à 2.60 afin de rendre compte de l'érosion. Ces dernières prennent alors les formes suivantes :

$$H'_{6eau} = Lame \qquad \theta'_6 = tg^{-1}(D4'/D2') \qquad \textbf{2.61}$$

$$S'_{triang} = \sqrt{D2'^2 + D4'^2} \qquad S'_{normal} = a' - D4' \qquad \textbf{2.62}$$

$$V'_{triang} = Lame * \gamma_{eau} * S'_{triang} * \sin\theta'_6 \qquad \textbf{2.63}$$

$$V'_{normal} = Lame * \gamma_{eau} * S'_{normal} \qquad \textbf{2.64}$$

$$V'_{total} = V'_{triang} + V'_{normal} \qquad \textbf{2.65}$$

2.3.5 Le soulèvement

Un peu comme dans le cas de la force verticale, nous pouvons évaluer la force de soulèvement par le produit du poids volumique de l'eau γ_{eau}, de la longueur du plan de glissement L_i et de la hauteur moyenne entre celui-ci et la ligne d'eau $(h_i + h_{i+1})/2$. En examinant la figure 2.25, nous pouvons transformer la relation 2.43 de la manière suivante :

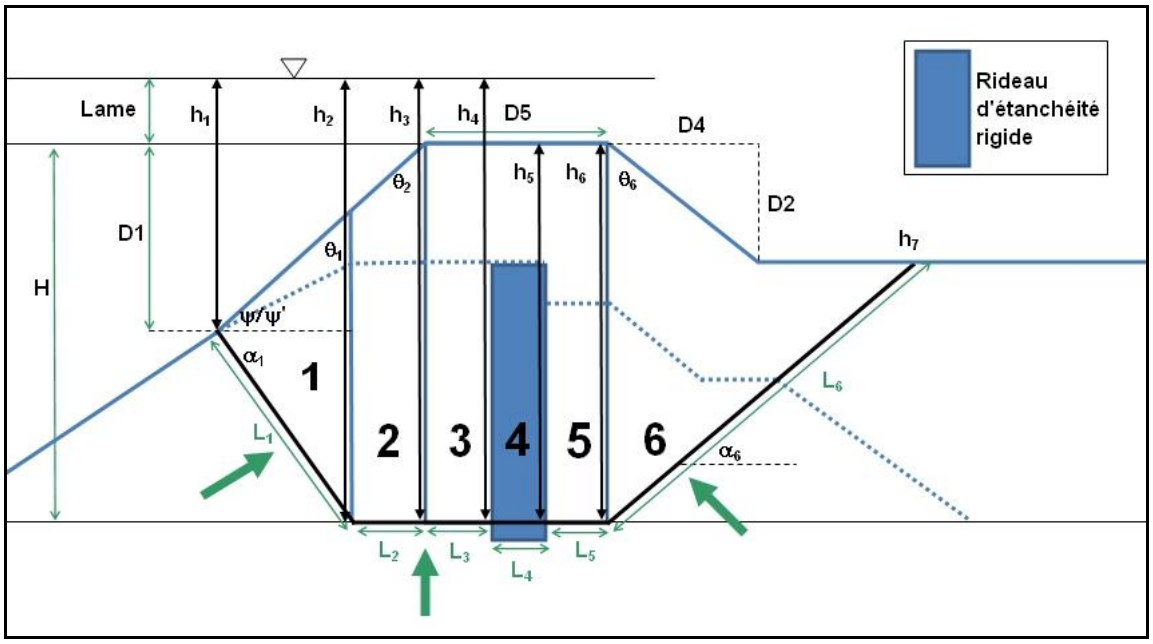


Figure 2.25 : Variables et forces de soulèvement en situation de déversement.

$$V_i(N/m) = H_{ieau} * \gamma_{eau} * S_i * \sin\theta_i \qquad \textbf{2.43}$$

$$U_i(N/m) = (h_i + h_{i+1})/2 * \gamma_{eau} * L_i \qquad \textbf{2.66}$$

Nous avons ici remplacé la variable $\mathbf{H_{ieau}}$ par la hauteur moyenne des deux extrémités de la base de chacun des blocs au plan d'eau. La ligne du plan de glissement relie les extrémités inférieures de chacun des blocs. Chacune de ces hauteurs a été numérotée afin d'uniformiser leur inclusion dans l'expression 2.66. Nous détaillerons leurs composantes dans les relations 2.67 à 2.71. Toutefois, le rideau étanche marquant une

coupure entre les sols saturés et les sols secs, il nous faudra en tenir compte en réduisant les hauteurs $\mathbf{h_5}$ et $\mathbf{h_6}$ au niveau de la crête de l'ouvrage. Enfin, retenons que la surface en contact devient une portion du plan de glissement et que l'angle θ est abandonné puisque le soulèvement ne s'applique qu'au droit du plan.

Les expressions 2.67 à 2.71 définissent les différentes hauteurs nécessaires à la résolution de l'équation 2.66. Pour évaluer les longueurs $\mathbf{L_1}$ et $\mathbf{L_6}$, il nous faut revenir à la sous-section 2.2.2, «Le calcul des aires».

$$h_1 = D1 + Lame - Hem \quad \textbf{2.67}$$

$$h_2 = h_3 = h_4 = H + Lame - Hem \quad \textbf{2.68}$$

$$h_5 = H - Hev \quad \textbf{2.69}$$

$$h_6 = H - \Delta D \quad \textbf{2.70}$$

$$h_7 = 0 \quad \textbf{2.71}$$

2.3.6 Les forces horizontales

Jusqu'à présent, nous avons présenté le calcul du poids, de la force verticale et du soulèvement. La détermination du facteur de sécurité fait cependant appel à deux autres inconnues : les forces horizontales amont et les forces horizontales aval. De manière à simplifier la démarche, nous avons admis que la faible épaisseur de la lame d'eau déversante ne pouvait engendrer une poussée sur les blocs 5 et 6. Cette supposition implique que les forces horizontales appliquées proviendront exclusivement de l'eau retenue à l'amont du rideau.

Dans un deuxième temps, l'érosion amont étant constante au droit des blocs 1, 2 et 3 et ne pouvant être supérieure à l'épaisseur de sol entre le rideau rigide et la crête de la digue, les forces horizontales seront exercées seulement au niveau des deux premiers

blocs. Ceci implique que la variable $\mathbf{H_{Ri}}$ soit nulle à l'équation 2.8. De plus, advenant la disparition de la portion triangulaire du bloc 2, la force horizontale serait uniquement appliquée au bloc 1. Ces différentes situations sont synthétisées à la figure 2.26.

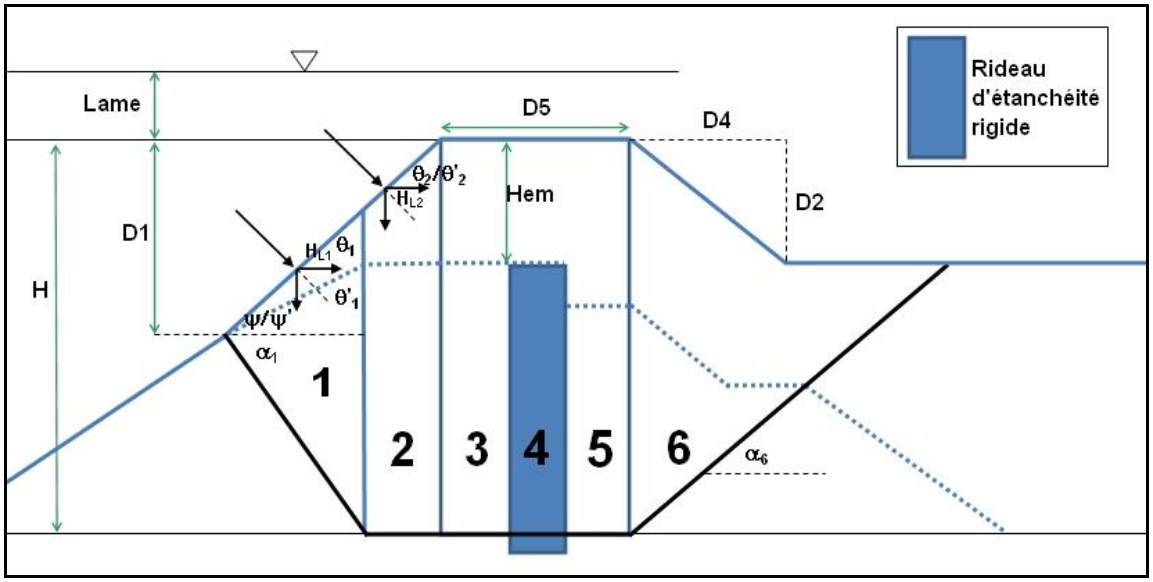


Figure 2.26 : Variables et forces horizontales en situation de déversement.

Les forces horizontales étant engendrées par les eaux de retenue situées à l'amont de l'ouvrage, nous les nommerons $\mathbf{H_{Li}}$. Comme dans le cas des forces verticales et de soulèvement, le calcul des forces horizontales est dérivé de la relation 2.43. L'unique différence réside dans l'opérateur trigonométrique $\mathbf{cos\theta_i}$.

$$V_i(N/m) = H_{ieau} * \gamma_{eau} * S_i * \sin\theta_i \qquad \textbf{2.43}$$

$$H_{Li}(N/m) = H_{ieau} * \gamma_{eau} * S_i * \cos\theta_i \qquad \textbf{2.72}$$

Si le bloc 1 n'est pas touché par l'érosion $(D1'-y) \geq 0$, $\mathbf{H_{ieau}}$ s'évalue selon la relation 2.73. Dans le cas contraire, il obéira à 2.74.

$$H_{1eau} = \left[(D1 + Lame - Hem) + (D1 - y + Lame - Hem)\right]/2 \qquad \textbf{2.73}$$

$$H'_{1eau} = \left[\left(D1 + Lame - Hem\right) + Lame\right] / 2 \qquad \textbf{2.74}$$

Quant au bloc 2, la hauteur d'eau s'évalue à l'aide de l'équation 2.75 lorsque l'érosion est nulle ou limitée à la portion triangulaire. Par contre, si **Hem** dépasse la partie triangulaire, $\left(D1' - y\right) < 0$, l'angle $\boldsymbol{\theta'_2} = 90^o$, ce qui entraîne une valeur nulle de $\mathbf{H_{L2}}$.

$$H_{2eau} = \left[\left(D1 - y + Lame - Hem\right) + Lame\right] / 2 \qquad \textbf{2.75}$$

2.3.7 Le calcul du facteur de sécurité au glissement FS1

Il nous est maintenant possible d'évaluer en six points la résultante $\left(P_{i-1} - P_i\right)$. Le facteur de sécurité **FS1** associé à l'état étudié de la digue correspond donc à l'équilibre des six blocs. L'évaluation générale du facteur de sécurité au glissement FS1 apparaît à la relation 2.76.

$$FS1 \Rightarrow \sum_{i=1}^{i=6}\left(P_{i-1} - P_i\right) = 0 \qquad \text{où} \qquad \textbf{2.76}$$

$$\left(P_{i-1} - P_i\right) = \frac{\left[\left(W_i + V_i\right)\cos\alpha_i - U_i + \left(H_{Li} - H_{Ri}\right)\sin\alpha_i\right]\frac{\tan\phi_i}{FS1_i} - \left(H_{Li} - H_{Ri}\right)\cos\alpha_i + \left(W_i + V_i\right)\sin\alpha_i + \frac{c_i}{FS1_i}L_i}{\left(\cos\alpha_i - \sin\alpha_i\frac{\tan\phi_i}{FS1_i}\right)}$$

Généralement, après quelques itérations, l'expression 2.76 devrait converger vers une sommation nulle et donc confirmer le facteur de sécurité au glissement **FS1** de la digue Moncouche. Il appartient à l'utilisateur d'itérer suffisamment de façon à susciter une bonne convergence. À titre d'exemple, les tableaux 2.5 et 2.6, extraits des écrans d'interaction avec le modèle comportemental, relient la géométrie de la digue

Moncouche ainsi que des niveaux d'érosion hypothétiques aux calculs des forces et par la suite, au facteur de sécurité au glissement FS1.

Tableau 2.5 : Géométrie de la digue Moncouche et niveaux d'érosion hypothétiques.

Dimensions du modèle			mètres [m]
ψ	18,40	°	
D1	240,00	cm	2,400
D2	300,00	cm	3,000
D3	721,47	cm	7,215
D4	750,00	cm	7,500
D5	500,00	cm	5,000
Définition des blocs d'analyse			
H	800,00	cm	8,000
bm	219,52	cm	2,195
bv	219,52	cm	2,195
α_1	46,33	°	
α_6	43,67	°	
Niveaux d'érosion			
Hsol	150,00	cm	1,500
Hem	150,00	cm	1,500
Hev	350,00	cm	3,500
Δh1	275,00	cm	2,750
Δh2	53,82	cm	0,538

Tableau 2.6 : Tableau récapitulatif des forces en jeu, des réactions et du facteur de sécurité au glissement FS1 associé à la digue Moncouche.

FS1 :	15,1

Poser des valeurs de FS1 afin d'avoir un total = 0

Bloc	ϕ °	cohésion N/m²	α °	cos(α)	sin(α)	tg(ϕ)/FS	L m	W N/m	V N/m	U N/m	HL N/m	HR N/m	$(P_{i-1} - P_i)$ kN/m
1	35	0	-46,33	0,69	-0,72	0,05	7,74	202 841,0	108 566,5	404 064,8	18 276,0	0	-341,455
2	35	0	0	1,00	0,00	0,05	1,87	141 769,4	29 691,8	148 825,8	0,0	0	1,050
3	35	0	0	1,00	0,00	0,05	2,20	166 572,5	34 886,6	174 863,5	0,0	0	1,233
4	63,42	4 133 119,9	0	1,00	0,00	0,13	0,61	95 098,3	9 687,9	33 249,8	0,0	0	176,328
5	35	0	0	1,00	0,00	0,05	2,20	122 426,0	34 886,6	86 550,5	0,0	0	3,281
6	35	0	43,67	0,72	0,69	0,05	4,29	87 016,2	72 121,3	105 993,8	0,0	0	159,578

Total 0,015 kN/m

2.4 Les éléments structuraux reliés à l'évaluation du facteur de sécurité au cisaillement et à la flexion FS2

Ce volet à caractère structural concerne uniquement le rideau d'étanchéité rigide de la digue Moncouche. Le rideau étant suffisamment bien ancré à l'écran de palplanches, nous l'assimilons à une poutre cantilever dont l'encastrement reprend à lui seul la totalité des efforts engendrés. Cette hypothèse permettra l'utilisation des formules structurales classiques d'efforts tranchants et de moments fléchissants associées aux distributions de forces rectangulaires et triangulaires. Les résultats obtenus rendront possible l'évaluation du cisaillement, de la contrainte de flexion et des microdéformations.

Que ce soit en flexion ou en cisaillement, les efforts appliqués au droit de l'écran rigide proviennent de quatre sources : l'eau en poussée, les sols en poussée, les sols en butée ainsi que les forces verticales de compression. Afin de garder la démarche claire, nous présenterons d'abord les équations régissant les efforts tranchants et le cisaillement, puis nous enchaînerons avec celles définissant les moments fléchissants et les contraintes de flexion. Dans les deux cas, il nous faudra d'abord définir l'axe de calcul du rideau. Par convention et comme le suggère l'ouvrage de référence **CAC Concrete Design Handbook** (2006), nous utiliserons un axe parallèle nommé « **x** » ayant comme origine l'extrémité libre du rideau. Connaissant la magnitude du cisaillement et de la flexion, nous serons alors en mesure de dégager le facteur de sécurité associé à ces deux contraintes en tout point du rideau rigide.

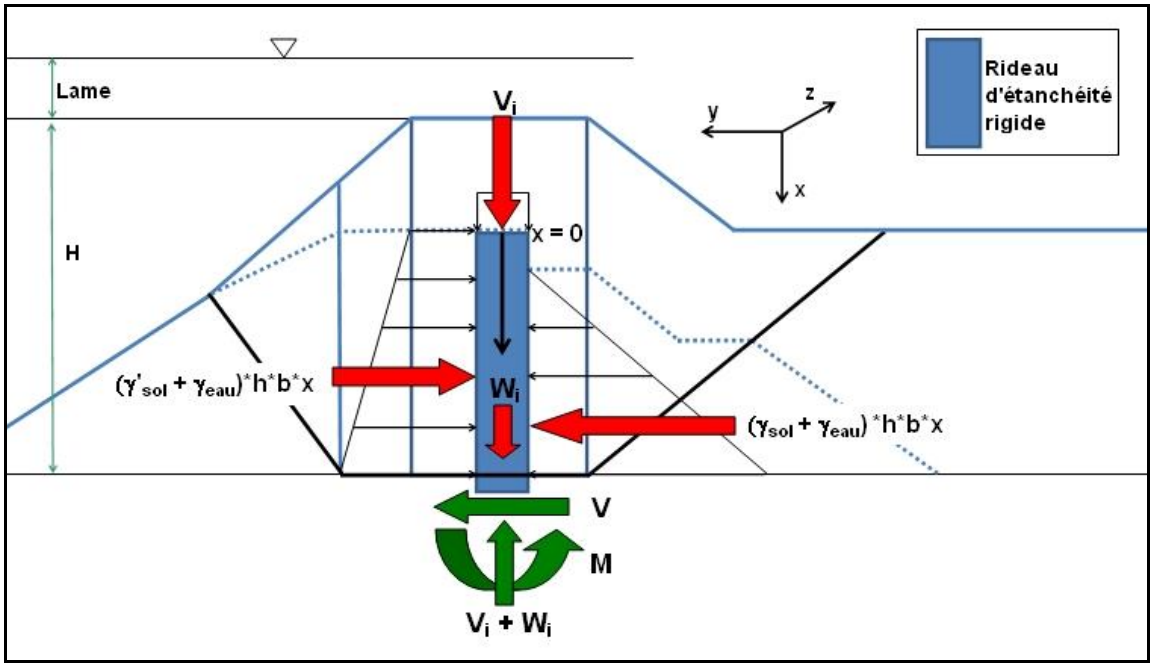


Figure 2.27 : Forces et réactions agissant sur le rideau et situation de l'origine de l'axe de calcul x = 0.

2.4.1 Les efforts tranchants et le cisaillement

Ici, l'ensemble des charges appliquées au rideau sont représentées par des distributions de forces de type triangulaire, rectangulaire ou par une combinaison des deux. Nous évaluons les efforts tranchants au moyen des relations 2.77 et 2.78 où **w** correspond à la charge maximale par unité de longueur et **l** à la longueur totale du rideau (CAC Concrete Design Handbook, 2006). L'effort tranchant **V** ainsi que le moment fléchissant **M** engendrés sont illustrés aux figures 2.27, 2.28 et 2.29. La distribution des forces rectangulaires apparaît en 2.28 et celle des forces triangulaires en 2.29.

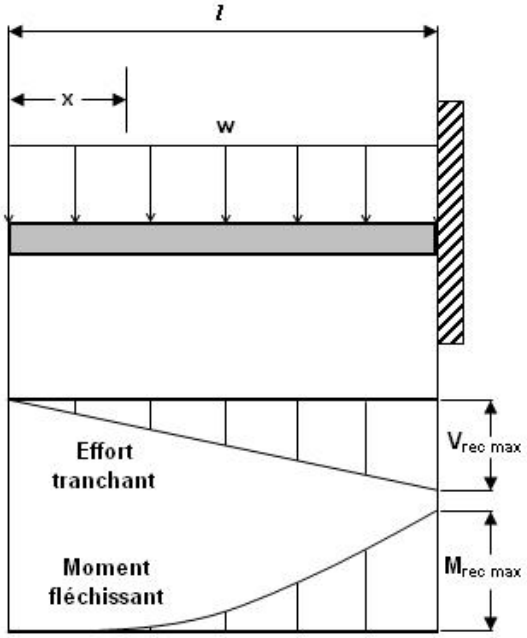


Figure 2.28 : Effort tranchant et moment fléchissant engendrés par une distribution de forces rectangulaires le long de la poutre cantilever.

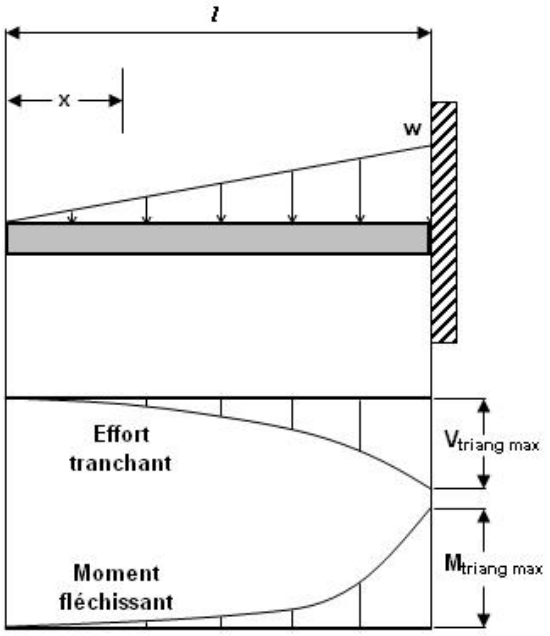


Figure 2.29 : Effort tranchant et moment fléchissant engendrés par une distribution de forces triangulaires le long de la poutre cantilever.

$$V_{rec} = w * x \qquad \textbf{2.77}$$

$$V_{triang} = \frac{w * x^2}{2 * l} \qquad \textbf{2.78}$$

Quelque soit la nature de la charge, la distribution des forces obéit à la relation classique 2.79 où les variables **h** et **b** correspondent respectivement à la hauteur associée à la charge maximale **w** et à la largeur unitaire de l'écran rigide, soit 1 m.

$$w = \gamma_{eau/sol} * h * b \qquad \textbf{2.79}$$

Soulignons que la variable **h** ne correspond pas nécessairement à la longueur totale du rideau et qu'elle peut prendre diverses valeurs selon la source de l'effort et la profondeur de l'érosion. Connaissant l'effort tranchant, il devient alors possible d'évaluer le cisaillement **τ**. La valeur maximale du cisaillement au droit d'une surface rectangulaire d'épaisseur **e** et de largeur **b** répond à l'équation 2.80 (Bazergui, Bui-Quoc, Biron, McIntyre et Laberge, 2002). En observant la figure 2.30, nous remarquons que la distribution parabolique fixe un cisaillement maximal à **e/2** et un cisaillement nul aux extrémités.

$$\tau_{\max} = \frac{3V}{2be} \qquad \textbf{2.80}$$

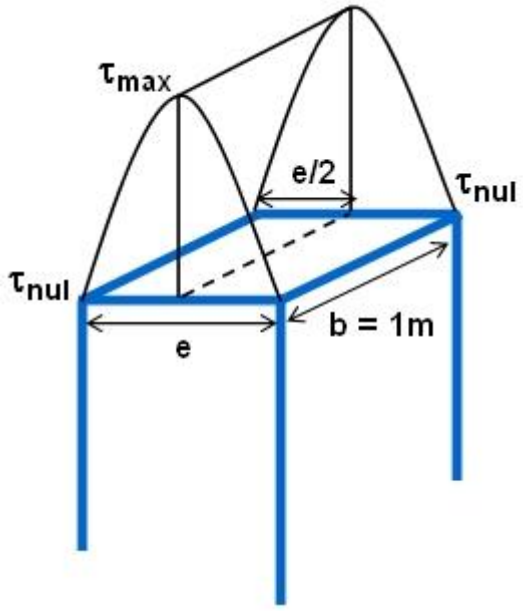


Figure 2.30 : Distribution parabolique du cisaillement sur l'épaisseur « e » du rideau rigide.

Puisque le cisaillement résulte en partie de l'action des sols en poussée et en butée, il convient de pondérer la relation 2.80 en introduisant des coefficients appropriés. De manière générale, la mécanique des sols ajuste les contraintes de poussée au moyen du coefficient **Ka** et les contraintes de butée par le coefficient **Kp**. Les talus amont et aval étant tous deux inclinés, nous estimons les coefficients **Ka** et **Kp** à l'aide de la méthode **NAVFAC DM-7** (1971). Cette méthode requiert de l'utilisateur la connaissance de l'inclinaison du talus β, de l'angle de friction interne du sol ϕ_{sol} et de l'angle de friction à l'interface sol/mur δ.

Comme le montre la figure 2.31, la butée et la poussée sont respectivement représentées à la section supérieure et inférieure de l'abaque. Le coefficient **Kp** s'évalue d'abord en reportant sur l'ordonnée de gauche le croisement de la verticale ϕ_{sol} et de la courbe β/ϕ_{sol}. La valeur lue de **Kp** doit ensuite être multipliée par un facteur de réduction **R**. La sélection du facteur de réduction approprié parmi ceux colligés au tableau supérieur gauche de l'abaque, dépend de l'angle ϕ_{sol} et du rapport $-\delta/\phi_{sol}$. Selon le type d'interface, l'angle de friction δ prend l'une des valeurs suggérées au tableau 2.7. Bien qu'elle suive le même principe, l'approximation du coefficient **Ka** ne nécessite pas l'utilisation du facteur réducteur **R**. Selon que δ est compris entre 0 et ϕ_{sol}, il suffit de lire directement sur l'ordonnée de gauche la valeur reportée du croisement de la verticale ϕ_{sol} et de l'enveloppe de courbes β/ϕ_{sol}.

Nous le savons, l'érosion des talus entraîne une modification de leur inclinaison. Afin de guider l'utilisateur dans la sélection de l'angle β, nous conseillons les valeurs suivantes en fonction des niveaux d'érosion (relations 2.81 à 2.85). Notons que le cisaillement induit par la pression de l'eau sur le rideau n'est sujet à aucun ajustement.

Talus amont

si $Hem = 0.0m \Rightarrow \beta = -\psi$ **2.81**

si $Hem \neq 0.0m \Rightarrow \beta = -\psi'$ **2.82**

Talus aval

si $Hev = 0.0m \Rightarrow \beta = -(90 - \theta_6)$ **2.83**

si $Hev \neq 0.0m \Rightarrow \beta = -(90 - \theta_6')$ **2.84**

si $D2' = 0 \Rightarrow \beta = 0^0$ **2.85**

Le cisaillement total se produit dans l'axe **x** (figure 2.27) et résulte à la fois de l'action de l'eau et de celle des sols de part et d'autre du rideau. Voyons maintenant, plus précisément, comment le rideau rigide répond aux efforts engendrés par l'eau et le sol à l'amont (en poussée) de même que par le sol à l'aval (en butée).

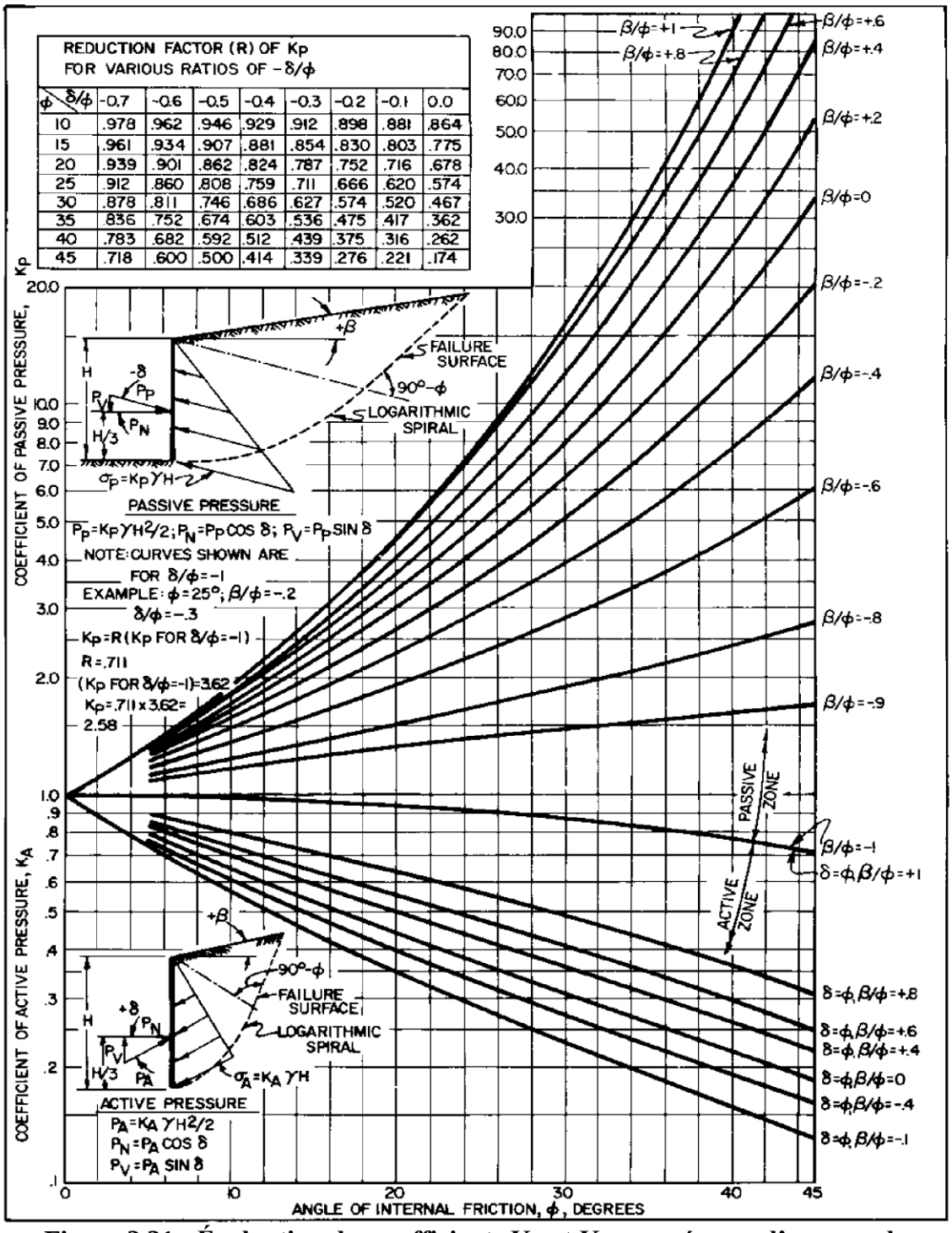


Figure 2.31 : Évaluation des coefficients Ka et Kp en présence d'un mur de soutènement (NAVFAC DM-7, 1971).

Tableau 2.7 : Facteurs de friction, angles de friction et adhésion entre une variété de sol et de matériaux de construction (NAVFAC DM-7, 1971).

Interface materials	Friction factor, tan δ	Friction angle, δ, degrees	Adhesion C_A, psf
Mass concrete on the following foundation materials :			
Clean sound rock	0,70	35	
Clean gravel, gravel-sand mixtures, coarse sand	0,55 to 0,60	29 to 31	
Clean fine to medium sand, silty medium to coarse sand, silty or clayey gravel	0,45 to 0,55	24 to 29	
Clean fine sand, silty or clayey fine to medium sand	0,35 to 0,45	19 to 24	
Fine sandy silt, nonplastic silt	0,30 to 0,35	17 to 19	
Very stiff and hard residual or preconsolidated clay	0,40 to 0,50	22 to 26	
Medium stiff and stiff clay and silty clay (Masonry on foundation materials has same friction factors.)	0,30 to 0,35	17 to 19	
Steel sheet piles against the following soils :			
Clean gravel, gravel-sand mixtures, well-graded rock fill with spalls	0,40	22	
Clean sand, silty sand-gravel mixture, single size hard rock fill	0,30	17	
Silty sand, gravel or sand mixed with silt or clay	0,25	14	
Fine sandy silt, nonplastic silt	0,20	11	
Soft clay and clayey silt			100 to 600
Stiff and hard clay and clayey silt			600 to 1 200
Formed concrete or concrete sheet piling against the following soils :			
Clean gravel, gravel-sand mixture, well-graded rock fill with spalls	0,40 to 0.50	22 to 26	
Clean sand, silty sand-gravel mixture, single size hard rock fill	0,30 to 0,40	17 to 22	
Silty sand, gravel or sand mixed with silt or clay	0,30	17	
Fine sandy silt, nonplastic silt	0,25	14	
Soft clay and clayey silt			200 to 700
Stiff and hard clay and clayey silt			700 to 1 200
Various structural materials :			
Masonry on masonry, igneous and metamorphic rocks :			
Dressed soft rock on dressed soft rock	0,70	35	
Dressed hard rock on dressed soft rock	0,65	33	
Dressed hard rock on dressed hard rock	0,55	29	
Masonry on wood (cross grain)	0,50	26	
Steel on steel at sheet pile interlocks	0,30	17	

Sol en poussée

En associant les équations 2.77 à 2.80, nous obtenons le cisaillement rectangulaire et triangulaire maximal pour une valeur donnée de **x**. Cependant, nous faisons ici face à deux possibilités, 1) soit que l'érosion amont **Hem** est inférieure à l'épaisseur **Hsol** ou 2) soit que l'érosion amont **Hem** est égale à l'épaisseur **Hsol** (figure 2.7).

Si **Hem** < **Hsol**, les cisaillements s'évaluent comme suit :

2.86

$$\tau_{rec-solpoussée} = \frac{3\left[\gamma'_{sol}\left(Hsol - Hem\right) * b\right] * x * Ka}{2be} = \frac{3 * \gamma'_{sol}\left(Hsol - Hem\right) * x * Ka}{2e}$$

2.87

$$\tau_{triang-solpoussée} = \frac{\frac{3\left[\gamma'_{sol}\left(H - Hsol\right) * b\right] * x^2 * Ka}{2\left(H - Hsol\right)}}{2be} = \frac{3 * \gamma'_{sol} * x^2 * Ka}{4e}$$

$$\tau_{total-solpoussée} = \tau_{rec-solpoussée} + \tau_{triang-solpoussée} \qquad \textbf{2.88}$$

Par contre, si **Hem = Hsol**, nous obtenons :

$$\tau_{rec-solpoussée} = 0 \qquad \textbf{2.89}$$

$$\tau_{triang-solpoussée} = \frac{3 * \gamma'_{sol} * x^2 * Ka}{4e} \qquad \textbf{2.90}$$

$$\tau_{total-solpoussée} = \tau_{rec-solpoussée} + \tau_{triang-solpoussée} \qquad \textbf{2.91}$$

Notons que le cisaillement triangulaire ne dépend pas de la charge maximale mais uniquement de la position le long du rideau.

Eau en poussée

Tout comme le sol en poussée, le couple (τ_{rec}; τ_{triang}) dépend de la progression de l'érosion. Advenant le cas où **Hem** est inférieur à **Hsol**, les deux composantes s'évaluent selon les relations suivantes :

$$\tau_{rec-eaupoussée} = \frac{3[\gamma_{eau}(Hsol - Hem + Lame) * b] * x}{2be} = \frac{3 * \gamma_{eau}(\mathrm{Hsol} - Hem + Lame) * x}{2e} \qquad \textbf{2.92}$$

$$\tau_{triang-eaupoussée} = \frac{3[\gamma_{eau}(H - Hsol) * b] * x^2}{4(H - Hsol)be} = \frac{3 * \gamma_{eau} * x^2}{4e} \qquad \textbf{2.93}$$

$$\tau_{total-eaupoussée} = \tau_{rec-eaupoussée} + \tau_{triang-eaupoussée} \qquad \textbf{2.94}$$

Si, **Hem** = **Hsol**, il convient alors de modifier l'équation 2.92 comme suit :

$$\tau_{rec-eaupoussée} = \frac{3 * \gamma_{eau} * Lame * x}{2e} \qquad \textbf{2.95}$$

$$\tau_{triang-eaupoussée} = \frac{3 * \gamma_{eau} * x^2}{4e} \qquad \textbf{2.96}$$

$$\tau_{total-eaupoussée} = \tau_{rec-eaupoussée} + \tau_{triang-eaupoussée} \qquad \textbf{2.97}$$

Sol en butée

Le cisaillement engendré par le sol aval s'avère complexe à quantifier parce que l'érosion **Hev** n'est pas limitée par le sommet du rideau (figure 2.7). Dans le cas où l'érosion **Hev** se limite au sol surplombant le rideau, les cisaillements s'évaluent comme nous l'avons fait précédemment. Par contre, si l'érosion **Hev** est égale ou supérieure à

l'épaisseur du sol surplombant le rideau **Hsol**, il est alors nécessaire d'introduire un deuxième ajustement conditionnel de façon à induire un cisaillement nul entre la tête du rideau et le sommet du talus nouvellement érodé.

En somme, si **Hev** ne dépasse pas **Hsol,** nous obtenons :

2.98

$$\tau_{rec-solbutée} = \frac{3\left[\gamma_{sol}\left(Hsol - Hev\right) * b\right] * x * Kp}{2be} = \frac{3 * \gamma_{sol}\left(\mathrm{Hsol} - Hev\right) * x * Kp}{2e}$$

$$\tau_{triang-solbutée} = \frac{3\left[\gamma_{sol}\left(H - Hsol\right) * b\right] * x^2 * Kp}{4\left(H - Hsol\right) * be} = \frac{3 * \gamma_{sol} * x^2 * Kp}{4e} \quad \textbf{2.99}$$

$$\tau_{total-solbutée} = \tau_{rec-solbutée} + \tau_{triang-solbutée} \quad \textbf{2.100}$$

Par contre, si **Hev** $\geq$ **Hsol**, nous obtenons plutôt :

$$\tau_{rec-solbutée} = 0 \quad \textbf{2.101}$$

$$\tau_{triang-solbutée} = 0 \qquad \text{si } Hev - Hsol \geq x \quad \textbf{2.102}$$

$$\tau_{triang-solbutée} = \frac{3 * \gamma_{sol}\left(H - Hev\right)\left(x - \left(Hev - Hsol\right)\right)^2 * Kp}{4\left(H - Hsol\right) * e}$$

$$\text{si } Hev - Hsol < x \quad \textbf{2.103}$$

$$\tau_{total-solbutée} = \tau_{rec-solbutée} + \tau_{triang-solbutée} \quad \textbf{2.104}$$

Simplement dit, la contrainte de cisaillement totale au rideau rigide résulte de l'action combinée du sol et de l'eau en poussée, réduite de celle du sol en butée.

$$\tau_{total} = \tau_{total-solpoussée} + \tau_{total-eaupoussée} - \tau_{total-solbutée} \qquad \textbf{2.105}$$

2.4.2 Les moments fléchissants et les contraintes de flexion

La contrainte de flexion est au moment fléchissant ce que le cisaillement est à l'effort tranchant. Nous exposerons le calcul des composantes de la contrainte de flexion comme à la section précédente. Bien que l'association entre la force et la contrainte soit la même, le calcul de la contrainte de flexion est fort différent de celui du cisaillement. En effet, ce dernier s'évalue selon la relation 2.106 où **y** et **I** correspondent respectivement à la distance de l'axe neutre et à l'inertie de la section (Bazergui, Bui-Quoc, Biron, McIntyre et Laberge, 2002).

$$\sigma_{flex} = \frac{M * y}{I} \qquad \textbf{2.106}$$

Les paramètres **y** et **I** s'exprimant selon les équations 2.107 et 2.108, il est possible de modifier la relation 2.106 de la manière suivante :

$$y = e/2 \qquad \textbf{2.107}$$

$$I = \frac{be^3}{12} \qquad \textbf{2.108}$$

$$\sigma_{flex} = \frac{M * y}{I} = \frac{M * e}{2I} \qquad \textbf{2.106}$$

En fonction de la valeur de l'effort maximal et de sa distribution, les moments rectangulaires et triangulaires le long de l'axe **x** se calculent selon les équations 2.109 et

2.110 (CAC Concrete Design Handbook, 2006). La répartition des différents moments a été illustrée aux figures 2.28 et 2.29.

$$M_{rec} = \frac{w * x^2}{2} = \frac{(\gamma * h * b) * x^2}{2} \quad \textbf{2.109}$$

$$M_{triang} = \frac{w * x^3}{6l} = \frac{(\gamma * h * b) * x^3}{6l} \quad \textbf{2.110}$$

Tout comme le cisaillement, la contrainte de flexion totale résulte aussi des efforts engendrés par le sol et l'eau en poussée de même que par le sol en butée. Encore ici, il nous faudra ajuster les contraintes de flexion associées à la poussée ainsi qu'à la butée au moyen des facteurs **Ka** et **Kp**.

Sol en poussée

Nous le savons, la contrainte de flexion se répartit en deux composantes, la rectangulaire et la triangulaire. En relation avec le niveau de l'érosion amont, les contraintes s'évaluent selon les équations qui suivent :

Si **Hem** < **Hsol** :

2.111

$$\sigma_{rec-solpoussée} = \frac{[\gamma'_{sol}(Hsol - Hem) * b] * x^2 * e * Ka}{4I} = \frac{3 * \gamma'_{sol}(Hsol - Hem) * x^2 * Ka}{e^2}$$

$$\sigma_{triang-solpoussée} = \frac{[\gamma'_{sol}(H - Hsol) * b] * x^3 * e * Ka}{12(H - Hsol)I} = \frac{\gamma'_{sol} * x^3 * Ka}{e^2} \quad \textbf{2.112}$$

$$\sigma_{flex-solpoussée} = \sigma_{rec-solpoussée} + \sigma_{triang-solpoussée} \quad \textbf{2.113}$$

Si **Hem** = **Hsol** :

$$\sigma_{rec-solpoussée} = 0 \qquad \textbf{2.114}$$

$$\sigma_{triang-solpoussée} = \frac{\gamma'_{sol} * x^3 * Ka}{e^2} \qquad \textbf{2.115}$$

$$\sigma_{flex-solpoussée} = \sigma_{rec-solpoussée} + \sigma_{triang-solpoussée} \qquad \textbf{2.116}$$

Eau en poussée

Quant à la contrainte de flexion exercée par la retenue, il suffit d'ajouter l'épaisseur de la lame d'eau déversante à la variable **h** des relations 2.109 et 2.110 et d'ajuster le poids volumique.

Si **Hem** < **Hsol** :

2.117

$$\sigma_{rec-eaupoussée} = \frac{\left[\gamma_{eau}\left(Hsol - Hem + Lame\right) * b\right] * x^2 * e}{4I} = \frac{3 * \gamma_{eau}\left(Hsol - Hem + Lame\right) * x^2}{e^2}$$

$$\sigma_{triang-eaupoussée} = \frac{\gamma_{eau} * b * x^3 * e}{12I} = \frac{\gamma_{eau} * x^3}{e^2} \qquad \textbf{2.118}$$

$$\sigma_{flex-eaupoussée} = \sigma_{rec-eaupoussée} + \sigma_{triang-eaupoussée} \qquad \textbf{2.119}$$

Si **Hem** = **Hsol** :

$$\sigma_{rec-eaupoussée} = \frac{3 * \gamma_{eau} * Lame * x^2}{e^2} \qquad \textbf{2.120}$$

$$\sigma_{triang-eaupoussée} = \frac{\gamma_{eau} * x^3}{e^2} \qquad \textbf{2.121}$$

$$\sigma_{flex-eaupoussée} = \sigma_{rec-eaupoussée} + \sigma_{triang-eaupoussée} \qquad \textbf{2.122}$$

Sol en butée

Similairement au cisaillement, une érosion comprise entre la crête et le sommet du rideau n'entraîne aucun changement dans la méthode de calcul des contraintes. Par contre, un creusement derrière le rideau rigide nécessite là aussi l'introduction d'un deuxième ajustement conditionnel. Rappelons le, celui-ci vise à maintenir la contrainte de flexion nulle entre la tête du rideau et le niveau après érosion du talus aval.

Donc, si **Hev** < **Hsol** :

2.123

$$\sigma_{rec-solbutée} = \frac{\left[\gamma_{sol}\left(Hsol - Hev\right) * b\right] x^2 * e * Kp}{4I} = \frac{3 * \gamma_{sol}\left(Hsol - Hev\right) * x^2 * Kp}{e^2}$$

$$\sigma_{triang-solbutée} = \frac{\gamma_{sol} * b * x^3 * e * Kp}{12I} = \frac{\gamma_{sol} * x^3 * Kp}{e^2} \qquad \textbf{2.124}$$

$$\sigma_{flex-solbutée} = \sigma_{rec-solbutée} + \sigma_{triang-solbutée} \qquad \textbf{2.125}$$

Si **Hev** ≥ **Hsol** :

$$\sigma_{rec-solbutée} = \sigma_{triang-solbutée} = 0 \qquad \text{si } Hev - Hsol \geq x \qquad \textbf{2.126}$$

$$\sigma_{triang-solbutée} = \frac{\left[\gamma_{sol}\left(H - Hev\right) * b\right]\left(x - \left(Hev - Hsol\right)\right)^3 * e * Kp}{12\left(H - Hsol\right) * I}$$

$$\sigma_{triang-solbutée} = \frac{\gamma_{sol}\left(H - Hev\right)\left(x - \left(Hev - Hsol\right)\right)^3 * Kp}{\left(H - Hsol\right) * e^2}$$

$$\text{si } Hev - Hsol < x \qquad \textbf{2.127}$$

$$\sigma_{flex-solbutée} = \sigma_{rec-solbutée} + \sigma_{triang-solbutée} \qquad \textbf{2.128}$$

2.4.3 Les contraintes verticales

Par souci de réalisme et de précision, nous avons décidé d'inclure à notre modèle comportemental les contraintes verticales σ_{vert} agissant sur le rideau rigide. Comme le montre la figure 2.32, une contrainte de flexion pure entraîne une distribution linéaire et proportionnelle des efforts de traction et de compression le long de l'aire **b*e**. Par définition, la flexion pure fixe l'emplacement de la fibre neutre à mi-épaisseur, soit à **e/2**. Cependant, l'inclusion des contraintes verticales, illustrée à la figure 2.33, amplifie ou amenuise la traction ou la compression générée par les moments fléchissants. Cet ajout modifie donc la distribution des contraintes en plus de forcer le déplacement de la fibre neutre le long de l'arrête **e**, parallèlement à **b**.

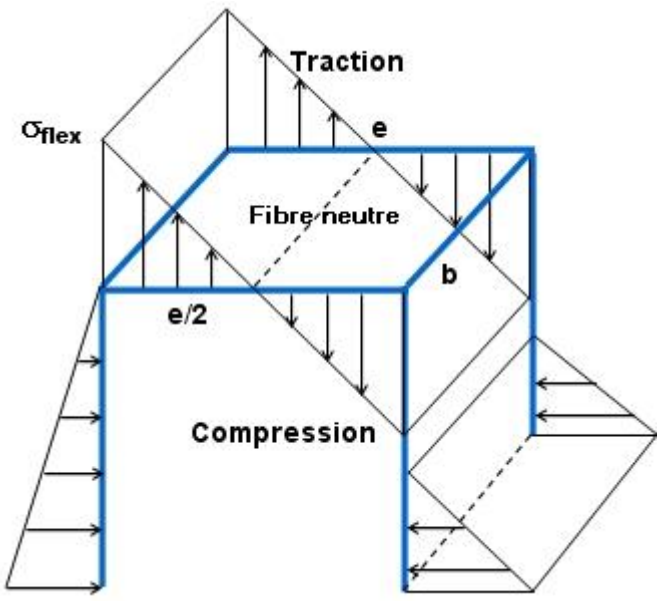


Figure 2.32 : Position de la fibre neutre et distribution de la traction et de la compression induites par une contrainte de flexion pure.

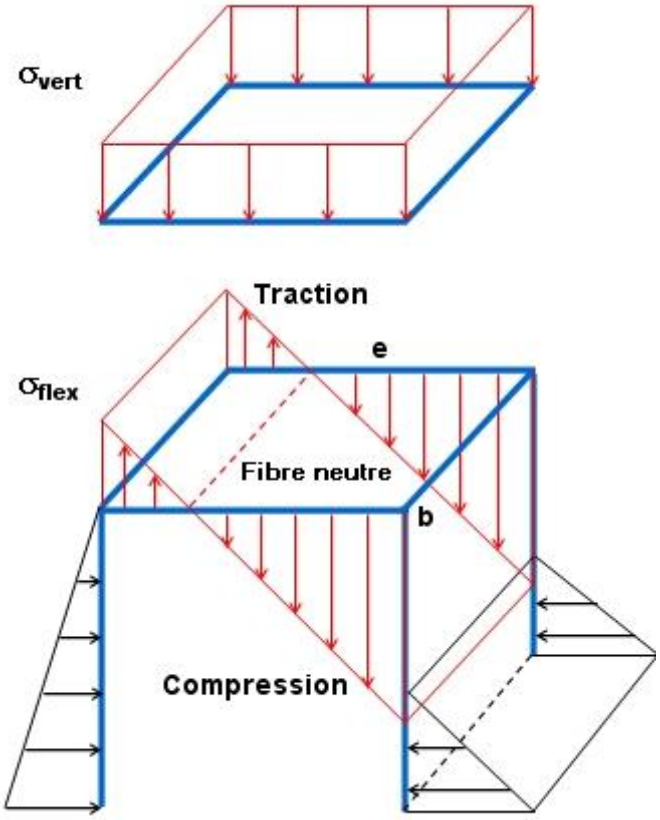


Figure 2.33 : Effet de la contrainte verticale sur la traction, la compression et le positionnement de la fibre neutre.

Selon l'emplacement **x** le long du rideau, nous évaluons la contrainte verticale au moyen de la relation 2.129. Rappelons que la variable $\mathbf{V_4}$ correspond à la sommation des forces verticales appliquées au-dessus du bloc 4 (figure 2.21).

$$\sigma_{vert} = \frac{\left(\gamma_{béton} * b * e * x\right) + V_4 * b}{e * b} \qquad \textbf{2.129}$$

Cependant, dans le cas où **x** correspond à **H** diminuée de l'épaisseur de sol surplombant le rideau **Hsol**, donc lorsque **x = H-Hsol**, la relation 2.129 nécessite alors l'inclusion du soulèvement $\mathbf{U_4}$. Dans ce cas précis, la contrainte verticale se calcule comme suit :

$$\sigma_{vert} = \frac{(\gamma_{béton} * b * e * x) + (V_4 - U_4)b}{e * b} \qquad \textbf{2.130}$$

Dès lors, il nous est possible d'évaluer la contrainte totale σ_{total} en deux endroits du rideau, soit à l'extrémité tendue $\sigma_{total\text{-}trac}$ de même qu'à l'extrémité compressée $\sigma_{total\text{-}comp}$. Selon le cas, et comme le suggèrent les relations 2.131 et 2.132, il suffit d'additionner la contrainte verticale σ_{vert} aux trois contraintes de flexion précédemment dégagées. Par convention, nous définissons les contraintes de traction et de compression comme étant respectivement de signes négatif et positif.

$$\sigma_{total-trac} = (\sigma_{flex-solbutée} - \sigma_{flex-solpoussée} - \sigma_{flex-eaupoussée}) + \sigma_{vert} \qquad \textbf{2.131}$$

$$\sigma_{total-comp} = (-\sigma_{flex-solbutée} + \sigma_{flex-solpoussée} + \sigma_{flex-eaupoussée}) + \sigma_{vert} \qquad \textbf{2.132}$$

2.4.4 Le calcul du facteur de sécurité au cisaillement et à la flexion FS2

Le cisaillement, les contraintes de flexion et les contraintes verticales étant connues, nous sommes désormais en mesure d'estimer, à tout instant, le facteur de sécurité au cisaillement et à la flexion **FS2** du rideau d'étanchéité rigide de la digue Moncouche. Il est tout d'abord nécessaire de préciser les endroits où nous comptons évaluer la sécurité au cisaillement et à la flexion du rideau. Dans le but d'expérimenter aux points d'effort extrême, nous avons choisi d'évaluer le facteur de sécurité en trois points. Ces trois points, situés au droit de l'extrémité tendue, de la mi-épaisseur **e/2** et de l'extrémité compressée apparaissent aux figures 2.34 et 2.35.

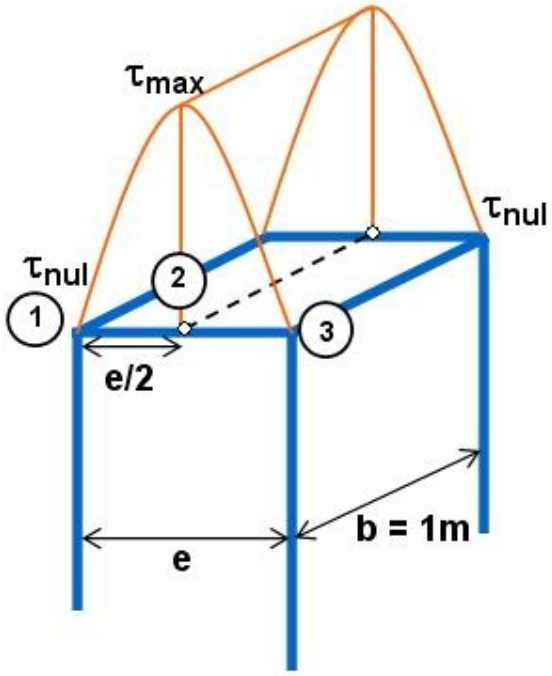


Figure 2.34 : Distribution du cisaillement sur l'aire b*e et emplacement des trois points de calcul du facteur de sécurité.

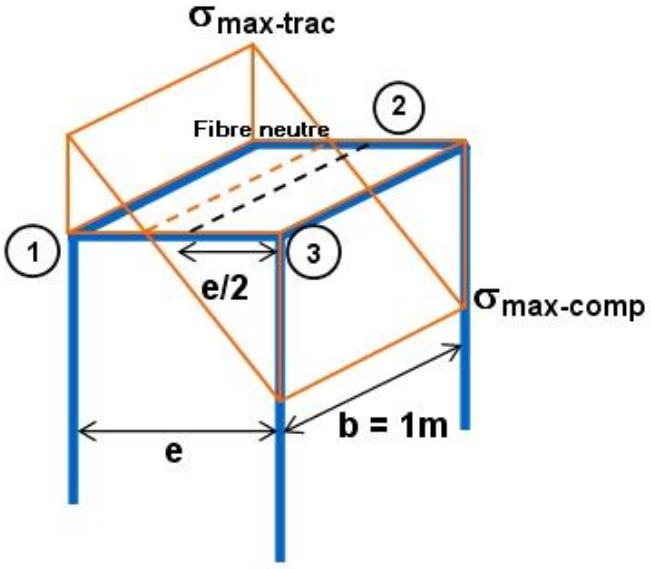
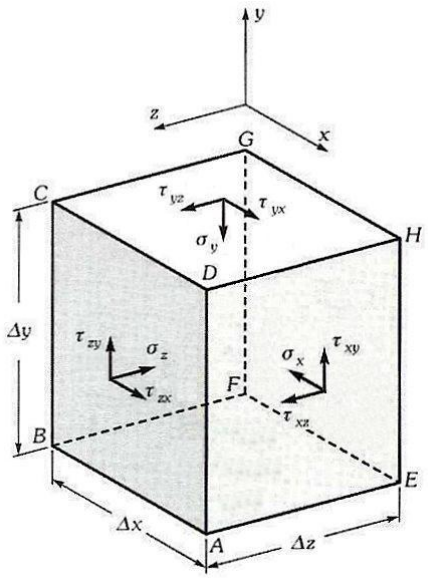


Figure 2.35 : Distribution de la flexion sur l'aire b*e et emplacement des trois points de calcul du facteur de sécurité.

Comme nous le savons, chacun des trois emplacements peut être entièrement défini par l'état de contrainte approprié. En résistance des matériaux, il est possible de décrire un état de contrainte en un point donné à l'aide d'une matrice de contraintes, telle celle apparaissant à la figure 2.36.



$$\left[\sigma_{ij}\right]=\begin{bmatrix}\sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz}\\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz}\\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z\end{bmatrix}$$

Figure 2.36 : État de contrainte en un point et sa représentation matricielle.

En pratique, il est commun de simplifier la matrice de la figure 2.36 en excluant une des trois dimensions, usuellement, celle des « **z** ». Dans le cas de la digue Moncouche, nous avons orienté l'axe **z** parallèlement à sa longueur. Les contraintes $\boldsymbol{\sigma_z}$ agissant le long de cet axe proviennent uniquement des appuis rocheux permettant l'ancrage de la digue. Étant de magnitude similaire, l'équilibre des contraintes $\boldsymbol{\sigma_z}$ permet une représentation bidimensionnelle des chargements appliqués. Ce cas particulier porte le nom *d'état plan de contrainte*. Mathématiquement, *l'état plan de contrainte* entraîne les simplifications de l'équation 2.133 et permet l'utilisation de la matrice simplifiée 2.134.

$$\tau_{zx}=\tau_{zy}=\tau_{xz}=\tau_{yz}=0 \qquad \textbf{2.133}$$

$$\left[\sigma_{ij}\right]=\begin{bmatrix}\sigma_x & \tau_{xy} & 0\\ \tau_{yx} & \sigma_y & 0\\ 0 & 0 & \sigma_z\end{bmatrix} \qquad \textbf{2.134}$$

Compte tenu de l'orientation des efforts s'exerçant sur le rideau d'étanchéité rigide de la digue Moncouche, nous pensons que *l'état plan de contrainte* est tout indiqué pour définir les trois points de calcul du facteur de sécurité. Physiquement, il est possible d'illustrer *l'état plan de contrainte* en un point, au moyen de la figure 2.37.

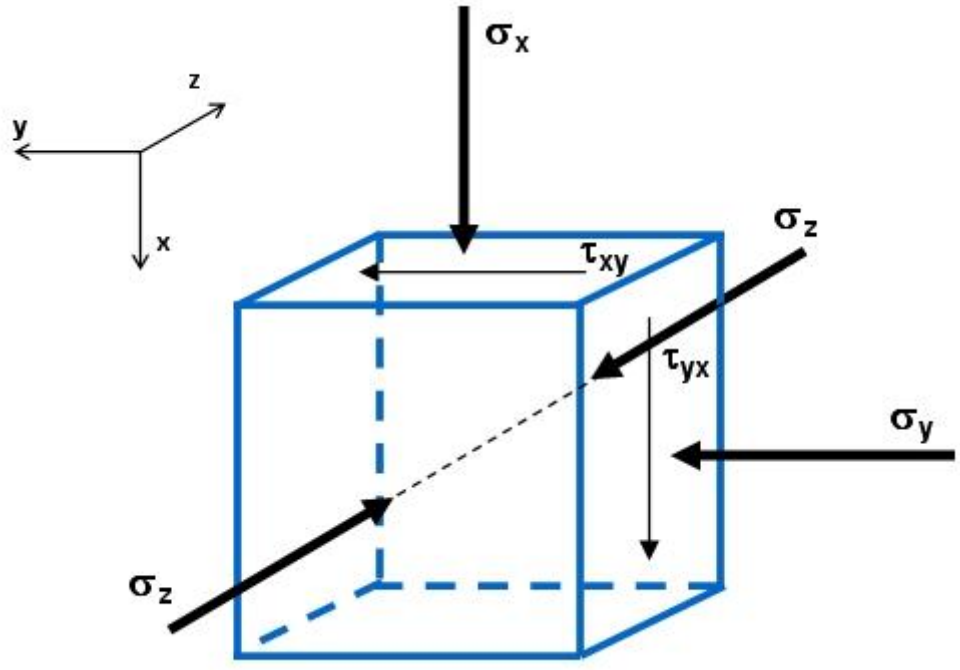


Figure 2.37 : État plan de contrainte en un point.

Puisque le rideau d'étanchéité rigide de la digue Moncouche est principalement soumis à des efforts de flexion, donc à des contraintes orientées selon l'axe des **x**, il convient d'approcher à zéro la contrainte horizontale σ_y. Les cisaillements τ_{xy} et τ_{yx} étant égaux, cette approximation réduit le nombre de contraintes à deux, σ_x et τ_{xy}. Les valeurs maximales de traction $\sigma_{total\text{-}trac}$, de cisaillement τ_{total} et de compression $\sigma_{total\text{-}comp}$ étant

situées à l'extrémité tendue, à **e/2** de même qu'à l'extrémité compressée, il est possible de définir les paramètres σ_x et τ_{xy} au droit des trois points de calcul illustrés aux figures 2.34 et 2.35. Selon le point de calcul du facteur de sécurité, les paramètres σ_x et τ_{xy} prendront les valeurs suivantes :

				2.135
Point 1 (ext. tendue)	$\sigma_x = \sigma_{total-trac}$	$\sigma_y \cong 0$	$\tau_{xy} = 0$	
				2.136
Point 2 (e/2)	$\sigma_x = \sigma_{vert}$	$\sigma_y \cong 0$	$\tau_{xy} = \tau_{total}$	
				2.137
Point 3 (ext. compressée)	$\sigma_x = \sigma_{total-comp}$	$\sigma_y \cong 0$	$\tau_{xy} = 0$	

Chacun des triplets (σ_x ; σ_y ; τ_{xy}) permet de définir la contrainte principale majeure σ_1 ainsi que la contrainte principale mineure σ_3. Ces deux contraintes principales s'évaluent selon les équations 2.138 et 2.139. Située entre σ_1 et σ_3, la contrainte principale intermédiaire σ_2 se définit à l'aide de la relation 2.140

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \qquad \textbf{2.138}$$

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}\,. \qquad \textbf{2.139}$$

$$\sigma_3 \leq \sigma_2 = \sigma_{vert} \leq \sigma_1 \qquad \textbf{2.140}$$

Ainsi que le démontre la figure 2.38, les contraintes principales σ_1 et σ_3 peuvent être reportées dans l'espace σ/τ afin de tracer le cercle de Mohr correspondant à l'état de contrainte.

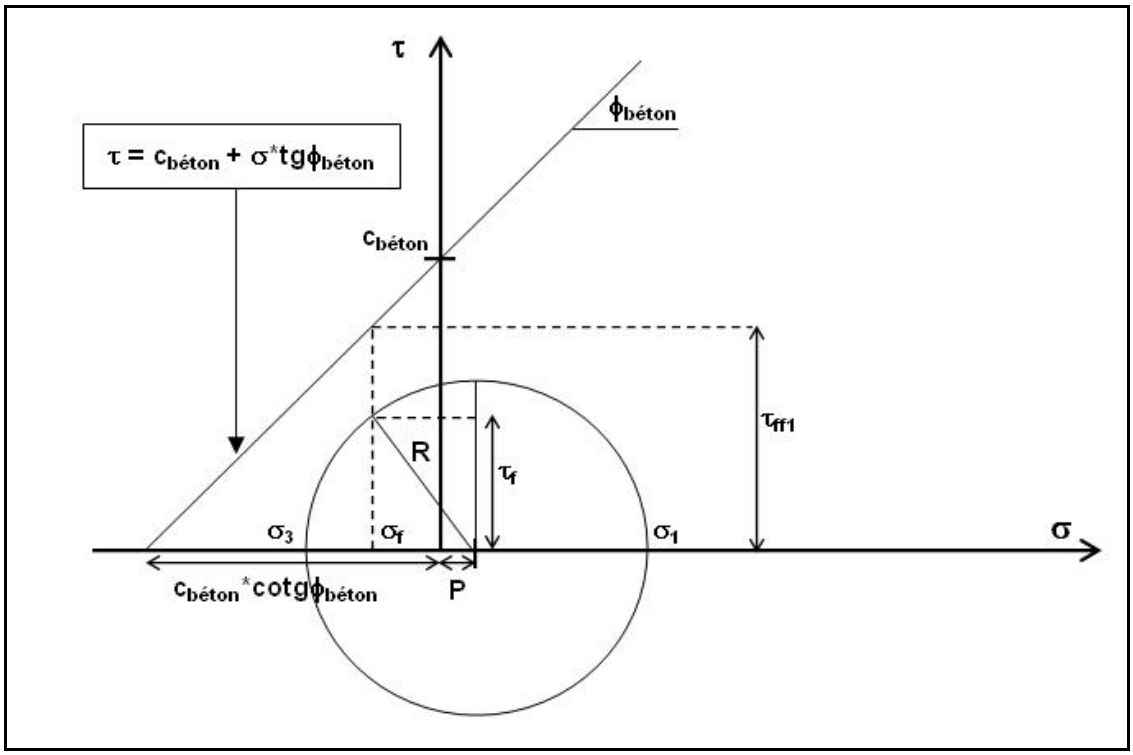


Figure 2.38 : Critère de rupture de Mohr-Coulomb.

La mise en relation du cercle de Mohr avec la droite de Coulomb nous amène à dégager un premier facteur de sécurité au cisaillement et à la flexion **FS2**. Celui-ci s'évalue au moyen de la relation 2.141 où τ_f correspond à la contrainte tangentielle au plan de rupture et τ_{ff1}, à la contrainte tangentielle au plan de rupture, à la rupture.

$$FS2 = \frac{\tau_{ff1}}{\tau_f} \qquad \textbf{2.141}$$

Afin d'évaluer τ_f et τ_{ff1}, il est nécessaire de calculer le rayon du cercle de Mohr **R**, la distance **P** séparant son centre de l'origine des axes ainsi que la contrainte normale au plan de rupture σ_f. Comme le suggère la relation 2.142, les variables **R** et **P** dépendent des contraintes principales majeure σ_1 et mineure σ_3.

$$R = \frac{|\sigma_1 - \sigma_3|}{2} \qquad P = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \qquad \textbf{2.142}$$

Les contraintes tangentielle τ_f et normale σ_f au plan de rupture se définissent comme suit :

$$\tau_f = R\cos\phi_{béton} \qquad \sigma_f = P - R\sin\phi_{béton} \qquad \textbf{2.143}$$

Enfin, la contrainte tangentielle au plan de rupture, à la rupture τ_{ff1} répond à la relation 2.144.

$$\tau_{ff1} = \sigma_f * tg\phi_{béton} + c_{béton} \qquad \textbf{2.144}$$

En associant le cercle de Mohr à la droite de Coulomb, il est possible de dégager un second facteur de sécurité au cisaillement et à la flexion **FS2'**. Ainsi que l'illustre la figure 2.39, **FS2'** correspond au rapport du rayon du cercle de Mohr prolongé perpendiculairement jusqu'à la droite de Coulomb ($\mathbf{R_{f2}}$), à ce rayon **R**. **FS2'** ne peut être qu'égal ou supérieur à 1.

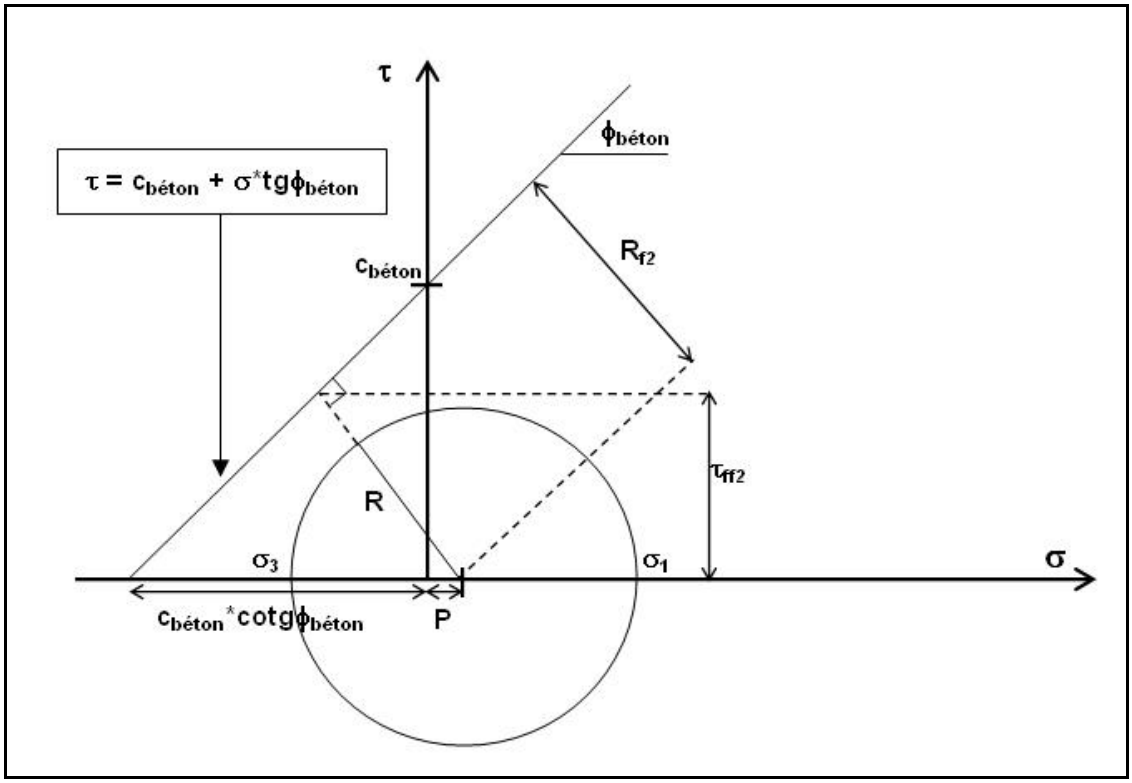


Figure 2.39 : Critère de rupture de Mohr-Coulomb associé au facteur de sécurité minimal en cisaillement et en flexion.

Cette composition à l'avantage d'identifier la plus faible valeur du facteur de sécurité associée à un *état plan de contrainte* donné. Cette méthode exprime un souci de sécurité en permettant à l'utilisateur d'inférer plus facilement la borne inférieure du facteur de sécurité relié au cisaillement et à la flexion **FS2'**. Le paramètre $\mathbf{R_{f2}}$ ainsi que le facteur de sécurité **FS2'** apparaissent aux relations 2.145 et 2.146.

2.145

$$R_{f2} = \left(c_{béton} * \cot g\phi_{béton} + P\right) * \sin\phi_{béton} = c_{béton} * \cos\phi_{béton} + P * \sin\phi_{béton}$$

$$FS2' = \frac{R_{f2}}{R} = \frac{c_{béton} * \cos\phi_{béton} + P * \sin\phi_{béton}}{\frac{|\sigma_1 - \sigma_3|}{2}}$$

$$FS2' = \frac{2c_{béton} * \cos\phi_{béton} + (\sigma_1 + \sigma_3)\sin\phi_{béton}}{|\sigma_1 - \sigma_3|} \qquad \textbf{2.146}$$

À titre d'exemple, nous présentons ici trois tableaux résumant les valeurs obtenues de **FS2** et de **FS2'** le long du rideau d'étanchéité rigide lorsque les variables du modèle prennent les valeurs du tableau 2.5. Précisons que les tableaux 2.8, 2.9 et 2.10 sont respectivement associés aux points de calcul 1, 2 et 3 des figures 2.34 et 2.35.

Notons que les valeurs apparaissant dans ces trois tableaux reflètent deux situations différentes selon que les forces issues de la poussée (eau et sol à l'amont du rideau de béton) excèdent ou non celles de la butée. Dans le premier cas, celui où les forces de la poussée excèdent celles de la butée, nous assistons à des phénomènes de compression, de traction et de cisaillement à l'origine de facteurs de sécurité variables. Dans le deuxième cas, celui où les forces de butée contrebalancent celles de la poussée, l'algorithme produit alors le signal «Butée = Poussée» et les facteurs de sécurité tendent vers l'infini.

Tableau 2.8 : Synthèse des facteurs de sécurité au cisaillement et à la flexion au niveau de l'extrémité tendue.

$\sigma_{Flex\text{-}trac} = \sigma_{Flex\text{-}sol\ butée} - \sigma_{Flex\text{-}sol\ poussé} - \sigma_{Flex\text{-}eau\ poussée}$

ϕ	63,42	°
c	4,13	Mpa

$\sigma_{Total\text{-}trac} = \sigma_{Flex\text{-}trac} + \sigma_{vert}$

$\sigma_x = \sigma_{Total\text{-}trac}$

$\sigma_y = 0$ $\quad \tau_{xy} = \tau_{total} = 0$

Calcul des facteurs de sécurité au niveau de l'extrémité tendue

(La traction sera maximale tandis que le cisaillement sera nul)

x	$\sigma_{Flex\text{-}trac}$	σ_{vert} *	$\sigma_{Total\text{-}trac}$		τ_{Total}		σ_x **	τ_{xy}	σ_1	σ_3	R	P	τ_f	σ_f	τ_{ff1}	FS2	FS2'
[m]	[kN/m²]	[kN/m²]	[kN/m²]		[kN/m²]		[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]		
0,00	0,00	15,89	15,89	En Compression	0,00	N/A	0,016	0,000	0,016	0,000	0,008	0,008	0,004	0,001	4,135	1163,065	233,607
0,50	-36,28	27,89	-8,38	En Traction	0,00	N/A	-0,008	0,000	0,000	-0,008	0,004	-0,004	0,002	-0,008	4,117	2195,052	440,177
1,00	-161,92	39,89	-122,03	En Traction	0,00	N/A	-0,122	0,000	0,000	-0,122	0,061	-0,061	0,027	-0,116	3,902	142,945	29,413
1,50	-402,15	51,89	-350,26	En Traction	0,00	N/A	-0,350	0,000	0,000	-0,350	0,175	-0,175	0,078	-0,332	3,470	44,287	9,665
2,00	-782,18	63,89	-718,28	En Traction	0,00	N/A	-0,718	0,000	0,000	-0,718	0,359	-0,359	0,161	-0,680	2,773	17,259	4,254
2,50	-1 286,09	75,89	-1 210,20	En Traction	0,00	N/A	-1,210	0,000	0,000	-1,210	0,605	-0,605	0,271	-1,146	1,842	6,803	2,162
3,00	-1 733,41	87,89	-1 645,52	En Traction	0,00	N/A	-1,646	0,000	0,000	-1,646	0,823	-0,823	0,368	-1,559	1,018	2,764	1,353
3,50	-1 902,55	99,89	-1 802,65	En Traction	0,00	N/A	-1,803	0,000	0,000	-1,803	0,901	-0,901	0,403	-1,707	0,720	1,786	1,157
4,00	-1 571,88	111,89	-1 459,99	En Traction	0,00	N/A	-1,460	0,000	0,000	-1,460	0,730	-0,730	0,327	-1,383	1,369	4,191	1,639
4,50	-519,82	123,89	-395,92	En Traction	0,00	N/A	-0,396	0,000	0,000	-0,396	0,198	-0,198	0,089	-0,375	3,384	38,202	8,447
5,00	1 475,26	135,89	1 611,15	Butée = Poussée	0,00	N/A	1,611	0,000	1,611	0,000	0,806	0,806	0,360	0,085	4,303	infini	infini
5,50	4 634,95	147,89	4 782,84	Butée = Poussée	0,00	N/A	4,783	0,000	4,783	0,000	2,391	2,391	1,070	0,253	4,638	infini	infini
6,00	9 180,86	159,89	9 340,76	Butée = Poussée	0,00	N/A	9,341	0,000	9,341	0,000	4,670	4,670	2,090	0,494	5,120	infini	infini
6,50	15 334,60	171,89	15 506,49	Butée = Poussée	0,00	N/A	15,506	0,000	15,506	0,000	7,753	7,753	3,469	0,819	5,771	infini	infini
7,00	23 317,77	183,89	23 501,66	Butée = Poussée	0,00	N/A	23,502	0,000	23,502	0,000	11,751	11,751	5,257	1,242	6,615	infini	infini
7,50	33 351,98	195,89	33 547,87	Butée = Poussée	0,00	N/A	33,548	0,000	33,548	0,000	16,774	16,774	7,505	1,772	7,676	infini	infini
8,00	45 658,82	207,89	45 866,72	Butée = Poussée	0,00	N/A	45,867	0,000	45,867	0,000	22,933	22,933	10,260	2,423	8,977	infini	infini

* Compression verticale

** Afin de satisfaire aux équations, la traction doit être négative et la compression positive

Tableau 2.9 : Synthèse des facteurs de sécurité au cisaillement et à la flexion à e/2.

$\tau_{total} = \tau_{sol\ poussée} - \tau_{sol\ butée} + \tau_{eau\ poussée}$

$\sigma_x = \sigma_{vert}$

Calcul des facteurs de sécurité à e/2

(La traction sera nulle tandis que le cisaillement sera maximal)

X [m]	σ_{vert} [kN/m²]	τ_{Total} [kN/m²]		σ_x [MPa]	τ_{xy} [MPa]	σ_1 [MPa]	σ_3 [MPa]	R [MPa]	P [MPa]	τ_f [MPa]	σ_f [MPa]	τ_{ff1} [MPa]	FS2	FS2'
0,00	15,89	0,00	Cisaillement	0,016	0,000	0,016	0,000	0,008	0,008	0,004	0,001	4,135	1163,065	233,607
0,50	27,89	23,40	Cisaillement	0,028	0,023	0,041	-0,013	0,027	0,014	0,012	-0,010	4,112	337,467	68,350
1,00	39,89	54,48	Cisaillement	0,040	0,054	0,078	-0,038	0,058	0,020	0,026	-0,032	4,069	156,778	32,182
1,50	51,89	93,25	Cisaillement	0,052	0,093	0,123	-0,071	0,097	0,026	0,043	-0,061	4,012	92,648	19,345
2,00	63,89	139,70	Cisaillement	0,064	0,140	0,175	-0,111	0,143	0,032	0,064	-0,096	3,941	61,464	13,103
2,50	75,89	156,23	Cisaillement	0,076	0,156	0,199	-0,123	0,161	0,038	0,072	-0,106	3,922	54,521	11,713
3,00	87,89	105,21	Cisaillement	0,088	0,105	0,158	-0,070	0,114	0,044	0,051	-0,058	4,017	78,751	16,563
3,50	99,89	-13,36	Butée = Poussée	0,100	-0,013	0,102	-0,002	0,052	0,050	0,023	0,004	4,141	infini	infini
4,00	111,89	-199,47	Butée = Poussée	0,112	-0,199	0,263	-0,151	0,207	0,056	0,093	-0,129	3,875	infini	infini
4,50	123,89	-453,13	Butée = Poussée	0,124	-0,453	0,519	-0,395	0,457	0,062	0,205	-0,347	3,439	infini	infini
5,00	135,89	-774,33	Butée = Poussée	0,136	-0,774	0,845	-0,709	0,777	0,068	0,348	-0,627	2,879	infini	infini
5,50	147,89	-1 163,08	Butée = Poussée	0,148	-1,163	1,239	-1,091	1,165	0,074	0,521	-0,968	2,197	infini	infini
6,00	159,89	-1 619,37	Butée = Poussée	0,160	-1,619	1,701	-1,541	1,621	0,080	0,725	-1,370	1,394	infini	infini
6,50	171,89	-2 143,21	Butée = Poussée	0,172	-2,143	2,231	-2,059	2,145	0,086	0,960	-1,832	0,470	infini	infini
7,00	183,89	-2 734,59	Butée = Poussée	0,184	-2,735	2,828	-2,644	2,736	0,092	1,224	-2,355	-0,575	infini	infini
7,50	195,89	-3 393,52	Butée = Poussée	0,196	-3,394	3,493	-3,297	3,395	0,098	1,519	-2,938	-1,740	infini	infini
8,00	207,89	-4 119,99	Butée = Poussée	0,208	-4,120	4,225	-4,017	4,121	0,104	1,844	-3,582	-3,027	infini	infini

Tableau 2.10 : Synthèse des facteurs de sécurité au cisaillement et à la flexion au niveau de l'extrémité compressée.

$\sigma_{Flex\text{-}comp} = -\sigma_{Flex\text{-}sol\ butée} + \sigma_{Flex\text{-}sol\ poussé} + \sigma_{Flex\text{-}eau\ poussée}$

$\sigma_{Total\text{-}comp} = \sigma_{Flex\text{-}comp} + \sigma_{vert}$

$\sigma_x = \sigma_{Total\text{-}trac}$

$\sigma_y = 0$ $\tau_{xy} = \tau_{total} = 0$

Calcul des facteurs de sécurité au niveau de l'extrémité compressée

(La compression sera maximale tandis que le cisaillement sera nul)

x [m]	$\sigma_{Flex\text{-}comp}$ [kN/m²]	σ_{vert} * [kN/m²]	$\sigma_{Total\text{-}comp}$ [kN/m²]		τ_{Total} [kN/m²]		σ_x ** [MPa]	τ_{xy} [MPa]	σ_1 [MPa]	σ_3 [MPa]	R [MPa]	P [MPa]	τ_f [MPa]	σ_f [MPa]	τ_{ff1} [MPa]	FS2	FS2'
0,00	0,00	15,89	15,89	En Compression	0,00	N/A	0,016	0,000	0,016	0,000	0,008	0,008	0,004	0,001	4,135	1163,065	233,607
0,50	36,28	27,89	64,17	En Compression	0,00	N/A	0,064	0,000	0,064	0,000	0,032	0,032	0,014	0,003	4,140	288,400	58,528
1,00	161,92	39,89	201,81	En Compression	0,00	N/A	0,202	0,000	0,202	0,000	0,101	0,101	0,045	0,011	4,154	92,023	19,220
1,50	402,15	51,89	454,04	En Compression	0,00	N/A	0,454	0,000	0,454	0,000	0,227	0,227	0,102	0,024	4,181	41,165	9,040
2,00	782,18	63,89	846,07	En Compression	0,00	N/A	0,846	0,000	0,846	0,000	0,423	0,423	0,189	0,045	4,222	22,310	5,266
2,50	1 286,09	75,89	1 361,98	En Compression	0,00	N/A	1,362	0,000	1,362	0,000	0,681	0,681	0,305	0,072	4,277	14,038	3,610
3,00	1 733,41	87,89	1 821,31	En Compression	0,00	N/A	1,821	0,000	1,821	0,000	0,911	0,911	0,407	0,096	4,325	10,617	2,925
3,50	1 902,55	99,89	2 002,44	En Compression	0,00	N/A	2,002	0,000	2,002	0,000	1,001	1,001	0,448	0,106	4,345	9,699	2,741
4,00	1 571,88	111,89	1 683,78	En Compression	0,00	N/A	1,684	0,000	1,684	0,000	0,842	0,842	0,377	0,089	4,311	11,445	3,091
4,50	519,82	123,89	643,71	En Compression	0,00	N/A	0,644	0,000	0,644	0,000	0,322	0,322	0,144	0,034	4,201	29,175	6,640
5,00	-1 475,26	135,89	-1 339,37	Butée = Poussée	0,00	N/A	-1,339	0,000	0,000	-1,339	0,670	-0,670	0,300	-1,269	1,597	infini	infini
5,50	-4 634,95	147,89	-4 487,06	Butée = Poussée	0,00	N/A	-4,487	0,000	0,000	-4,487	2,244	-2,244	1,004	-4,250	-4,362	infini	infini
6,00	-9 180,86	159,89	-9 020,97	Butée = Poussée	0,00	N/A	-9,021	0,000	0,000	-9,021	4,510	-4,510	2,018	-8,544	-12,947	infini	infini
6,50	-15 334,60	171,89	-15 162,71	Butée = Poussée	0,00	N/A	-15,163	0,000	0,000	-15,163	7,581	-7,581	3,392	-14,362	-24,575	infini	infini
7,00	-23 317,77	183,89	-23 133,88	Butée = Poussée	0,00	N/A	-23,134	0,000	0,000	-23,134	11,567	-11,567	5,175	-21,912	-39,667	infini	infini
7,50	-33 351,98	195,89	-33 156,08	Butée = Poussée	0,00	N/A	-33,156	0,000	0,000	-33,156	16,578	-16,578	7,417	-31,404	-58,643	infini	infini
8,00	-45 658,82	207,89	-45 450,93	Butée = Poussée	0,00	N/A	-45,451	0,000	0,000	-45,451	22,725	-22,725	10,167	-43,050	-81,921	infini	infini

* Compression verticale

** Afin de satisfaire aux équations, la traction doit être négative et la compression positive

2.5 L'algorithme et les procédures

Dans ce chapitre nous avons présenté et argumenté un modèle susceptible de traduire le comportement d'une digue hybride (rideau rigide et remblai) lorsqu'elle est soumise à un déversement. Ce modèle aux éléments hydrauliques, géotechniques et structuraux a l'avantage d'analyser simultanément la sécurité reliée au glissement, au cisaillement et à la flexion tout en pointant le facteur minimal. Le modèle est complexe et son algorithme doit être utilisé avec soin de façon à ce que les opérations s'enchaînent correctement. Pour cette raison, nous l'avons accompagné de procédures et d'un ordinogramme.

2.5.1 Le calcul du facteur de sécurité minimal par itération

La recherche itérative du facteur de sécurité minimal s'initie par la transmission au modèle des variables dimensionnelles de la digue et de ses paramètres géotechniques, hydrauliques et structuraux. L'utilisateur doit transmettre les dimensions initiales de la digue, non altérées par l'érosion, car elles sont reliées au temps zéro, au nombre d'itérations et au nombre de ruptures du rideau. Il faut ensuite déterminer le facteur de sécurité minimal au glissement **FS1**. Cette étape requiert l'utilisation de plans de glissement équidistants sur toute la hauteur du rideau. Bien que l'équidistance soit une matière de choix, la fréquence des plans doit tout de même permettre une localisation nette du facteur minimal au glissement. Si **FS1** est inférieur ou égal à l'unité, nous considérons alors la digue comme perdue, calculons le débit maximal de brèche $\mathbf{Q_{bmax}}$ et mettons fin à la simulation. Le nombre d'itérations, de ruptures du rideau ainsi que le temps total sont alors connus et l'hydrogramme de rupture est tracé en conséquence.

Si **FS1** est supérieur à 1, nous portons notre attention sur le rideau de béton et en calculons son facteur de sécurité au cisaillement et à la flexion **FS2/FS2'**. Si **FS2/FS2'** est supérieur à l'unité, le rideau tient et permet la progression de l'érosion. Des valeurs

de **FS2** et **FS2'** inférieures ou égales à l'unité signifient la fracture du rideau à la profondeur **x**. Si la cote de la fracture coïncide avec celle du pied amont de la digue, nous la considérons perdue. Nous calculons le débit maximal de brèche $\mathbf{Q_{bmax}}$ puis traçons l'hydrogramme de rupture. Par contre, si la cote de la fracture ne coïncide pas avec celle du pied amont, la portion fracturée du rideau est emportée par l'écoulement et l'érosion poursuit sont cours. Le nombre de ruptures du rideau augmente alors de un.

Lorsque la digue tient et que l'érosion progresse le long du talus aval, l'utilisateur est appelé à accroître la valeur des variables d'érosion **Hem**, **Hev**, **Δh1** et **Δh2**. Il lui incombe de sélectionner des valeurs assurant une homogénéité d'érosion. Il doit aussi ajuster l'épaisseur de la lame d'eau déversante en fonction des variables d'érosion ou de la cote du rideau, fracturé ou non. Cet ajustement à pour but d'évaluer le débit de brèche $\mathbf{Q_b}$, puis le débit sédimentaire $\mathbf{q_s}$. La variation du profil de la digue consécutive à l'érosion ainsi que la connaissance du débit sédimentaire $\mathbf{q_s}$ rendent possible le calcul de l'intervalle de temps **Δt**. L'intervalle **Δt** correspond au temps requis par l'écoulement pour passer d'une série de variables d'érosion à une autre, plus profonde. À cet instant, la première itération prend fin, le temps de simulation est incrémenté de **Δt** et le calcul du facteur de sécurité au glissement recommence. Une deuxième itération s'amorce et l'algorithme se poursuit jusqu'à ce que la cote du pied amont soit atteinte.

2.5.2 L'ordinogramme

L'algorithme a été activé au moyen du logiciel informatique **Excel XP 2003** de Microsoft dont l'ordinogramme apparaît à la figure 2.40. L'ordinogramme représente graphiquement l'enchaînement des opérations et comporte deux compteurs, **i** et **j**, une variable de temps **t** ainsi que trois opérateurs logiques de type binaire. À sa sortie, il renvoie le nombre d'itérations **i**, le nombre de ruptures du rideau rigide **j**, le temps de destruction de l'ouvrage **t** et trace l'hydrogramme de rupture.

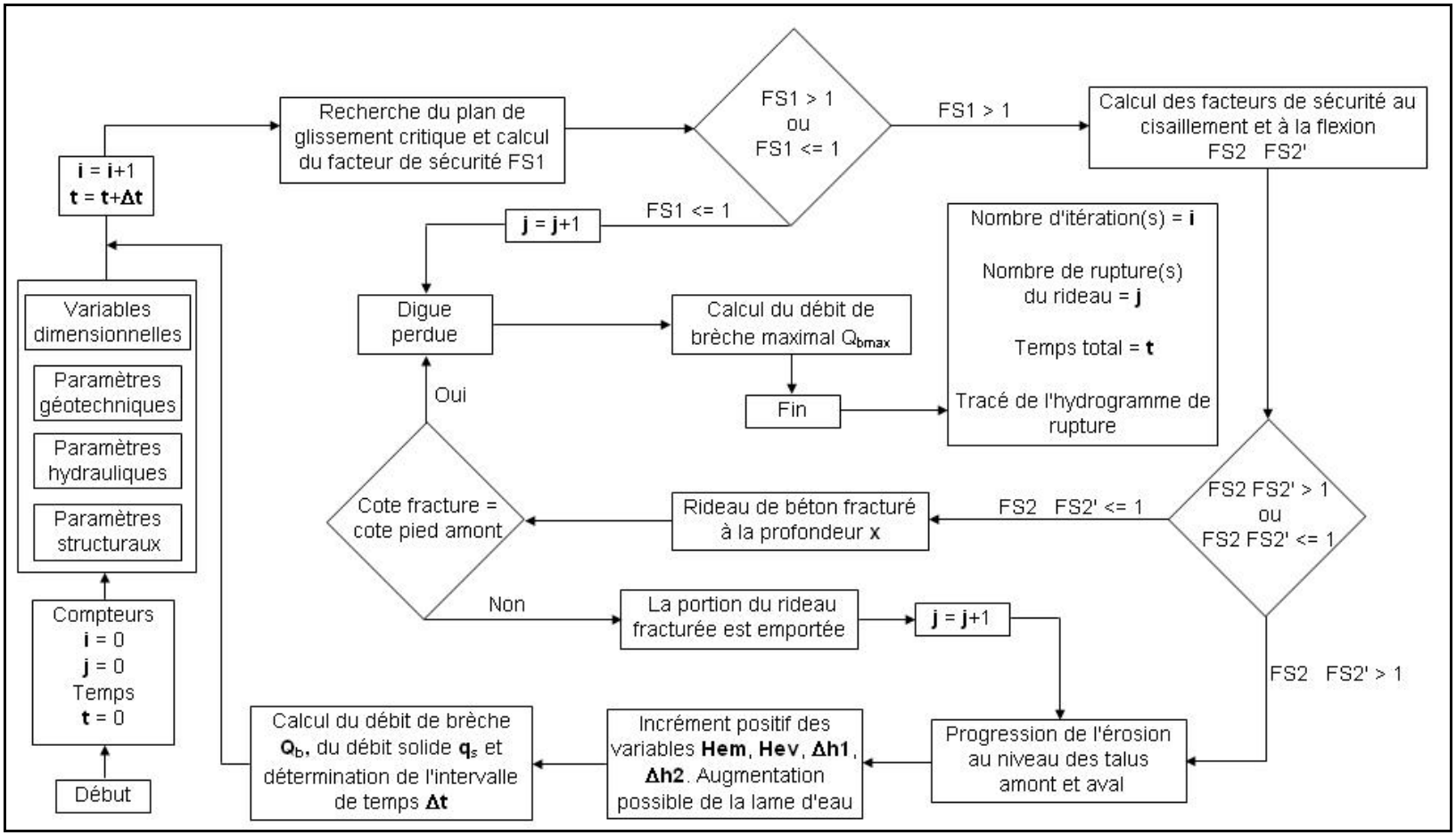


Figure 2.40 : Ordinogramme illustrant la recherche du facteur de sécurité minimal d'une digue hybride.

Chapitre 3 : L'expérimentation en laboratoire et l'évaluation du modèle comportemental Moncouche

3.1 Introduction : les contraintes, les microdéformations et la loi de Hooke

Au chapitre précédent, nous avons défini un modèle comportemental susceptible de rendre compte de la réaction d'une digue hybride de type remblai-rideau rigide lorsqu'elle est soumise à un déversement. Le modèle Moncouche, nous le savons, à ceci de particulier qu'il incorpore aux facteurs hydrauliques et géotechniques de stabilité générale de l'ouvrage, un volet structural de cisaillement et de flexion relié à son principal élément d'étanchéité. Il faut maintenant nous assurer de sa pertinence au moyen d'une confrontation avec la réalité. Pour des raisons pratiques et scientifiques de contrôle des variables et de reproductibilité des résultats, nous avons opté pour l'expérimentation en laboratoire. Nous avons choisi de nous inspirer de la digue Moncouche en construisant un montage, d'échelle réduite, constitué d'un remblai et d'un rideau central rigide doté de capteurs de microdéformations. Or, de par son volet structural et par l'intermédiaire de la loi de Hooke, le modèle Moncouche permet l'association des contraintes en flexion qui ne sont pas directement mesurables à des microdéformations qui, elles, le sont. L'équation 3.1 expose cette relation où **ε** représente les microdéformations et **E** le module d'Young de l'élément rigide.

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} \qquad \textbf{3.1}$$

Rappelons qu'une microdéformation est un rapport de son allongement à sa longueur initiale d'ordre de grandeur 10^{-6}. Une microdéformation s'exprime au moyen d'un

nombre. Plus le rapport d'allongement à la longueur initiale est élevé, plus le nombre de microdéformations est important. Nous sommes désormais en mesure d'attacher l'expérience en laboratoire au modèle comportemental, d'en évaluer les écarts, de juger de sa valeur. Un modèle pertinent nous permettra d'extrapoler, de prévoir les comportements *in situ*, de quantifier les facteurs de sécurité.

3.2 La description du montage expérimental

Nous exposons dans cette section les raisons qui ont présidé au choix des dimensions et des caractéristiques de notre montage expérimental. Afin d'éviter d'alourdir la présentation, nous avons consigné le détail de la réalisation des essais au protocole de laboratoire apparaissant à l'annexe A.

3.2.1 Le canal d'écoulement

Le montage expérimental est construit au sein d'un canal d'écoulement horizontal haut de 75,5 cm (30 pouces), large de 45,72 cm (18 pouces) et effectivement long de 6 m (20 pieds). Fonctionnant en circuit fermé, le canal s'alimente en eau à un réservoir surélevé dont les apports sont assurés par une pompe centrifuge. L'admission d'eau au canal est contrôlée par deux vannes manuelles. Le débit transmis par le réservoir transite d'abord par un bassin, plus petit, situé à l'amont du canal. Une fois stabilisée, l'eau est acheminée vers le canal par l'entremise d'un déversoir parabolique à paroi mince.

3.2.2 Le choix du facteur d'échelle et la forme générale du montage

De manière générale, un facteur d'échelle $\mathbf{L_r}$ s'exprime par le rapport d'une dimension caractéristique du montage $\mathbf{L_m}$ à la dimension correspondante du prototype $\mathbf{L_p}$, en l'occurrence la digue *in situ* (équation 3.2).

$$L_r = L_m / L_p \qquad \textbf{3.2}$$

La représentation des facteurs d'échelle relatifs aux trois dimensions s'effectue à l'aide des variables $\mathbf{X_r}$, $\mathbf{Y_r}$ et $\mathbf{Z_r}$, respectivement associées à la largeur, à la longueur et à la hauteur de la digue (Raghunath, 1967) (Sharp, 1981). Selon l'espace disponible en laboratoire, les facteurs d'échelle prennent des valeurs comprises en zéro et un. Dans notre cas, c'est le canal d'écoulement qui limite les dimensions maximales du montage. Il nous appartient de sélectionner un facteur d'échelle exploitant au maximum l'espace imparti par le canal. De manière à éviter toute distorsion, le facteur d'échelle doit, en plus, être commun aux trois dimensions.

La largeur du canal ne permettant pas une représentation convenable en longueur de la digue Moncouche (181 m), nous devons ici recourir à une largeur unitaire d'un mètre rendant du même coup $\mathbf{Y_r}$ libre de prendre une quelconque valeur. La dimension la plus restrictive du canal étant sa hauteur, c'est elle qui dicte le facteur d'échelle à utiliser. Afin de permettre le rehaussement du montage et une variation de l'épaisseur de la lame d'eau déversante, nous retranchons 15 cm de la hauteur totale du canal disponible au montage. Puisque la hauteur maximale séparant la cote en crête de la digue Moncouche, dans son état rehaussé, du pied de son écran de palplanches est de 22,8 m, nous évaluons le facteur d'échelle $\mathbf{Z_r}$, de même que celui du montage entier, comme suit :

$$Z_r = X_r = Y_r = \frac{(0{,}755 - 0{,}15)}{22{,}8} = \frac{0{,}605}{22{,}8} = \frac{1}{38} \cong \frac{1}{40} \qquad \textbf{3.3}$$

Selon l'état en 1995 ou l'état de rehaussement prévu en 2002 de la digue Moncouche, le tableau 3.1 résume les dimensions *in situ* et à l'échelle. La forme générale du montage provient de deux caissons de bois de 15,24 cm (6 pouces) de largeur placés à la verticale dans le canal d'écoulement. Les dimensions des caissons sont illustrées aux figures 3.1 et 3.2. Le rideau central est fixé au fond du canal au moyen d'une cornière.

Tableau 3.1 : Dimensions de la digue Moncouche et du montage expérimental.

Éléments	1995 *in situ* (m)	1995 échelle 1 : 40 (cm)	Proposé 2002 *in situ* (m)	Proposé 2002 échelle 1 : 40 (cm)
Largeur crête	3,05	7,6	5,0	12,5
Hauteur du sol coiffant le rideau	1,55	3,9	1,5	3,8
Hauteur du rideau	19,5	48,8	21,3	53,2
Hauteur du talus aval	3,0	7,5	3,0	7,5
Longueur du talus aval	7,5	18,8	7,5	18,8
Longueur du replat	45,0	113,0	45,2	113,0

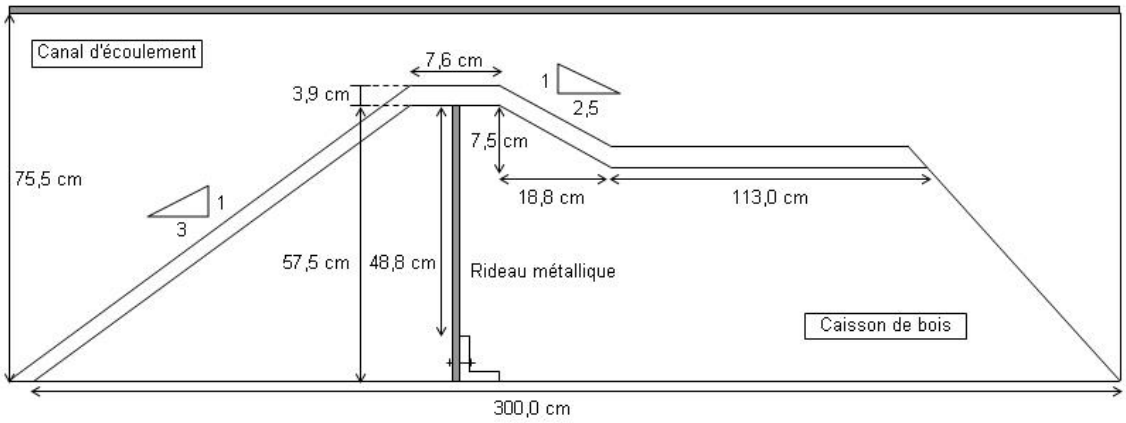


Figure 3.1 : Forme générale du montage expérimental représentatif de la digue Moncouche dans son état de 1995.

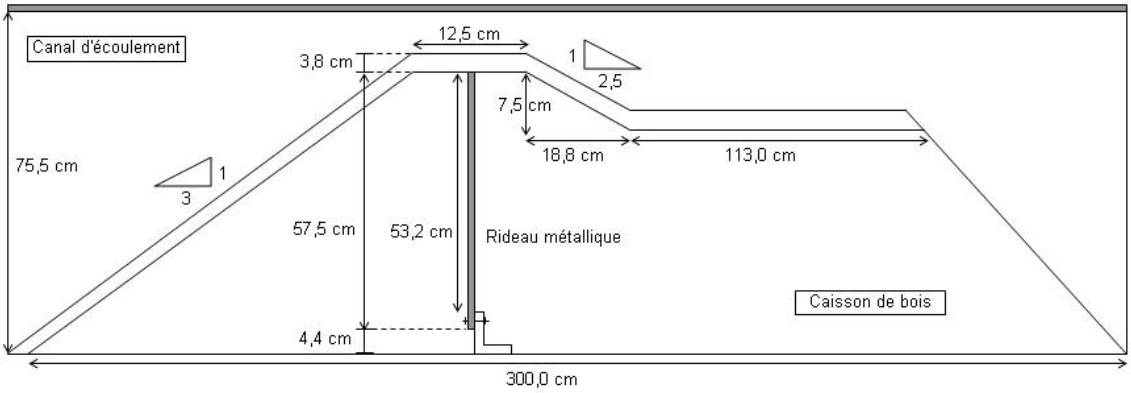


Figure 3.2 : Forme générale du montage expérimental représentatif de la digue Moncouche dans son état de rehaussement projeté de 2002.

3.2.3 Le rideau métallique

L'objectif n'étant pas d'observer la rupture du rideau mais plutôt d'étudier les états de contraintes en confrontant les microdéformations prédites par le modèle comportemental à celles enregistrées au montage, nous choisissions de représenter le rideau d'étanchéité bétonné de la digue Moncouche par un rideau d'aluminium de type 6061-T6. Nous écartons l'utilisation du béton car la rupture du rideau nécessite la préparation d'un mélange d'eau et de ciment, l'ajout d'adjuvants, l'utilisation de coffrages et l'attente du mûrissement entre chacun des essais. Un rideau d'aluminium n'est assujetti à aucun de ces inconvénients puisqu'il s'usine facilement, ne rouille pas et surtout, permet une réutilisation des jauges de microdéformations. Compte tenu des dimensions du canal d'écoulement et de la dimension des caissons, la hauteur et la largeur du rideau métallique sont respectivement de 57,5 cm et de 15,24 cm (6 pouces). Nous optons pour une épaisseur du rideau de 3,18 mm (1/8 de pouce) de manière à ce que les efforts agissants génèrent un nombre suffisant de microdéformations. Les propriétés de l'aluminium 6061-T6 sont énumérées au tableau 3.2 où $\mathbf{S_u}$, $\mathbf{S_y}$, ν et α correspondent respectivement à la limite ultime, à la limite élastique, au coefficient de Poisson et à la dilatation thermique.

Tableau 3.2 : Propriétés de l'aluminium 6061-T6.

S_u	310 MPa
S_y	275 MPa
E	72 GPa
ν	0,32
ρ	2 800 kg/m³
α	$22x10^{-6}$ 1/C°

3.2.4 Le choix des jauges et leur disposition

Dans le but d'enregistrer et de quantifier les contraintes au sein du rideau d'aluminium, nous avons eu recours à cinq jauges de mesure de microdéformations «Precision Sensors» de la firme **VISHAY**. Compensées thermiquement afin de prendre en compte la dilatation de l'aluminium, les cinq jauges présentent un facteur d'ajustement de 2,115 ± 0,5 % à 24°C. Les jauges sont disposées au centre du rideau à des distances de 0,5 cm, 16,2 cm, 32,5 cm, 46,3 cm et 50,5 cm par rapport à son extrémité libre. Respectivement identifiées par **A**, **B**, **C**, **D** et **E**, les positions des jauges sont illustrées à la figure 3.3.

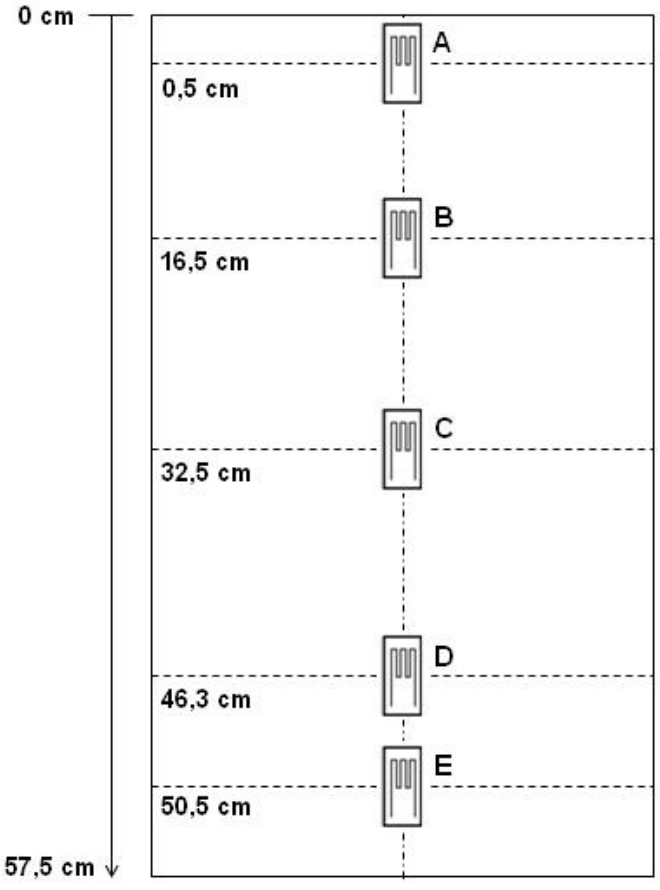


Figure 3.3 : Disposition des jauges «Precision Sensors» le long du rideau d'aluminium.

Les jauges sont reliées à une station d'acquisition «Model P3 Strain Indicator and Recorder» de **VISHAY**. Ce type de stations ne relie que quatre jauges à la fois. Pour cette raison, nous utilisons les groupes de jauges **A**, **B**, **C**, **D** ou **B**, **C**, **D**, **E** selon que le montage corresponde à l'état de 1995 ou à l'état rehaussé prévu (2002) de la digue Moncouche.

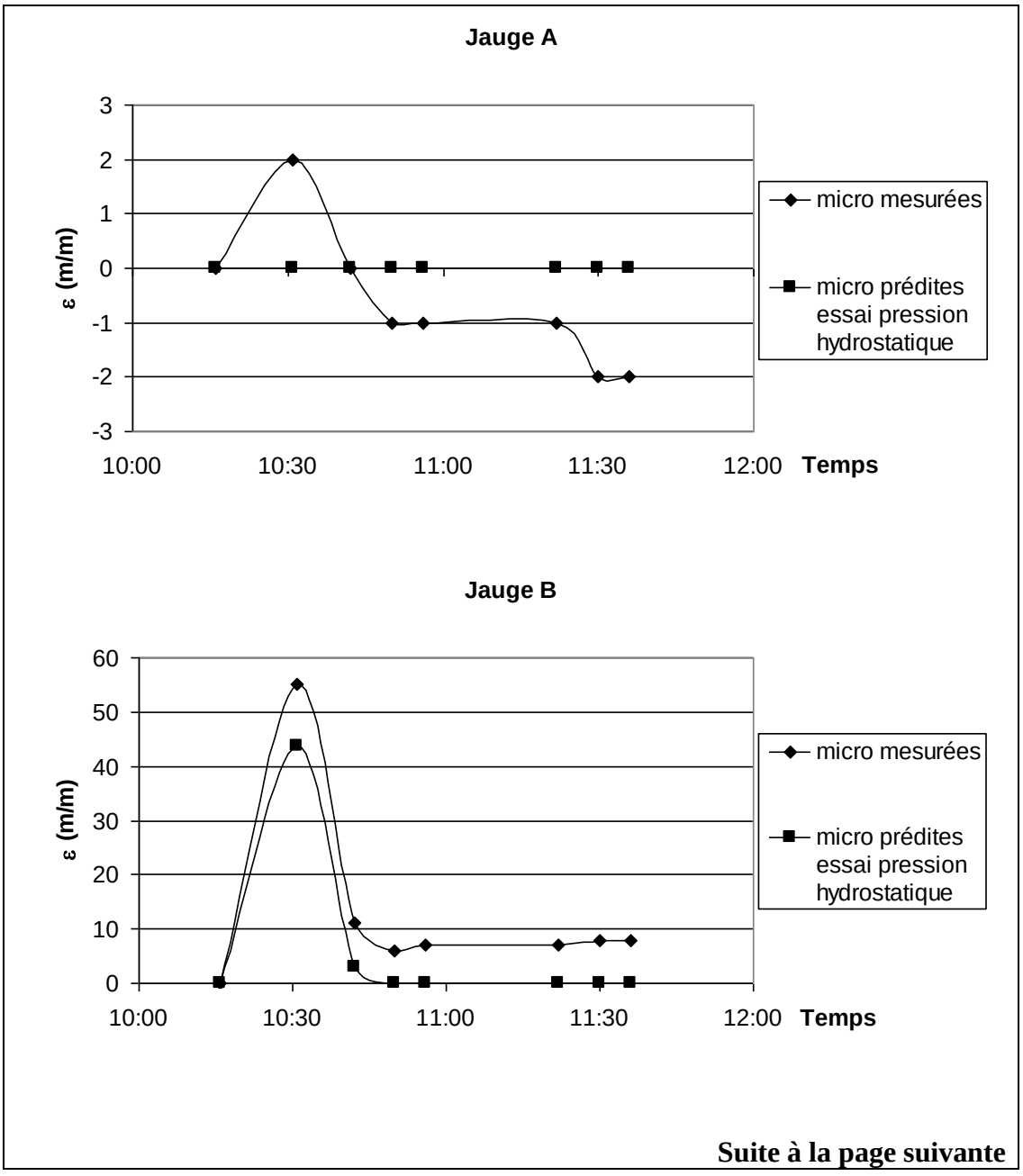
3.2.5 La validation des jauges : l'essai de pression hydrostatique du 11 novembre 2008

Après installation, les caissons et le rideau d'aluminium sont recouverts d'une fine membrane imperméable de polythène visant à contrer les fuites et la formation de renards. Avant d'ajouter le sol au montage et de le compacter, il importe de vérifier l'étanchéité de la membrane et surtout, le bon fonctionnement des jauges. Pour ce faire, il nous faut élever graduellement le niveau d'eau à l'amont du montage jusqu'à l'atteinte de la tête du rideau. La réussite de l'essai de pression hydrostatique valide la première étape du montage et donne un aperçu des prédictions issues du modèle comportemental. La comparaison entre les microdéformations observées et prédites apparaît au tableau 3.3 de même qu'à la figure 3.4. Quant aux écarts relatifs de prédiction, ils sont illustrés à la figure 3.5. Nous définissons l'écart relatif de prédiction comme étant la différence absolue entre les microdéformations prédites et mesurées à une jauge, divisée par le nombre maximal de microdéformations mesuré à la même jauge, multiplié par cent.

$$\%\ \acute{E}cart_{préd\text{-}jauge} = \left[\frac{\left\| \varepsilon_{prédites} - \varepsilon_{mesurées} \right\|_{jauge}}{Max\left(\varepsilon_{mesurées}\right)_{jauge}} \right] * 100 \qquad \textbf{3.4}$$

Tableau 3.3 : Comparaison des microdéformations mesurées et prédites en fonction du temps et de la hauteur d'eau – Essai de pression hydrostatique du 11 novembre 2008.

Temps absolu	Hauteur d'eau prise à l'aide d'une pointe		Jauge A Position : 0,5 cm		Jauge B Position : 16,2 cm		Jauge C Position : 32,5 cm		Jauge D Position : 46,3 cm	
			$\varepsilon_{A\ mesurées}$	$\varepsilon_{A\ prédites}$	$\varepsilon_{B\ mesurées}$	$\varepsilon_{B\ prédites}$	$\varepsilon_{C\ mesurées}$	$\varepsilon_{C\ prédites}$	$\varepsilon_{D\ mesurées}$	$\varepsilon_{D\ prédites}$
	[cm]	[m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]
10:16:00	28,40	0,284	0	0	0	0	0	0,5	70	68,8
10:31:00	56,10	0,561	2	0	55	43,8	370	406,6	1120	1223,5
10:42:00	47,30	0,473	0	0	11	2,9	168	149,9	646	635,9
10:50:00	36,40	0,364	-1	0	6	0	37	20,0	222	216,3
10:56:00	32,00	0,320	-1	0	7	0	23	4,6	132	121,6
11:22:00	25,07	0,251	-1	0	7	0	20	0	47	36,1
11:30:00	20,77	0,208	-2	0	8	0	23	0	27	11,9
11:36:00	18,10	0,181	-2	0	8	0	22	0	17	4,4



Suite à la page suivante

Figure 3.4 : Évolution des microdéformations mesurées et prédites selon les jauges A,B,C,D – Essai de pression hydrostatique du 11 novembre 2008.

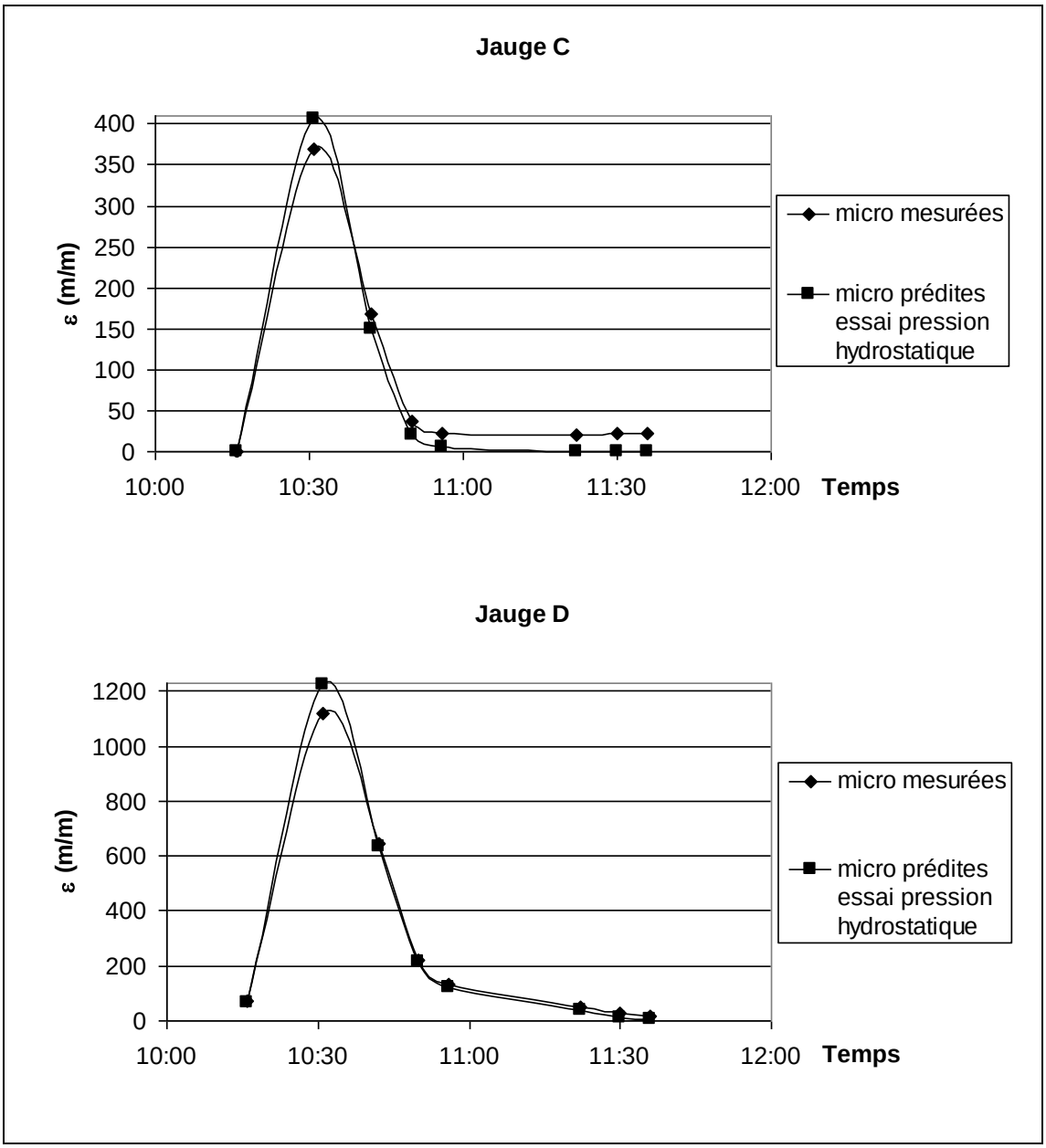


Figure 3.4 (suite) : Évolution des microdéformations mesurées et prédites selon les jauges A,B,C,D – Essai de pression hydrostatique du 11 novembre 2008.

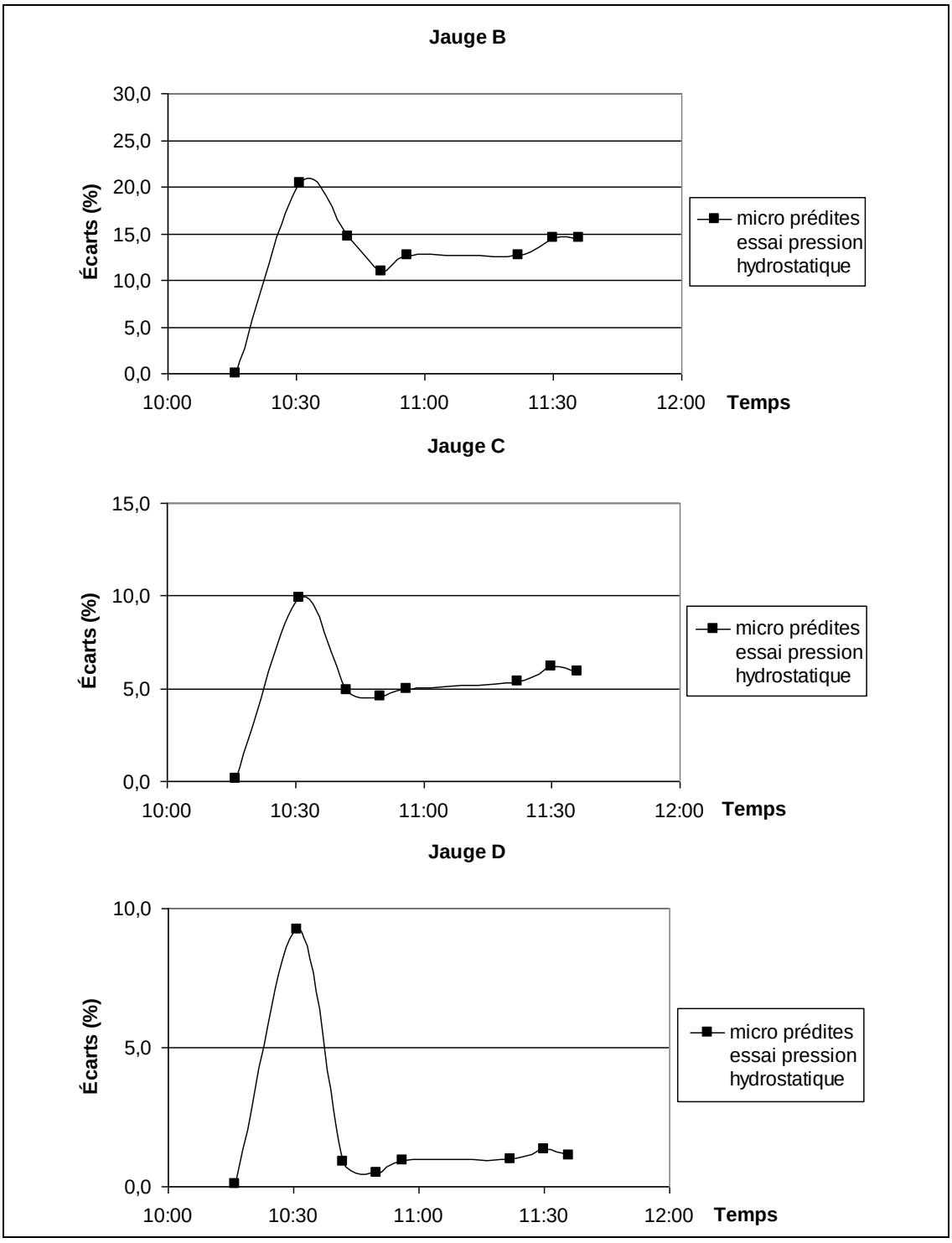


Figure 3.5 : Évolution des écarts relatifs de prédiction selon les jauges B,C,D – Essai de pression hydrostatique du 11 novembre 2008.

Tout au long de l'essai, nous constatons que les microdéformations enregistrées se rapprochent de celles anticipées par le modèle comportemental. À la jauge **B**, le pourcentage d'écart dépasse à peine les 20 % tandis qu'il demeure sous la barre des 10 % aux jauges **C** et **D**. Ces écarts pourraient être attribuables à la présence de la membrane étanche. Nous considérons ces résultats comme probants ce qui nous amène à passer à l'étape suivante, celle de l'ajout de sol.

3.2.6 Le choix du revêtement, la granulométrie et le compactage

Cette étape consiste à habiller le montage d'un revêtement granulaire. Nous optons pour un sable 0 – 2,5 mm Bauval de Saint-Jérôme parce qu'il est à la fois en mesure de développer complètement une turbulence lors d'un déversement et donc de se comporter d'une manière similaire au revêtement *in situ* lorsque soumis à l'érosion.

En pratique, le nombre de Reynolds d'un écoulement en conduite fermée est quatre fois plus élevé que celui d'un écoulement en rivière. Il suffit de diviser par quatre le nombre de Reynolds issu du diagramme de Moody pour prédire le régime d'un écoulement à surface libre. En nous reportant à la figure 3.6, nous voyons que la turbulence la plus facilement développée correspond à une valeur **ε/D** de 0,05. Le nombre de Reynolds associé à la conduite fermée est alors de 17 000 et par conséquent de 4 250 dans le cas de l'écoulement à surface libre. En conduite fermée, **ε** et **D** correspondent à la rugosité standard du matériau constitutif de la conduite ainsi qu'à son diamètre. En surface libre, nous assimilons ces valeurs **ε** et **D** à $\mathbf{d_{50}}$ (diamètre des grains du sol à 50 % de passant) ainsi qu'à la profondeur de l'écoulement $\mathbf{h_{eau}}$. En supposant une épaisseur de lame d'eau déversante au montage de 2,5 cm, nous pouvons estimer le diamètre minimal $\mathbf{d_{50}}$ assurant la turbulence de l'écoulement à 1,25 mm (équation 3.5).

$$0{,}05 = \frac{\varepsilon}{D} = \frac{d_{50}}{h_{eau}} = \frac{d_{50}}{0{,}025m} \qquad d_{50} = 1{,}25 \text{ mm} \qquad \textbf{3.5}$$

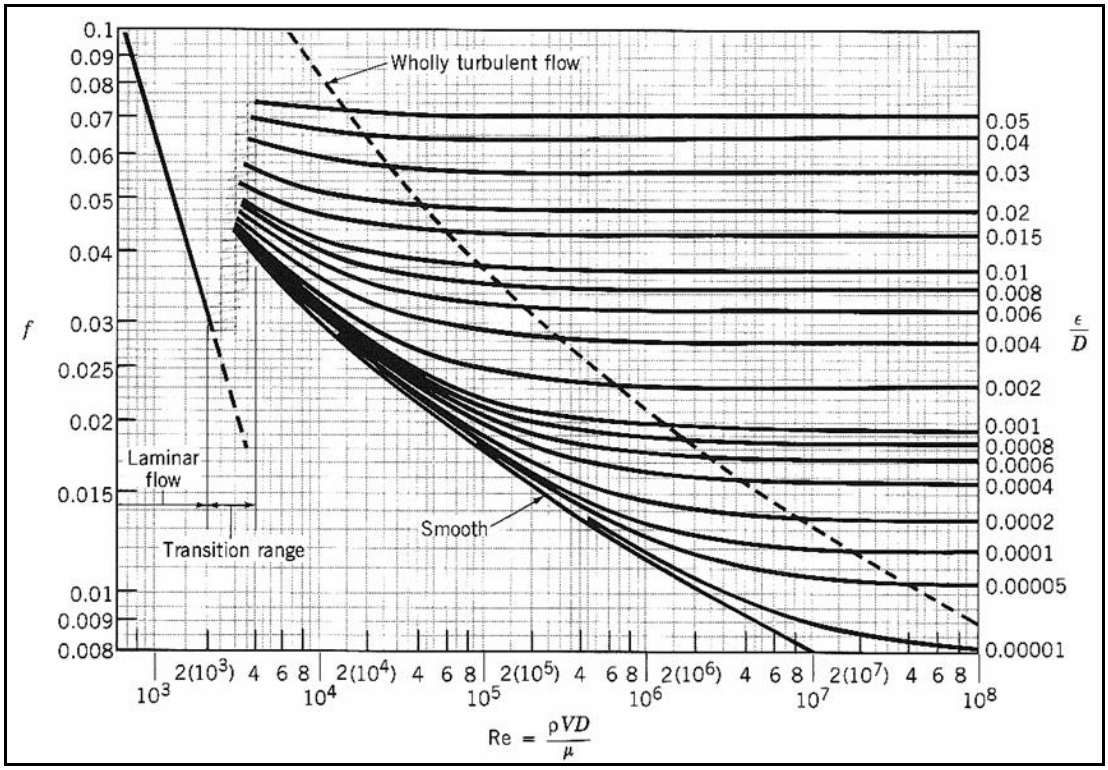


Figure 3.6 : Diagramme de Moody (Paraschivoiu et al., 2003).

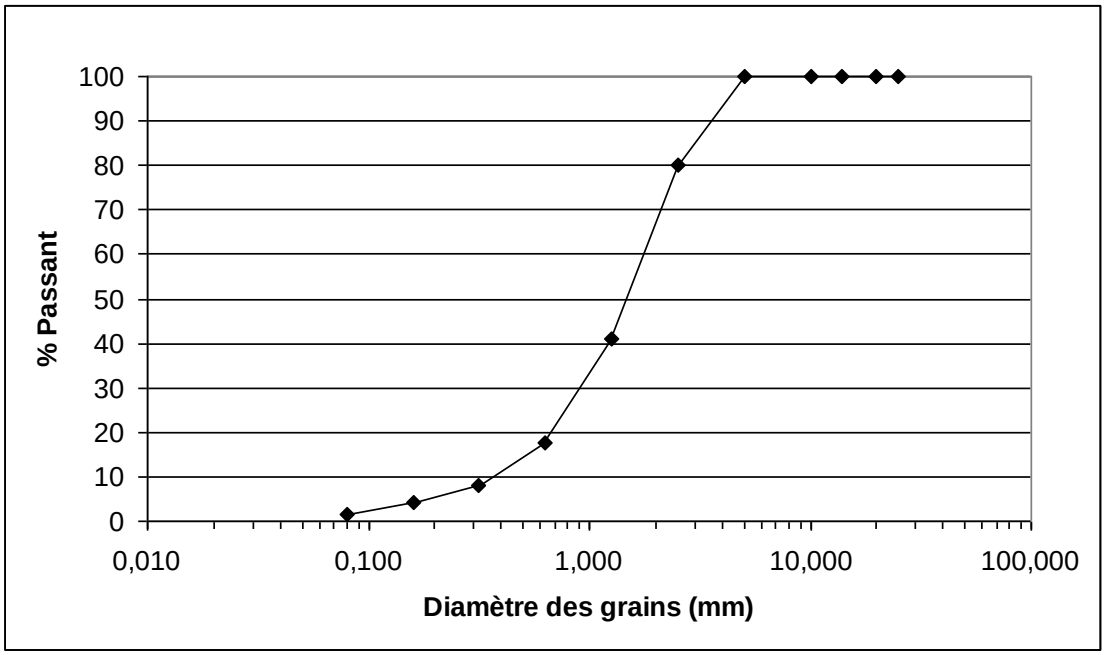


Figure 3.7 : Courbe granulométrique du sable 0 – 2,5 mm Bauval.

Or, la courbe granulométrique du sable 0 – 2,5 mm Bauval présentée à la figure 3.7 montre un $\mathbf{d_{50}}$ de 1,5 mm, une valeur supérieure au seuil de turbulence de 1,25 mm et voisine du $\mathbf{d_{50}}$ relevé en trois points du talus aval de la digue Moncouche par la firme **TECHMAT** (figure 3.8). Le sable 0 – 2,5 mm Bauval nous paraît donc bien convenir à l'échelle 1 :40 du montage et à son revêtement.

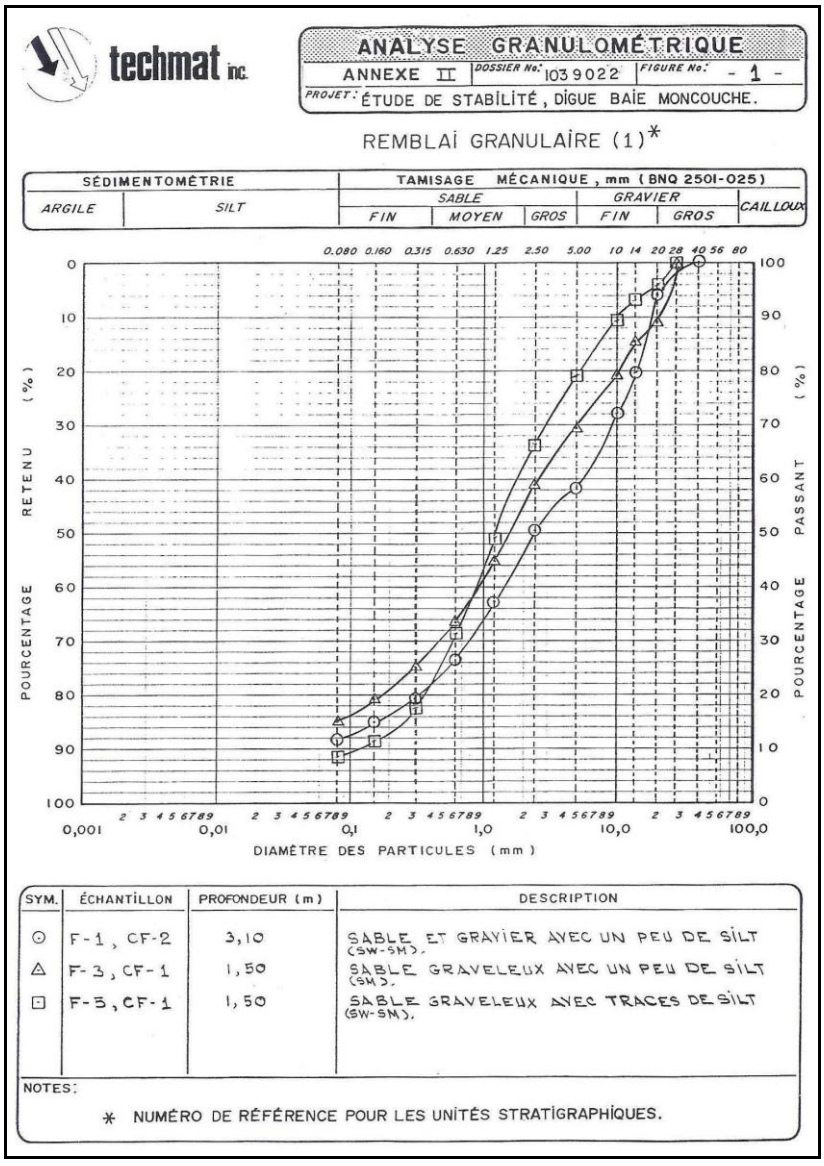


Figure 3.8 : Analyse granulométrique du talus aval de la digue Moncouche (Techmat, 1991).

Quant à la courbe de compactage du sable, nous la déterminons au moyen de l'essai Proctor modifié défini à la norme BNQ 2501 – 255 (Bureau de normalisation du Québec, 1983). La courbe de compactage permet d'identifier la masse volumique maximale du sol sec ρ_{dmax} de même que la teneur en eau optimale correspondante w_{opt}. Ainsi que le démontre la figure 3.9, ρ_{dmax} et w_{opt} correspondent respectivement à 2 102 kg/m³ et à 9,6 %.

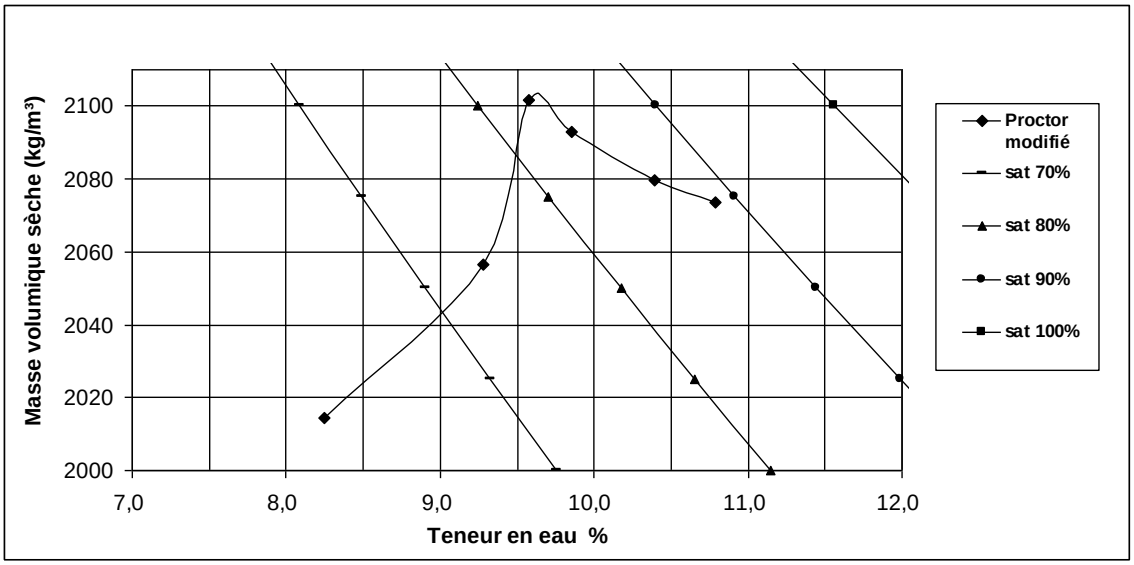


Figure 3.9 : Courbe de compactage de l'essai Proctor modifié du sable 0 – 2,5 mm Bauval.

De manière à uniformiser le compactage et d'en modérer l'énergie, nous choisissons d'utiliser, au montage, une masse volumique sèche correspondant à 90 % de la valeur de ρ_{dmax} ainsi qu'une teneur en eau de 8 %. Le compactage du sol entre les caissons s'effectue au moyen d'un pilon et par couches successives de 10 cm d'épaisseur. La construction de la crête étant plus délicate, nous l'effectuons manuellement.

3.3 La prise en compte et l'utilisation des données recueillies au laboratoire lors du premier essai du 4 décembre 2008

Par souci de clarté, nous scindons cette section en sept parties. Les deux premières concernent les données colligées avant la mise en eau du canal, soit les paramètres de départ et le calcul du débit entrant. Les quatre suivantes exposent la façon d'observer la profondeur d'eau, la courbe de remplissage, l'érosion ainsi que le nombre de microdéformations. Quant à la dernière, elle fait le point sur les écarts prédictifs du modèle comportemental. Notons que les paramètres de départ, le calcul du débit entrant et la courbe de remplissage des essais du 18 décembre 2008, du 30 janvier et du 16 mars 2009 sont disponibles à l'annexe B.

À la figure 3.10, les points représentent les marqueurs d'érosion enfouis sous le remblai aval de la digue. Les essais étant filmés au moyen d'une caméra à haute définition, les marqueurs servent à estimer la vitesse de remontée de l'érosion. Pour ce premier essai, nous utilisons la configuration 1995 de la digue Moncouche, ce qui implique un recours aux jauges **A**, **B**, **C** et **D**. Notons que les mesures des hauteurs au montage ont comme origine le niveau du faux plancher (0,000 cm).

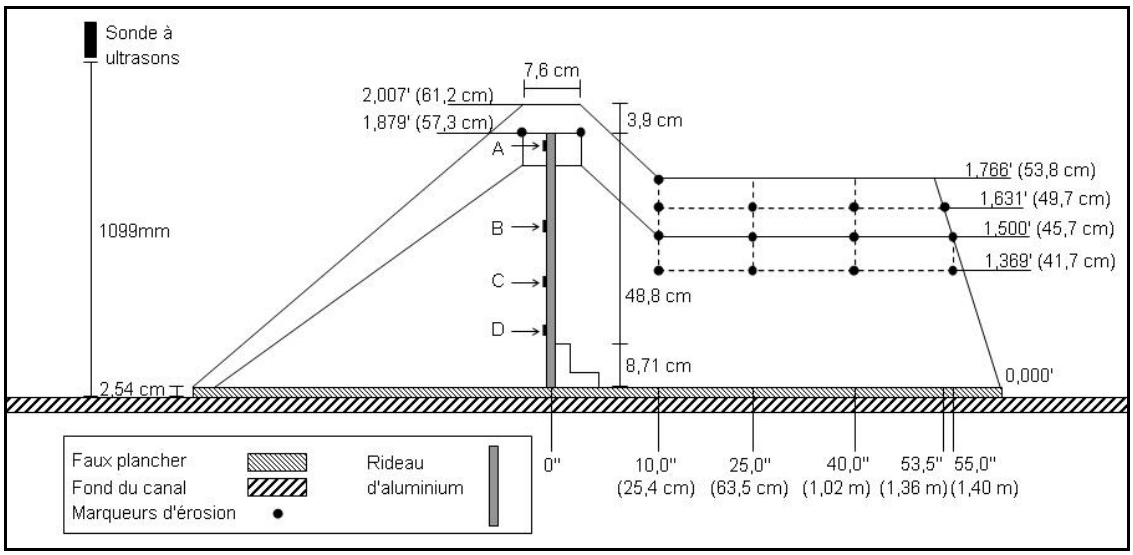


Figure 3.10 : Dimensions du modèle, localisation des capteurs et disposition des marqueurs d'érosion sous le talus aval.

3.3.1 Les paramètres de départ

Préalablement au lancement de l'expérience, il est important de relever certains paramètres de départ puisqu'ils deviendront inaccessibles à la suite de la mise en eau. Ces paramètres conditionnent plusieurs calculs nécessaires à l'interprétation des résultats.

Lors de l'essai du 4 décembre 2008, les paramètres de départ sont la distance séparant la sonde à ultrasons du fond du canal, la largeur de l'encoche faite à la crête du montage, la cote de la crête, la cote du rideau d'aluminium ainsi que les hauteurs de charge lues à la pointe courbe et à la pointe droite du réservoir. Les pointes nous assurent que le niveau d'eau du réservoir est bien le même que celui de la partie la plus basse du déversoir. Le tableau 3.4 résume les paramètres de départ.

Tableau 3.4 : Paramètres de départ lors de l'essai du 4 décembre 2008.

Distance sonde ultrasons/fond du canal (mm)	1099
Largeur de l'encoche de crête (cm)	4,5
Cote de la crête (pieds)	2,007
Cote du sommet de l'écran d'aluminium (pied)	1,879
Lecture pointe courbe débit nul (pied)	0,571
Lecture pointe droite débit nul (pied)	0,056

3.3.2 Le calcul du débit entrant

Propre à chaque expérience, le débit entrant s'évalue selon trois méthodes : soit par lecture du niveau à la pointe, soit par chronométrage, soit au moyen d'une courbe de remplissage. Les deux premières méthodes doivent être réalisées avant l'essai alors que la dernière implique la connaissance du taux de remplissage.

Le calcul du débit entrant par mesure à la pointe nécessite deux lectures de niveau, une lecture à la pointe courbe et une autre à la pointe droite. Selon le débit du canal, les pointes renvoient des valeurs appelées hauteurs de charge. Plus le débit est important, plus la hauteur de charge est élevée. Cependant, ainsi que le montre le tableau 3.4, les hauteurs de charge associées à un débit nul ne sont pas nécessairement égales à zéro. Pour cette raison, il convient de soustraire ces hauteurs de charge de celles associées aux débits effectifs.

Par exemple, lors de l'essai du 4 décembre 2008, les hauteurs de charge lues à la pointe courbe et à la pointe droite sont respectivement de 20,2 cm (0,662 pied) et de 4,1 cm (0,136 pied). Les hauteurs de charge corrigées $\mathbf{H_{cc}}$ s'évaluent donc de la manière suivante :

$$H_{cc-courbe} = 0{,}662' - 0{,}571' = 0{,}091' \text{ (2,8 cm)} \qquad \textbf{3.6}$$

$$H_{cc-droite} = 0{,}136' - 0{,}056' = 0{,}080' \text{ (2,4 cm)} \qquad \textbf{3.7}$$

La connaissance des hauteurs de charge corrigées permet l'utilisation de la courbe de tarage du déversoir parabolique à paroi mince du canal. Illustrée à la figure 3.11, la projection d'une droite sur la courbe de tarage renvoie la valeur de débit correspondante en litres par seconde. Les faibles débits nécessaires à notre expérience nous amènent à l'extrémité inférieure gauche du graphique, ce qui rend délicate la lecture des débits. Ainsi, au moyen des hauteurs de charge corrigées, nous estimons les débits à :

$$Q_{entrant-courbe} = 0{,}7 \text{ l/s} \qquad Q_{entrant-droite} = 0{,}625 \text{ l/s} \qquad \textbf{3.8}$$

Par contre, l'évaluation du débit entrant par chronométrage est beaucoup plus simple. Il suffit de recueillir l'eau s'écoulant par le déversoir au moyen d'un récipient gradué tout en enregistrant le temps nécessaire à l'accumulation d'une certaine quantité d'eau. Suite à plusieurs chronométrages, nous avons recueilli une moyenne de **1,5 litre en 2,33 secondes**, ce qui nous amène à un débit de **0,64 l/s** au déversoir.

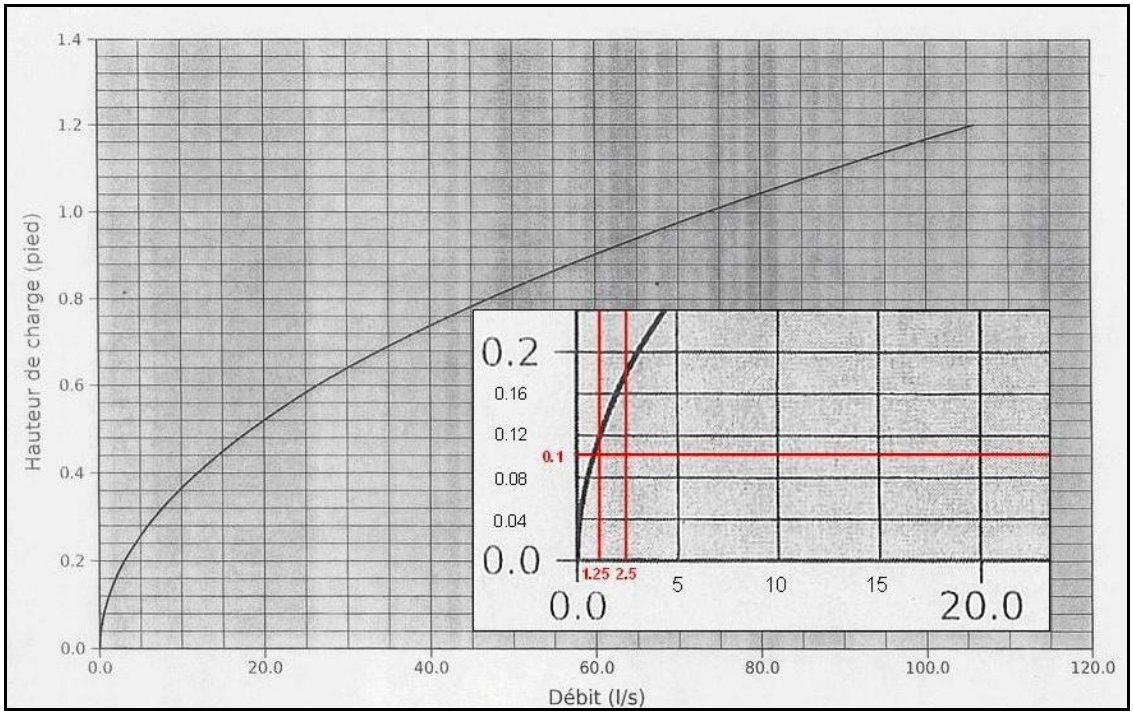


Figure 3.11 : Projection des hauteurs de charge sur la courbe de tarage du déversoir parabolique à paroi mince du canal d'essai.

Enfin, il est possible de calculer le débit entrant au moyen d'une courbe de remplissage. La façon d'obtenir la courbe de remplissage est exposée plus loin, à la sous-section 3.2.4 parce qu'elle exige au préalable la connaissance des profondeurs d'eau et l'utilisation d'une sonde calibrée, ces deux points étant présentés en 3.2.3. Retenons pour l'instant que l'estimation du débit du déversoir au moyen de son taux de remplissage fait appel à la notion de conservation de masse. Ainsi que le montre l'équation 3.9, l'accumulation d'eau correspond au produit du taux de montée des eaux **ΔH/Δt** par l'aire de la surface d'eau retenue $\mathbf{S_t}$.

$$Q_{\text{t-entrant}} - Q_{\text{t-sortant}} = \frac{\Delta H}{\Delta t} * S_t \qquad \textbf{3.9}$$

L'aire de la surface de retenue n'étant pas encore connue, nous ne pouvons par cette méthode estimer le débit entrant lors du premier essai. Par contre, les débits mesurés précédemment nous permettent de déduire $\mathbf{S_t}$. La variation linéaire du taux de remplissage **ΔH/Δt** tout juste avant le déversement, entre les cotes 53,0 cm et 61,0 cm (figures 3.12 et 3.13), se traduit par une faible augmentation de l'aire de la retenue $\mathbf{S_t}$. Cette faible augmentation correspondant au remplissage des huit derniers centimètres de la retenue du montage, nous amène à assimiler l'aire moyenne $\mathbf{S_t}$ à une constante. Nous estimons $\mathbf{S_t}$ à 2,7 m² au moyen des relations 3.9 à 3.13, où $\mathbf{Q_{t\text{-}sortant}}$ est fixé à zéro. Rappelons que la surface $\mathbf{S_t}$ tient compte de la diffusion de l'eau au travers le talus amont jusqu'à la membrane étanche adossée au rideau d'aluminium.

$\Delta H / \Delta t =$ 0,000238 m/s (Voir sous-section 3.2.4) **3.10**

$Q_{mesuré} = Q_{entrant}$ = 0,64 l/s = 0,00064 m^3/s **3.11**

0,00064 – 0 = 0,000238 * S **3.12**

$S \cong 2{,}7\ m^2$ **3.13**

3.3.3 Les profondeurs d'eau

Le relevé des profondeurs d'eau de la retenue s'obtient automatiquement au moyen d'une sonde à ultrasons «mic+130/DIU/TC/E» de la firme **Microsonic**. Suspendue perpendiculairement au-dessus et au milieu du canal, la sonde enregistre la distance séparant son capteur de l'obstacle. Toutefois, cet appareil requiert une calibration adéquate. La relation existant entre la lecture sans filtre du fichier de sortie **($Lecture_{SF}$)** et la distance $\mathbf{H_{ultrasons}}$ séparant le capteur de l'obstacle, s'exprime comme suit :

$$H_{ultrasons} = 0{,}1726 * Lecture_{SF} - 0{,}2636 \qquad \textbf{3.14}$$

Lors des essais, l'obstacle qui réfléchit les ultrasons est la surface de l'eau retenue en amont. La sonde ne pouvant mesurer que la hauteur la séparant de la surface de retenue, les profondeurs d'eau s'obtiennent donc indirectement. Connaissant la distance entre la sonde et le fond du canal (tableau 3.4), la profondeur d'eau s'évalue selon la relation 3.15.

$$Profondeur\ d'eau = Distance\ sonde\ (fond\ canal) - H_{ultrasons} \qquad \textbf{3.15}$$

Puisque la sonde surplombe le fond du canal et non le faux plancher, il nous faut soustraire l'épaisseur du faux plancher $\mathbf{e_{fp}}$ du membre de droite de l'équation précédente, qui devient :

$$Profondeur\ d'eau = Distance\ sonde\ (fond\ canal) - H_{ultrasons} - e_{fp} \qquad \textbf{3.16}$$

À titre d'exemple, voici comment nous calculons la profondeur d'eau de la retenue à 11 :47 :29 lors de l'essai du 4 décembre 2008.

$$H_{ultrasons} = 0{,}1726 * 2915 - 0{,}2636 = 503 \text{ mm} \qquad \textbf{3.17}$$

$$Profondeur\ d'eau = 1099 - 503 - 25 = 571 \text{ mm} = 57{,}1 \text{ cm} \qquad \textbf{3.18}$$

3.3.4 La courbe de remplissage

Les mesures à intervalle de temps régulier des profondeurs d'eau nous permettent de représenter graphiquement la variation du niveau d'eau de la retenue. La variation de l'essai du 4 décembre 2008 apparaît à la figure 3.12. La courbe de variation du niveau de la retenue d'eau permet de bien voir le segment de droite à pente positive constante limitée ci-dessous par deux verticales. Ce segment correspond à la courbe de remplissage proprement dite. Comme le montre la figure 3.13, l'ajustement d'une courbe de tendance linéaire aux points de la courbe de remplissage nous permet d'évaluer avec une bonne précision le taux de montée des eaux **ΔH/Δt**. En raison du très fort coefficient de détermination $\mathbf{R^2}$ avoisinant l'unité, nous pouvons approximer le taux **ΔH/Δt** à 0,0238 cm/s. Rappelons-le, le taux de montée des eaux rend possible le calcul du débit entrant lorsque couplé à la relation 3.9.

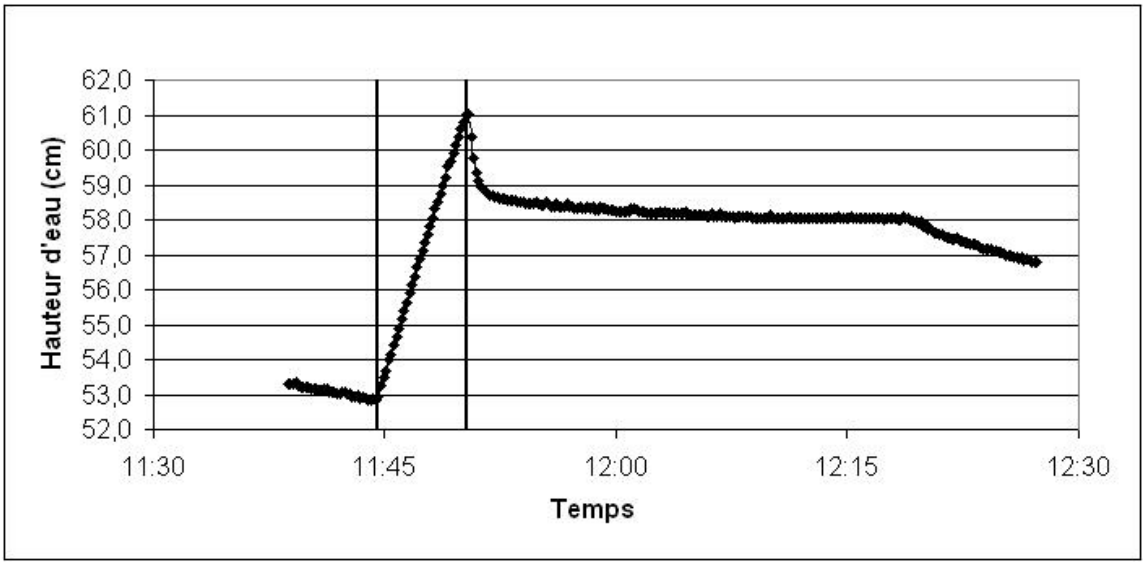


Figure 3.12 : Variation du niveau d'eau – Essai du 4 décembre 2008.

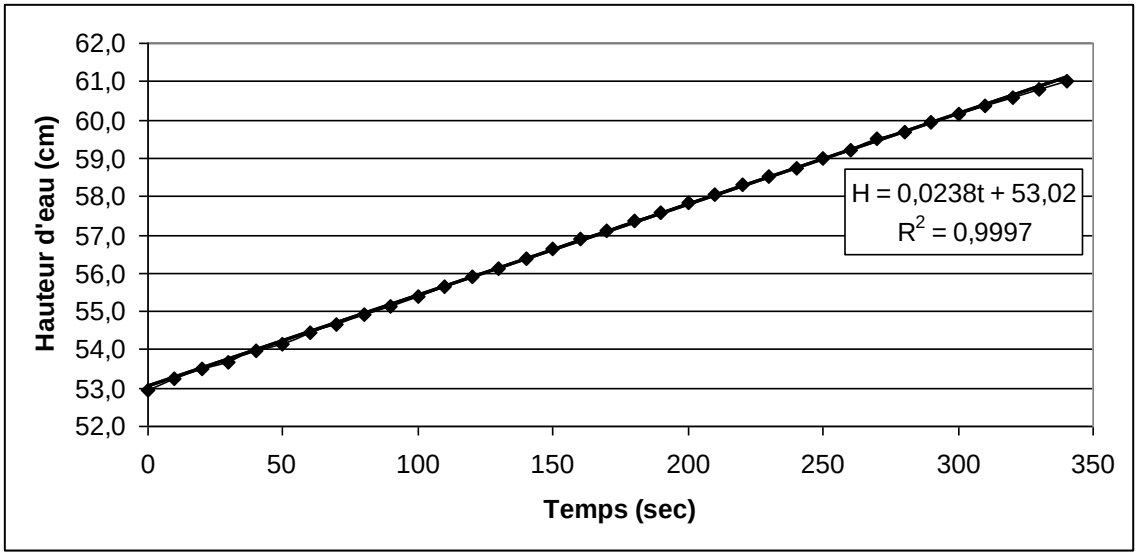


Figure 3.13 : Courbe de remplissage – Essai du 4 décembre 2008.

$\Delta H/\Delta t$ = 0,0238 cm/s = 0,000238 m/s **3.19**

3.3.5 Les profondeurs d'érosion

Une fois le déversement amorcé, il est maintenant essentiel de relever, au moyen d'une pointe, les mesures d'érosion à l'aval de la crête du montage. La procédure est exposée à la sous-section 4.3 de l'annexe A. Rappelons-le, les mesures d'érosion, en millièmes de pied, ont comme référence le niveau du faux plancher (0,000 cm – figure 3.10). La cote de la crête étant connue (tableau 3.4), la profondeur d'érosion résulte de la différence entre la cote de la crête et la mesure d'érosion à l'aval. À titre d'exemple, voici les profondeurs d'érosion observées lors de l'essai du 4 décembre 2008.

Profondeur d'érosion = Cote crête – Mesure d'érosion **3.20**

Tableau 3.5 : Profondeurs d'érosion – Essai du 4 décembre 2008.

Heure de lecture [h :m :s]	**Mesures d'érosion aval** [pied]	**Profondeurs d'érosion** [pied]	**Profondeurs d'érosion** [cm]
11 :54 :00	1,192	0,815	24,84
12 :00 :00	0,892	1,115	33,99
12 :07 :00	0,670	1,337	40,75
12 :11 :00	0,657	1,350	41,15
12 :16 :00	0,591	1,416	43,16
12 :22 :00	0,585	1,422	43,34

3.3.6 La mesure du nombre de microdéformations

Ici, les données brutes sont directement utilisées. Mesuré par une boîte d'acquisition à quatre entrées, le nombre de microdéformations est enregistré et transcrit directement dans un fichier de sortie à mesure que progresse l'essai. Dès l'essai terminé, il est possible d'accéder à la progression dans le temps du nombre de microdéformations enregistré par chacune des quatre jauges. Les figures 3.14 à 3.17 illustrent ces progressions.

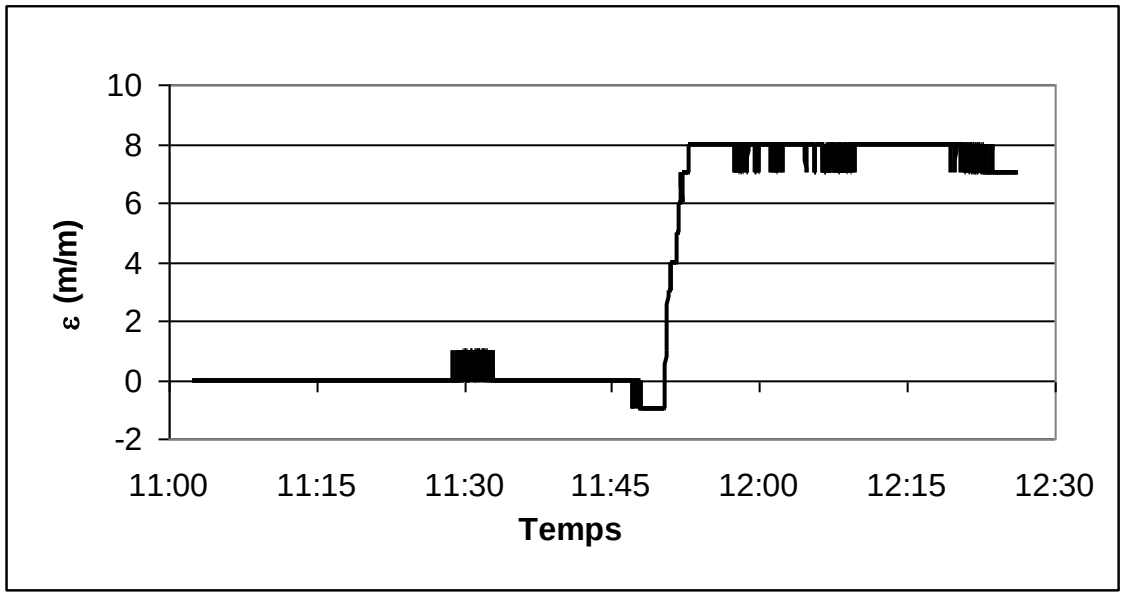


Figure 3.14 : Progression des microdéformations enregistrées à la jauge A – Essai du 4 décembre 2008.

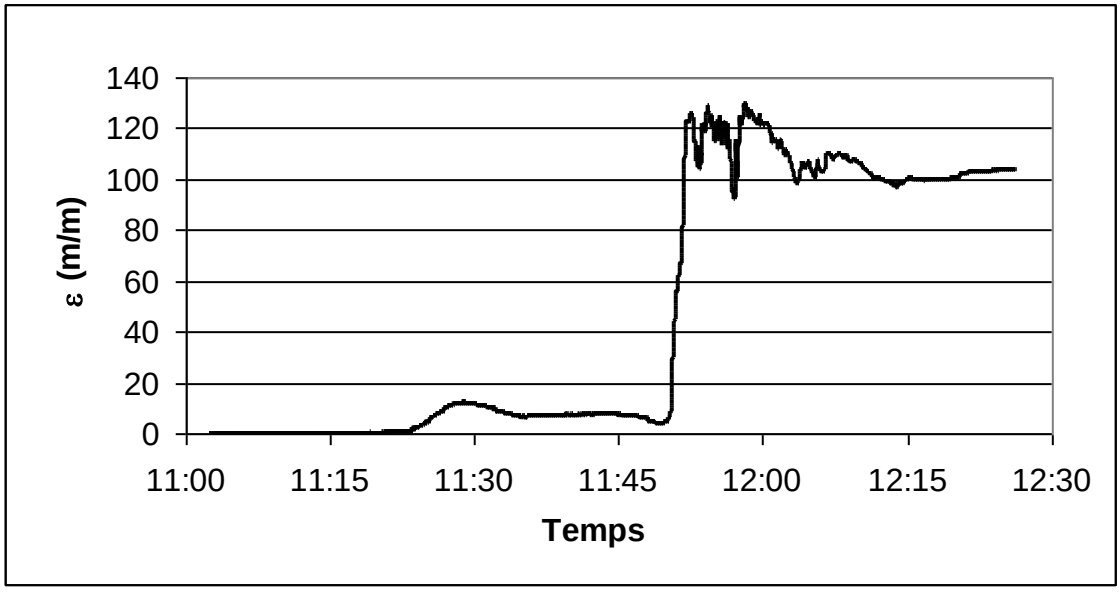


Figure 3.15 : Progression des microdéformations enregistrées à la jauge B – Essai du 4 décembre 2008.

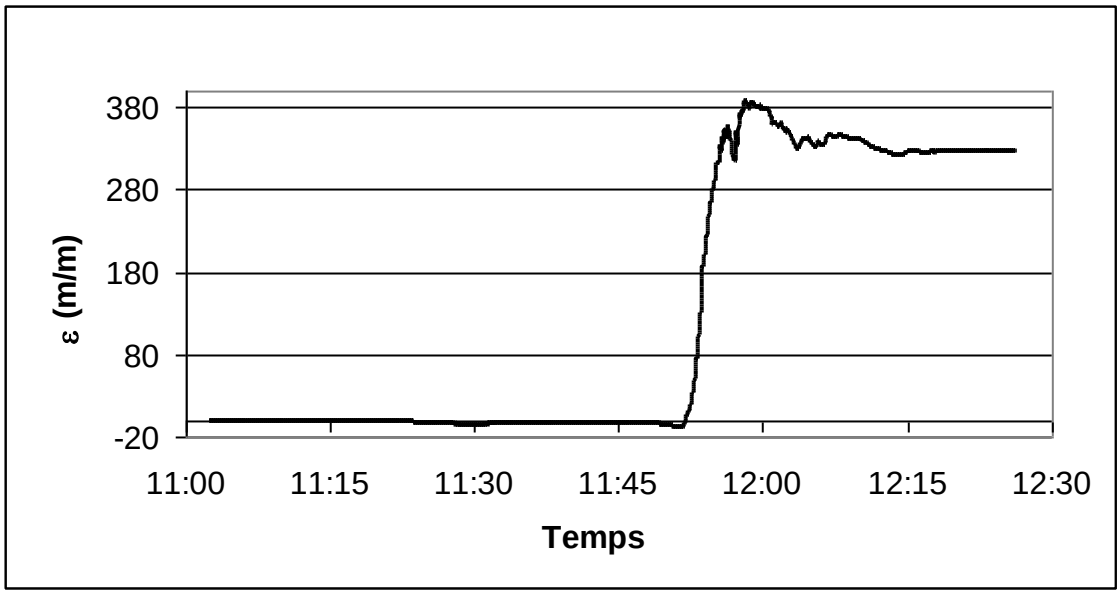


Figure 3.16 : Progression des microdéformations enregistrées à la jauge C – Essai du 4 décembre 2008.

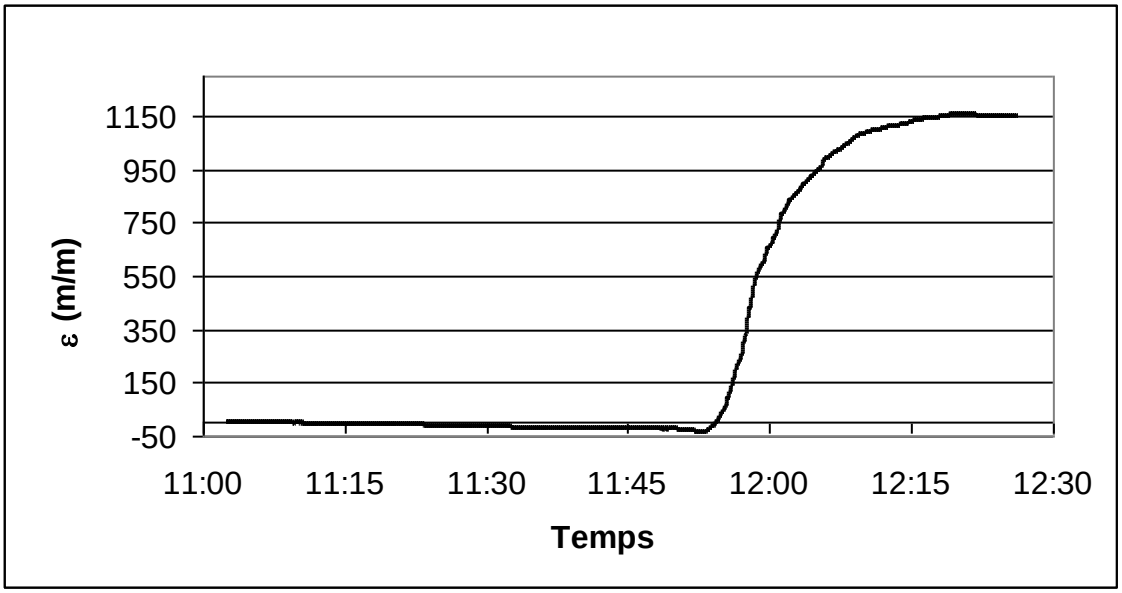


Figure 3.17 : Progression des microdéformations enregistrées à la jauge D – Essai du 4 décembre 2008.

3.3.7 D'importants écarts prédictifs de la part du modèle comportemental Moncouche

Lorsque nous transmettons au modèle comportemental les hauteurs d'eau et les profondeurs d'érosion mesurées lors de l'essai du 4 décembre 2008, nous observons d'importants écarts entre les microdéformations prédites et mesurées. Ces écarts sont plus importants que ceux relevés lors de l'essai de pression hydrostatique du 11 novembre 2008. Le tableau 3.6 est éloquent, particulièrement aux jauges **C** et **D** où les microdéformations attendues doublent pratiquement celles observées.

Tableau 3.6 : Comparaison des microdéformations mesurées et prédites en fonction du temps, de la hauteur d'eau et de la profondeur d'érosion – Essai du 4 décembre 2008.

Temps absolu	Épaiss. lame d'eau	Prof. éros.	Jauge A Position : 0,5 cm		Jauge B Position : 16,2 cm		Jauge C Position : 32,5 cm		Jauge D Position : 46,3 cm	
			ε_A mesurées	ε_A prédites sans modification	ε_B mesurées	ε_B prédites sans modification	ε_C mesurées	ε_C prédites sans modification	ε_D mesurées	ε_D prédites sans modification
[h :m :s]	[cm]	[cm]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]
11:45:28	0,00	0,00	0	0	7	0	-4	0	-22	0
11:50 00	0,30	0,00	-1	0	5	0	-5	0	-23	0
11:54:00	1,85	24,84	8	0	119	92,8	200	483,2	-14	0
12:00:00	1,85	33,99	8	0	122	92,8	379	668,9	657	1523,3
12:07:00	1,85	40,75	8	0	110	92,8	346	670,1	1015	1825,5
12:11:00	1,85	41,15	8	0	103	92,8	334	670,1	1096	1832,1
12:16:00	1,85	43,16	8	0	100	92,8	326	670,1	1137	1854,8
12:22:00	1,85	43,34	7	0	103	92,8	327	670,1	1153	1856,2

Ces écarts sont-ils fortuits ou ont-ils tendance à se répéter ? Seul un autre essai peut répondre à cette question. Advenant que les écarts substantiels persistent, le modèle comportemental devra être réexaminé et ajusté.

3.4 L'essai du 18 décembre 2008 : vers une nouvelle interprétation des données recueillies

3.4.1 La confirmation de l'ampleur des écarts prédictifs

Le deuxième essai du 18 décembre 2008, lui aussi basé sur la configuration de la digue Moncouche de 1995, confirme les écarts constatés lors du 4 décembre 2008. Nous devons donc modifier le modèle comportemental à la lumière de nouveaux phénomènes observés lors des deux essais, soit l'évidement du sol à l'amont du rideau, la saturation du sol à l'aval et le comportement de la membrane étanche.

3.4.2 L'identification des causes possibles

D'après les observations réalisées les 4 et 18 décembre 2008, trois causes seraient, selon nous, en mesure d'expliquer les écarts prédictifs du modèle comportemental. Comme en témoignent les figures 3.18 et 3.19, nous remarquons que le sol situé immédiatement à l'amont du rideau d'aluminium, a tendance à migrer vers le vide crée par le fléchissement. Ainsi, la perte de compactage du sol migrant aurait pour effet de diminuer la pression du sol en poussée et devrait, par conséquent, autoriser le modèle à diminuer le nombre de microdéformations prédites.

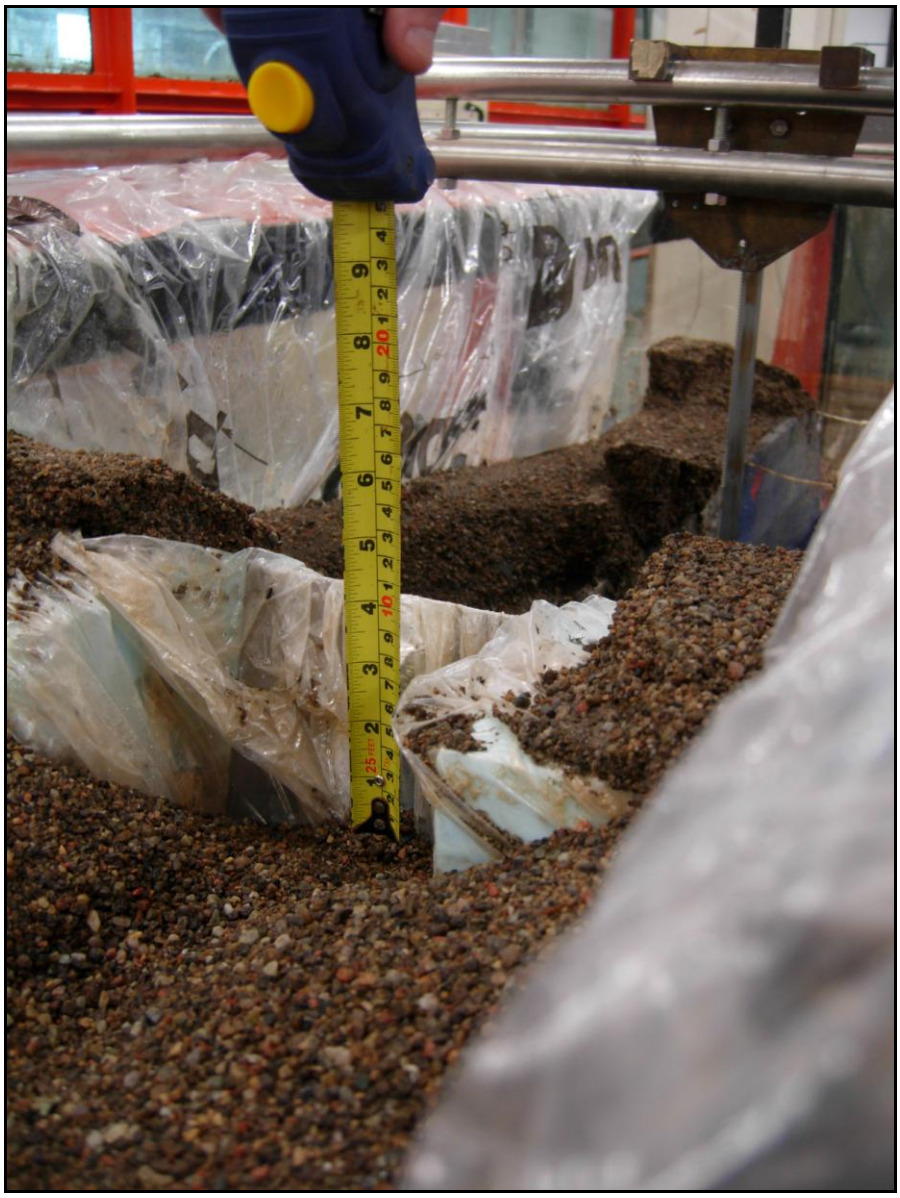


Figure 3.18 : Migration du sol vers le vide créé par le fléchissement du rideau d'aluminium.

Figure 3.19 : Fléchissement du rideau d'aluminium.

Deuxièmement, la pente d'écoulement du canal étant nulle, nous avons constaté une saturation du sol à l'aval. La prise en compte de l'eau, à l'aval du montage, devrait contribuer à augmenter la butée et permettre, là aussi, au modèle de diminuer les microdéformations prédites.

Il se peut qu'en raison de ses limites physiques reliées, entres autres, aux éléments d'étanchéité, le montage n'ait pu refléter toutes les microdéformations. En effet, lors des tests préliminaires d'étanchéité, où n'entraient en jeu que la hauteur d'eau et le rideau d'aluminium protégé par sa membrane étanche, les écarts entres les nombres de microdéformations prédits et observés étaient, somme toute, minimes. Or, ces écarts se sont accrus lorsque nous avons ajouté le sol compacté à notre montage. Pour cette

raison, nous pensons que la membrane étanche aurait pu être pressée ou même coincée par le sol et donc empêchée d'accompagner pleinement le rideau d'aluminium dans sa flexion. La membrane aurait alors limité le mouvement du rideau expliquant le possible déficit de microdéformations observées. Il s'agit là toutefois d'une limite d'expérimentation et non d'un défaut du modèle comportemental.

3.4.3 L'aptitude du modèle comportemental Moncouche à prendre en compte les phénomènes d'évidement et de saturation du sol

La prise en compte par le modèle comportemental des phénomènes de migration et de saturation du sol devrait donc, selon nous, se traduire par un resserrement des écarts de prédiction. Le but des modifications n'est cependant pas d'ajuster statistiquement le modèle théorique aux observations mais plutôt de voir s'il a la capacité d'améliorer ses prédictions lorsque nous le corrigeons à l'aide d'éléments d'observation.

Techniquement, nous traduisons l'évidement créé par la migration du sol au moyen d'une condition sur la flèche Δx le long du rideau d'aluminium. Plus précisément, nous induisons une distribution nulle des forces en poussée aussi longtemps que la flèche totale prédite, Δx_{tot}, demeure supérieure à une valeur déterminée Δx_L. Dans le cadre de l'expérience, nous considérons nuls les efforts du sol en poussée pour deux portions du rideau d'aluminium : 1) là où Δx_L excède 5 cm et 2) là où Δx_L excède 3 cm. Ainsi que le montre la figure 3.20, cette condition a pour effet théorique de tronquer, d'une hauteur x_L, le prisme de distribution des forces en plus de décaler l'origine de l'axe de calcul x.

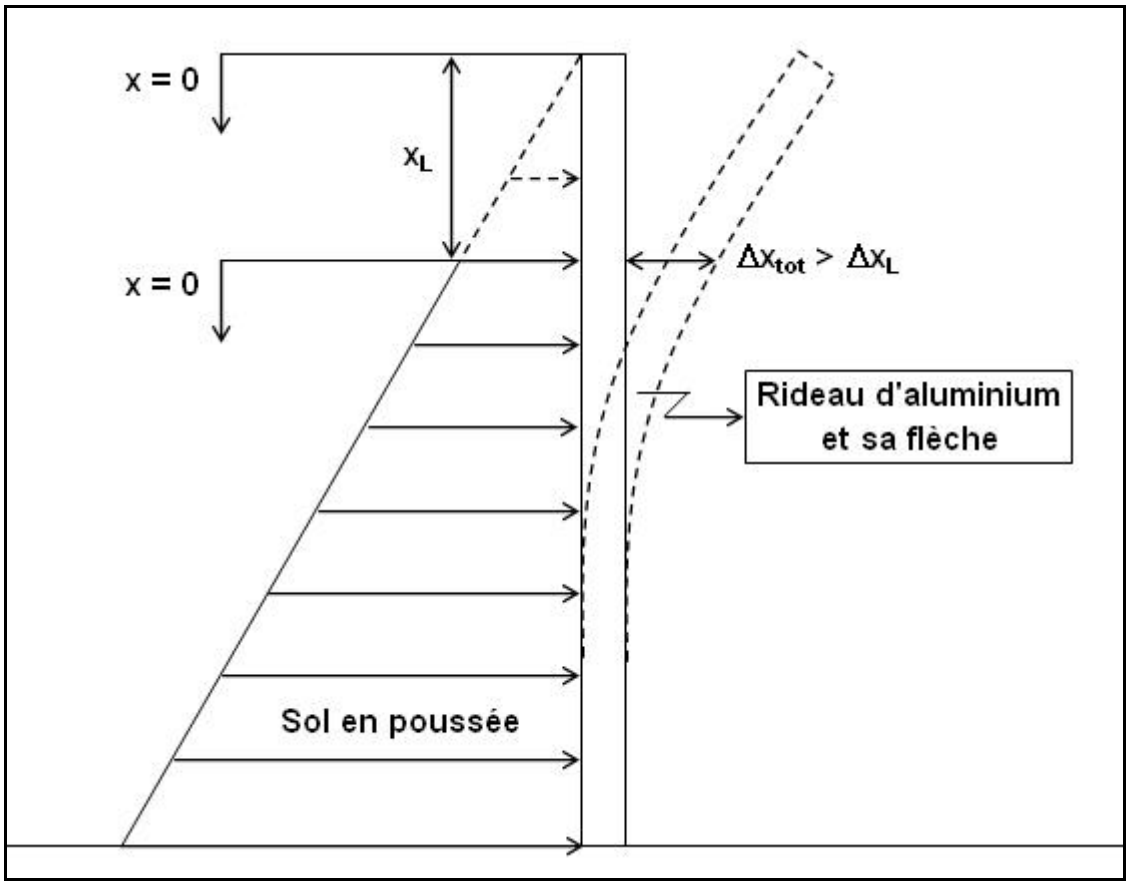


Figure 3.20 : Troncature de la tête du prisme de pression du sol en poussée suite à son évidement.

La poussée ne s'exerçant plus sur la pleine longueur du rideau, nous devons alors évaluer les efforts de cisaillement et de flexion à la manière du sol en butée.

En somme, si $\Delta x_{tot} > \Delta x_L$:

$$\tau_{rec-solpoussée} = \tau_{triang-solpoussée} = 0 \qquad \textbf{3.21}$$

$$\sigma_{rec-solpoussée} = \sigma_{triang-solpoussée} = 0 \qquad \textbf{3.22}$$

Cependant, si $\mathbf{\Delta x_{tot} \leq \Delta x_L}$, les équations 2.86, 2.87, 2.111 et 2.112 dégagées au chapitre précédent se voient remplacées par les relations 3.23 à 3.26.

$$\tau_{rec-solpoussée} = \frac{3 * \gamma'_{sol} \left(Hsol - Hem + x_L\right)\left(x - x_L\right) * Ka}{2e} \qquad \mathbf{3.23}$$

$$\tau_{triang-solpoussée} = \frac{3 * \gamma'_{sol} \left(Hsol - Hem + x_L\right)\left(x - x_L\right)^2 * Ka}{4\left(H - Hsol\right) * e} \qquad \mathbf{3.24}$$

$$\sigma_{rec-solpoussée} = \frac{3 * \gamma'_{sol} \left(Hsol - Hem + x_L\right)\left(x - x_L\right)^2 * Ka}{e^2} \qquad \mathbf{3.25}$$

$$\sigma_{triang-solpoussée} = \frac{\gamma'_{sol} \left(H - Hsol - x_L\right)\left(x - x_L\right)^3 * Ka}{\left(H - Hsol\right) * e^2} \qquad \mathbf{3.26}$$

Tout comme la contrainte de cisaillement ou de flexion, la flèche totale $\mathbf{\Delta x_{tot}}$ correspond à la résultante des flèches engendrées par les sols et l'eau de part et d'autre du rideau d'étanchéité. La flexion attendue étant située du coté aval, nous exprimons la flèche totale selon l'équation 3.27.

$$\Delta x_{tot} = \Delta x_{solpoussée} + \Delta x_{eaupoussée} - \Delta x_{solbutée} - \Delta x_{eaubutée} \qquad \mathbf{3.27}$$

Afin d'éviter d'alourdir le texte, nous exposons le détail du calcul de chacune des composantes de l'équation 3.27 à l'annexe C.

L'inclusion de l'eau en butée implique la connaissance du niveau d'eau à l'aval du montage. Le sol aval étant considéré peu épais et saturé, nous convenons de faire correspondre la hauteur d'eau en butée à celle du sol en butée additionnée de l'épaisseur

de la lame d'eau déversante. Dans ce cas précis et par souci de simplification, nous supposons que le cisaillement et la flexion sont uniquement l'œuvre d'un chargement triangulaire.

$$\tau_{rec-eaubutée} = \sigma_{rec-eaubutée} = 0 \qquad \textbf{3.28}$$

Si **Hev** $\geq$ **Hsol** :

$$\tau_{triang-eaubutée} = 0 \qquad \text{si } Hev - Hsol - Lame \geq x \qquad \textbf{3.29}$$

3.30

$$\tau_{triang-eaubutée} = \frac{3\left[\gamma_{eau}\left((H - Hev) + Lame\right) * b\right]\left(x - \left(Hev - Hsol - Lame\right)\right)^2}{4\left(H - Hsol\right) * be}$$

$$\tau_{triang-eaubutée} = \frac{3 * \gamma_{eau}\left((H - Hev) + Lame\right)\left(x - \left(Hev - Hsol - Lame\right)\right)^2}{4\left(H - Hsol\right) * e}$$

si $Hev - Hsol - Lame < x$

$$\tau_{total-eaulbutée} = \tau_{triang-eaubutée} \qquad \textbf{3.31}$$

$$\sigma_{triang-eaubutée} = 0 \qquad \text{si } Hev - Hsol - Lame \geq x \qquad \textbf{3.32}$$

3.33

$$\sigma_{triang-eaubutée} = \frac{\left[\gamma_{eau}\left((H - Hev) + Lame\right) * b\right]\left(x - \left(Hev - Hsol - Lame\right)\right)^3 * e}{12\left(H - Hsol\right) * I}$$

$$\sigma_{triang-eaubutée} = \frac{\gamma_{eau}\left(\left(H - Hev\right) + Lame\right)\left(x - \left(Hev - Hsol - Lame\right)\right)^3}{\left(H - Hsol\right) * e^2}$$

si $Hev - Hsol - Lame < x$

$$\sigma_{flex-eaubutée} = \sigma_{triang-eaubutée} \qquad \textbf{3.34}$$

La prise en compte de l'évidement et de l'eau en butée modifie le calcul des contraintes totales de cisaillement, de traction et de compression précédemment exposé aux équations 2.105, 2.131 et 2.132.

$$\tau_{total} = \tau_{total-solpoussée} + \tau_{total-eaupoussée} - \tau_{total-solbutée} - \tau_{total-eaubutée} \qquad \textbf{3.35}$$

3.36

$$\sigma_{total-trac} = \left(\sigma_{flex-solbutée} + \sigma_{flex-eaubutée} - \sigma_{flex-solpoussée} - \sigma_{flex-eaupoussée}\right) + \sigma_{vert}$$

3.37

$$\sigma_{total-comp} = \left(-\sigma_{flex-solbutée} - \sigma_{flex-eaubutée} + \sigma_{flex-solpoussée} + \sigma_{flex-eaupoussée}\right) + \sigma_{vert}$$

3.4.4 La reconsidération des données de tous les essais

Maintenant doté d'un modèle comportemental modifié de façon à tenir compte des phénomènes d'évidement et de saturation, nous reconsidérons les données de tous les essais. Il s'agit des essais des 4 et 18 décembre 2008 mais aussi de deux autres essais subséquents, ceux des 30 janvier et 16 mars 2009. Les trois premiers essais sont tous basés sur la configuration 1995 de la digue Moncouche et ne se distinguent que par des abaissements du débit d'apport. Lors du 4 décembre, le débit était de 0,64 l/s tandis qu'il

était de 0,12 l/s le 18 décembre et de 0,074 l/s le 30 janvier. Quant au dernier essai, celui du 16 mars, il simule le rehaussement projeté de la digue Moncouche (2002) et utilise un débit d'apport de 0,087 l/s.

Les tableaux 3.7 à 3.10 synthétisent les données reconsidérées des quatre essais. À chaque temps d'érosion et à chacune des jauges, le modèle comportemental prédit le nombre de microdéformations selon trois scénarios : 1) lorsque l'eau en butée seulement ($\varepsilon_{\text{prédites eau butée}}$) est considérée, 2) lorsque sont considérées l'eau en butée et la troncature du prisme de poussée à plus de 5 cm de flèche ($\varepsilon_{\text{prédites eau butée } \Delta xL = 5cm}$), 3) lorsque sont considérées l'eau en butée et la troncature du prisme de poussée à plus de 3 cm de flèche ($\varepsilon_{\text{prédites eau butée } \Delta xL = 3cm}$). L'inclusion des nombres de microdéformations mesurés rend possible leur comparaison avec ceux provenant des différents scénarios.

Tableau 3.7 : Synthèse des microdéformations mesurées et prédites en fonction du temps, de l'épaisseur de la lame d'eau ainsi que de la profondeur d'érosion – Essai du 4 décembre 2008.

Temps absolu	Épaiss. lame d'eau	Prof. éros.	x_L : 5cm (1)	x_L : 3cm (1)	Jauge A Position : 0,5 cm				Jauge B Position : 16,2 cm				Jauge C Position : 32,5 cm				Jauge D Position : 46,3 cm			
					ε_A mesurées	ε_A prédites eau butée	ε_A prédites eau butée Δx_L = 5cm	ε_A prédites eau butée Δx_L = 3cm	ε_B mesurées	ε_B prédites eau butée	ε_B prédites eau butée Δx_L = 5cm	ε_B prédites eau butée Δx_L = 3cm	ε_C mesurées	ε_C prédites eau butée	ε_C prédites eau butée Δx_L = 5cm	ε_C prédites eau butée Δx_L = 3cm	ε_D mesurées	ε_D prédites eau butée	ε_D prédites eau butée Δx_L = 5cm	ε_D prédites eau butée Δx_L = 3cm
[h :m :s]	[cm]	[cm]	[cm]		[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]
11:45:28	0,00	0,00	0	0	0	0	0	0	7	0	0	0	-4	0	0	0	-22	0	0	0
11:50 00	0,30	0,00	0	0	-1	0	0	0	5	0	0	0	-5	0	0	0	-23	0	0	0
11:54:00	1,85	24,84	18	26	8	0	0	0	119	92,8	77,1	77,1	200	463,4	385,5	349,1	-14	0	0	0
12:00:00	1,85	33,99	20	28	8	0	0	0	122	92,8	77,1	77,1	379	668,5	580,5	547,9	657	1489,8	1315,8	1236,3
12:07:00	1,85	40,75	21	27	8	0	0	0	110	92,8	77,1	77,1	346	670,1	577,1	552,4	1015	1820,0	1636,1	1576,3
12:11:00	1,85	41,15	21	29	8	0	0	0	103	92,8	77,1	77,1	334	670,1	577,1	547,1	1096	1827,3	1643,5	1564,3
12:16:00	1,85	43,16	21	29	8	0	0	0	100	92,8	77,1	77,1	326	670,1	577,1	547,1	1137	1852,6	1668,8	1589,6
12:22:00	1,85	43,34	22	29	7	0	0	0	103	92,8	77,1	77,1	327	670,1	572,4	547,1	1153	1854,1	1660,3	1591,1

(1) : La distance à partir de la tête du rideau où les forces sont considérées.

Note : Les prédictions sont effectuées avec une masse volumique sèche de 1895 kg/m³ et une masse volumique déjaugée de 1190 kg/m³.

Tableau 3.8 : Synthèse des microdéformations mesurées et prédites en fonction du temps, de l'épaisseur de la lame d'eau ainsi que de la profondeur d'érosion – Essai du 18 décembre 2008.

Temps absolu	Épaiss. lame d'eau	Prof. éros.	x_L : 5cm (1)	x_L : 3cm (1)	Jauge A Position : 0,5 cm				Jauge B Position : 16,2 cm				Jauge C Position : 32,5 cm				Jauge D Position : 46,3 cm			
					ε_A mesurées	ε_A prédites eau butée	ε_A prédites eau butée Δx_L = 5cm	ε_A prédites eau butée Δx_L = 3cm	ε_B mesurées	ε_B prédites eau butée	ε_B prédites eau butée Δx_L = 5cm	ε_B prédites eau butée Δx_L = 3cm	ε_C mesurées	ε_C prédites eau butée	ε_C prédites eau butée Δx_L = 5cm	ε_C prédites eau butée Δx_L = 3cm	ε_D mesurées	ε_D prédites eau butée	ε_D prédites eau butée Δx_L = 5cm	ε_D prédites eau butée Δx_L = 3cm
[h :m :s]	[cm]	[cm]	[cm]		[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]
15:22:27	0,00	0,00	0	0	0	0	0	0	16	0	0	0	-11	0	0	0	-15	0	0	0
15:40:00	0,30	0,00	0	0	3	0	0	0	114	0	0	0	31	0	0	0	-36	0	0	0
15:41:00	0,83	13,56	0	12	5	0	0	0	159	30,0	30,0	16,8	72	0	0	0	-34	0	0	0
15:42:51	0,83	17,62	9	20	5	0	0	0	165	79,3	69,9	63,5	133	0	0	0	-24	0	0	0
15:46:36	0,83	21,55	14	24	6	0	0	0	164	82,0	67,0	66,2	241	149,4	92,3	42,8	11	0	0	0
15:58:11	0,83	27,43	18	27	6	0	0	0	150	82,0	66,2	66,2	376	540,4	462,5	422,8	139	390,4	236,1	146,7
16:04:56	0,83	28,19	18	27	6	0	0	0	154	82,0	66,2	66,2	454	562,3	484,4	444,7	257	562,4	408,1	318,7
16:10:00	0,83	29,02	19	27	6	0	0	0	149	82,0	66,2	66,2	459	581,3	498,3	463,7	302	731,5	567,4	487,8

Suite à la page suivante

Tableau 3.8 (suite) : Synthèse des microdéformations mesurées et prédites en fonction du temps, de l'épaisseur de la lame d'eau ainsi que de la profondeur d'érosion – Essai du 18 décembre 2008.

Temps absolu	Épaiss. lame d'eau	Prof. éros.	x_L : 5cm (1)	x_L : 3cm (1)	Jauge A Position : 0,5 cm				Jauge B Position : 16,2 cm				Jauge C Position : 32,5 cm				Jauge D Position : 46,3 cm			
					ε_A mesurées	ε_A prédites eau butée	ε_A prédites eau butée Δx_L = 5cm	ε_A prédites eau butée Δx_L = 3cm	ε_B mesurées	ε_B prédites eau butée	ε_B prédites eau butée Δx_L = 5cm	ε_B prédites eau butée Δx_L = 3cm	ε_C mesurées	ε_C prédites eau butée	ε_C prédites eau butée Δx_L = 5cm	ε_C prédites eau butée Δx_L = 3cm	ε_D mesurées	ε_D prédites eau butée	ε_D prédites eau butée Δx_L = 5cm	ε_D prédites eau butée Δx_L = 3cm
[h :m :s]	[cm]	[cm]	[cm]		[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]
16:24:21	0,83	34,56	20	28	6	0	0	0	132	82,0	66,2	66,2	442	625,8	537,8	505,2	585	1455,9	1281,9	1202,4
16:57:51	0,83	36,45	20	28	6	0	0	0	130	82,0	66,2	66,2	437	626,4	538,3	505,8	777	1582,6	1408,6	1329,1
17:19:36	0,83	39,20	20	28	6	0	0	0	124	82,0	66,2	66,2	421	626,4	538,3	505,8	930	1696,1	1522,1	1442,6
17:52:00	0,83	39,68	20	28	6	0	0	0	126	82,0	66,2	66,2	424	626,4	538,3	505,8	989	1709,2	1535,3	1455,8

(1) : La distance à partir de la tête du rideau où les forces sont considérées.

Note : Les prédictions sont effectuées avec une masse volumique sèche de 1895 kg/m³ et une masse volumique déjaugée de 1190 kg/m³.

Tableau 3.9 : Synthèse des microdéformations mesurées et prédites en fonction du temps, de l'épaisseur de la lame d'eau ainsi que de la profondeur d'érosion – Essai du 30 janvier 2009.

Temps absolu	Épaiss. lame d'eau	Prof. éros.	x_L : 5cm (1)	x_L : 3cm (1)	Jauge A Position : 0,5 cm				Jauge B Position : 16,2 cm				Jauge C Position : 32,5 cm				Jauge D Position : 46,3 cm			
					ε_A mesurées	ε_A prédites eau butée	ε_A prédites eau butée Δx_L = 5cm	ε_A prédites eau butée Δx_L = 3cm	ε_B mesurées	ε_B prédites eau butée	ε_B prédites eau butée Δx_L = 5cm	ε_B prédites eau butée Δx_L = 3cm	ε_C mesurées	ε_C prédites eau butée	ε_C prédites eau butée Δx_L = 5cm	ε_C prédites eau butée Δx_L = 3cm	ε_D mesurées	ε_D prédites eau butée	ε_D prédites eau butée Δx_L = 5cm	ε_D prédites eau butée Δx_L = 3cm
[h :m :s]	[cm]	[cm]	[cm]		[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]
11:56:27	0,00	0,00	0	0	0	0	0	0	4	0	0	0	-6	0	0	0	-7	0	0	0
12:02:43	0,30	0,00	0	0	-6	0	0	0	22	0	0	0	-20	0	0	0	-12	0	0	0
12:04:12	0,43	5,85	0	0	7	0	0	0	155	0	0	0	43	0	0	0	-30	0	0	0
12:04:42	0,43	9,02	0	0	8	0	0	0	167	0	0	0	96	0	0	0	-31	0	0	0
12:05:12	0,43	10,76	0	0	8	0	0	0	180	0	0	0	113	0	0	0	-30	0	0	0
12:06:02	0,43	13,47	0	12	9	0	0	0	188	24,2	24,2	11,0	118	0	0	0	-29	0	0	0
12:06:37	0,43	14,60	0,5	15	9	0	0	0	191	48,0	47,8	32,5	124	0	0	0	-29	0	0	0

Suite à la page suivante

Tableau 3.9 (suite) : Synthèse des microdéformations mesurées et prédites en fonction du temps, de l'épaisseur de la lame d'eau ainsi que de la profondeur d'érosion – Essai du 30 janvier 2009.

Temps absolu	Épaiss. lame d'eau	Prof. éros.	x_L : 5cm (1)	x_L : 3cm (1)	Jauge A Position : 0,5 cm				Jauge B Position : 16,2 cm				Jauge C Position : 32,5 cm				Jauge D Position : 46,3 cm			
					ε_A mesurées	ε_A prédites eau butée	ε_A prédites eau butée Δx_L = 5cm	ε_A prédites eau butée Δx_L = 3cm	ε_B mesurées	ε_B prédites eau butée	ε_B prédites eau butée Δx_L = 5cm	ε_B prédites eau butée Δx_L = 3cm	ε_C mesurées	ε_C prédites eau butée	ε_C prédites eau butée Δx_L = 5cm	ε_C prédites eau butée Δx_L = 3cm	ε_D mesurées	ε_D prédites eau butée	ε_D prédites eau butée Δx_L = 5cm	ε_D prédites eau butée Δx_L = 3cm
[h :m :s]	[cm]	[cm]	[cm]		[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]
13:07:12	0,43	16,79	7	19	11	0	0	0	237	71,5	64,8	55,8	180	0	0	0	-22	0	0	0
13:09:42	0,43	19,45	12	22	11	0	0	0	254	77,7	64,5	61,9	295	0	0	0	12	0	0	0
13:11:17	0,43	20,79	14	24	11	0	0	0	256	77,7	62,8	62,0	349	45,3	0	0	44	0	0	0
13:12:52	0,43	22,52	15	24	11	0	0	0	258	77,7	62,2	62,0	396	234,0	171,8	127,4	77	0	0	0
13:16:27	0,43	24,87	16,2	26	12	0	0	0	258	77,7	62,0	62,0	446	410,7	342,1	296,3	128	0	0	0
13:20:12	0,43	26,61	18	26	12	0	0	0	257	77,7	62,0	62,0	491	495,1	417,3	380,8	188	157,1	2,8	0
13:24:02	0,43	27,92	18	26	12	0	0	0	258	77,7	62,0	62,0	514	538,7	460,8	424,4	224	474,2	320,0	240,4

Suite à la page suivante

Tableau 3.9 (suite) : Synthèse des microdéformations mesurées et prédites en fonction du temps, de l'épaisseur de la lame d'eau ainsi que de la profondeur d'érosion – Essai du 30 janvier 2009.

Temps absolu	Épaiss. lame d'eau	Prof. éros.	x_L : 5cm (1)	x_L : 3cm (1)	Jauge A Position : 0,5 cm				Jauge B Position : 16,2 cm				Jauge C Position : 32,5 cm				Jauge D Position : 46,3 cm			
					ε_A mesurées	ε_A prédites eau butée	ε_A prédites eau butée Δx_L = 5cm	ε_A prédites eau butée Δx_L = 3cm	ε_B mesurées	ε_B prédites eau butée	ε_B prédites eau butée Δx_L = 5cm	ε_B prédites eau butée Δx_L = 3cm	ε_C mesurées	ε_C prédites eau butée	ε_C prédites eau butée Δx_L = 5cm	ε_C prédites eau butée Δx_L = 3cm	ε_D mesurées	ε_D prédites eau butée	ε_D prédites eau butée Δx_L = 5cm	ε_D prédites eau butée Δx_L = 3cm
[h :m :s]	[cm]	[cm]	[cm]		[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]
13:28:37	0,43	28,86	18	27	12	0	0	0	257	77,7	62,0	62,0	530	561,5	483,6	443,8	267	670,7	516,4	427,0
13:37:22	0,43	29,93	19	28	12	0	0	0	256	77,7	62,0	62,0	586	580,4	497,4	459,8	369	865,6	701,5	612,1
13:43:12	0,43	31,30	19	28	12	0	0	0	257	77,7	62,0	62,0	599	595,9	512,9	475,4	424	1074,9	910,9	821,5
13:46:22	0,43	32,37	20	28	12	0	0	0	258	77,7	62,0	62,0	607	603,0	514,9	482,4	446	1210,6	1036,6	957,1
13:55:47	0,43	32,71	20	28	12	0	0	0	259	77,7	62,0	62,0	612	604,5	516,5	484,0	480	1249,0	1075,1	995,6

(1) : La distance à partir de la tête du rideau où les forces sont considérées.
Note : Les prédictions sont effectuées avec une masse volumique sèche de 1895 kg/m³ et une masse volumique déjaugée de 1190 kg/m³.

Tableau 3.10 : Synthèse des microdéformations mesurées et prédites en fonction du temps, de l'épaisseur de la lame d'eau ainsi que de la profondeur d'érosion – Essai rehaussé du 16 mars 2009.

Temps absolu	Épais. lame d'eau	Prof. éros	x_L : 5cm (1)	x_L : 3cm (1)	Jauge B Position : 16,2 cm				Jauge C Position : 32,5 cm				Jauge D Position : 46,3 cm				Jauge E Position : 50,5 cm			
					ε_B mesurées	ε_B prédites eau butée	ε_B prédites eau butée $\Delta x_{L=5cm}$	ε_B prédites eau butée $\Delta x_{L=3cm}$	ε_C mesurées	ε_C prédites eau butée	ε_C prédites eau butée $\Delta x_{L=5cm}$	ε_C prédites eau butée $\Delta x_{L=3cm}$	ε_D mesurées	ε_D prédites eau butée	ε_D prédites eau butée $\Delta x_{L=5cm}$	ε_D prédites eau butée $\Delta x_{L=3cm}$	ε_E mesurées	ε_E prédites eau butée	ε_E prédites eau butée $\Delta x_{L=5cm}$	ε_E prédites eau butée $\Delta x_{L=3cm}$
[h :m :s]	[cm]	[cm]	[cm]		[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]
14:27:52	0,00	0,00	0	0	-4	0	0	0	-3	0	0	0	-8	0	0	0	-13	0	0	0
14:53:26	0,30	0,00	0	0	-1	0	0	0	11	0	0	0	-30	0	0	0	-16	0	0	0
14:55:51	0,48	19,81	22	30	178	78,2	62,5	62,5	412	0	0	0	127	0	0	0	71	0	0	0
14:56:06	0,48	21,28	24	32	179	78,2	62,5	62,5	430	95,1	0	0	142	0	0	0	82	0	0	0
14:56:46	0,48	22,80	24	32,5	178	78,2	62,5	62,5	482	252,2	145,7	125,2	183	0	0	0	124	0	0	0
14:57:51	0,48	24,72	26	33	180	78,2	62,5	62,5	538	397,2	282,9	270,2	239	0	0	0	139	0	0	0
14:59:51	0,48	26,88	27	34	181	78,2	62,5	62,5	591	503,6	386,0	376,6	321	145,0	0	0	205	0	0	0

Suite à la page suivante

Tableau 3.10 (suite) : Synthèse des microdéformations mesurées et prédites en fonction du temps, de l'épaisseur de la lame d'eau ainsi que de la profondeur d'érosion – Essai rehaussé du 16 mars 2009.

Temps absolu	Épais. lame d'eau	Prof. éros	x_L : 5cm (1)	x_L : 3cm (1)	Jauge B Position : 16,2 cm				Jauge C Position : 32,5 cm				Jauge D Position : 46,3 cm				Jauge E Position : 50,5 cm			
					ε_B mesurées	ε_B prédites eau butée	ε_B prédites eau butée $\Delta x_{L=5cm}$	ε_B prédites eau butée $\Delta x_{L=3cm}$	ε_C mesurées	ε_C prédites eau butée	ε_C prédites eau butée $\Delta x_{L=5cm}$	ε_C prédites eau butée $\Delta x_{L=3cm}$	ε_D mesurées	ε_D prédites eau butée	ε_D prédites eau butée $\Delta x_{L=5cm}$	ε_D prédites eau butée $\Delta x_{L=3cm}$	ε_E mesurées	ε_E prédites eau butée	ε_E prédites eau butée $\Delta x_{L=5cm}$	ε_E prédites eau butée $\Delta x_{L=3cm}$
[h :m :s]	[cm]	[cm]	[cm]		[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]
15:03:11	0,48	28,65	28	34	182	78,2	62,5	62,5	636	556,9	436,4	429,9	384	558,7	306,3	251,1	299	230,6	0	0
15:06:21	0,48	30,72	28	35	181	78,2	62,5	62,5	657	591,7	471,2	464,7	487	935,2	682,8	619,4	402	799,7	500,5	421,3
15:09:46	0,48	32,10	28	35	179	78,2	62,5	62,5	663	603,4	482,9	476,4	572	1131,2	878,8	815,5	486	1106,4	807,2	728,0
15:14:21	0,48	33,31	29	36	179	78,2	62,5	62,5	665	608,6	485,6	481,6	639	1272,0	1009,9	948,6	562	1333,3	1022,4	944,5
15:18:06	0,48	34,72	29	36	178	78,2	62,5	62,5	659	611,0	488,0	484,0	730	1404,3	1142,2	1080,9	664	1553,8	1242,9	1165,1
15:22:16	0,48	35,91	30	36	179	78,2	62,5	62,5	667	611,4	486,5	484,4	817	1492,9	1221,2	1169,5	786	1707,4	1384,8	1318,6
15:27:21	0,48	37,43	30	36	182	78,2	62,5	62,5	667	611,4	486,5	484,4	911	1580,1	1308,4	1256,6	907	1865,8	1543,2	1477,0

Suite à la page suivante

Tableau 3.10 (suite) : Synthèse des microdéformations mesurées et prédites en fonction du temps, de l'épaisseur de la lame d'eau ainsi que de la profondeur d'érosion – Essai rehaussé du 16 mars 2009.

Temps absolu	Épais. lame d'eau	Prof. éros	x_L : 5cm (1)	x_L : 3cm (1)	Jauge B Position : 16,2 cm				Jauge C Position : 32,5 cm				Jauge D Position : 46,3 cm				Jauge E Position : 50,5 cm			
					ε_B mesurées	ε_B prédites eau butée	ε_B prédites eau butée $\Delta x_{L=5cm}$	ε_B prédites eau butée $\Delta x_{L=3cm}$	ε_C mesurées	ε_C prédites eau butée	ε_C prédites eau butée $\Delta x_{L=5cm}$	ε_C prédites eau butée $\Delta x_{L=3cm}$	ε_D mesurées	ε_D prédites eau butée	ε_D prédites eau butée $\Delta x_{L=5cm}$	ε_D prédites eau butée $\Delta x_{L=3cm}$	ε_E mesurées	ε_E prédites eau butée	ε_E prédites eau butée $\Delta x_{L=5cm}$	ε_E prédites eau butée $\Delta x_{L=3cm}$
[h :m :s]	[cm]	[cm]	[cm]		[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]	[m/m]
15:33:26	0,48	38,53	30	36	183	78,2	62,5	62,5	662	611,4	486,5	484,4	987	1627,9	1356,1	1304,4	1013	1957,4	1634,8	1568,6
15:38:11	0,48	39,29	30	36	184	78,2	62,5	62,5	662	611,4	486,5	484,4	1020	1654,5	1382,7	1331,0	1065	2010,9	1688,3	1622,1
15:44:51	0,48	40,33	30	36	185	78,2	62,5	62,5	661	611,4	486,5	484,4	1056	1683,6	1411,9	1360,1	1129	2072,4	1749,8	1683,6
15:56:11	0,48	41,00	30	36	194	78,2	62,5	62,5	677	611,4	486,5	484,4	1103	1698,5	1426,8	1375,0	1205	2105,7	1783,1	1716,9
16:05:01	0,48	42,43	30	36	197	78,2	62,5	62,5	673	611,4	486,5	484,4	1130	1722,0	1450,2	1398,5	1273	2162,3	1839,7	1773,5
16:21:51	0,48	44,41	30	36	200	78,2	62,5	62,5	675	611,4	486,5	484,4	1164	1740,2	1468,5	1416,7	1340	2214,4	1891,7	1825,6
16:35:21	0,48	45,05	30	36	193	78,2	62,5	62,5	660	611,4	486,5	484,4	1188	1743,6	1471,8	1420,1	1398	2226,0	1903,4	1837,2

(1) : La distance à partir de la tête du rideau où les forces sont considérées.

Note : Les prédictions sont effectuées avec une masse volumique sèche de 1895 kg/m³ et une masse volumique déjaugée de 1190 kg/m³.

3.5 Vers un resserrement effectif des écarts entre les nombres de microdéformations observés et prédits

Il nous faut maintenant examiner les données des tableaux 3.7 à 3.10 afin de voir si les modifications apportées au modèle se traduisent effectivement par un resserrement des écarts de prédiction. Nous allons superposer les résultats des modifications successives afin de comparer les distributions du nombre de microdéformations, leur évolution, les écarts relatifs et ce, pour l'ensemble des essais. Nous serons alors en mesure de voir la contribution de chacune des modifications au resserrement des écarts. Notons que nous utilisons les résultats des jauges **A**, **B**, **C**, **D** lors des trois premiers essais et des jauges **B**, **C**, **D**, **E** lors du dernier essai rehaussé du 16 mars 2009.

3.5.1 La distribution du nombre de microdéformations le long du rideau d'aluminium

Les figures 3.21 à 3.24 illustrent, pour l'ensemble des essais, les distributions du nombre de microdéformations le long du rideau d'aluminium à mesure que progresse l'érosion à l'aval. Les observations ont lieu en début, en milieu et en fin d'expérience. Les courbes reliant les losanges sont celles des observations. Les autre courbes illustrent les prédictions du modèle selon les trois modifications : 1) microdéformations prédites incluant l'eau en butée seulement, 2) microdéformations prédites incluant l'eau en butée et les efforts nuls à plus de 5 cm de flèche, 3) microdéformations prédites incluant l'eau en butée et les efforts nuls à plus de 3 cm de flèche. La figure 3.21 ajoute les microdéformations prédites par le modèle expérimental non-modifié. De manière générale, les courbes de distributions mesurées et prédites démontrent des profils semblables tout au long des essais. Les prédictions se rapprochent des observations à mesure que sont successivement introduites les trois modifications énoncées plus haut. La dernière modification introduite «eau en butée et efforts nuls à plus de 3 cm de flèche» contribue le plus à resserrer les écarts.

Nous observons également la présence de microdéformations positives et négatives en tout début d'expérience lorsque les déversements sont initiés et ce, même si nous avions effectué une mise à zéro préalable de l'ensemble des jauges. Cette apparition de microdéformations en l'absence d'érosion du talus aval nous étonne puisque, à ce stade, le sol en butée devrait pouvoir reprendre en totalité la poussée combinée du sol et de l'eau. Nous pensons que cette anomalie pourrait s'expliquer à la fois par deux légers déplacements du rideau métallique, un déplacement vers l'amont, à sa base, et un autre vers l'aval, à son sommet. Ces mouvements apparaîtraient lors de la mise en eau du montage expérimental. Il se pourrait aussi que ces microdéformations «prématurées» se répercutent sur le reste de l'expérience, tendant à causer un déficit d'observation aux jauges **C**, **D**, **E** et un surplus à la jauge **B**.

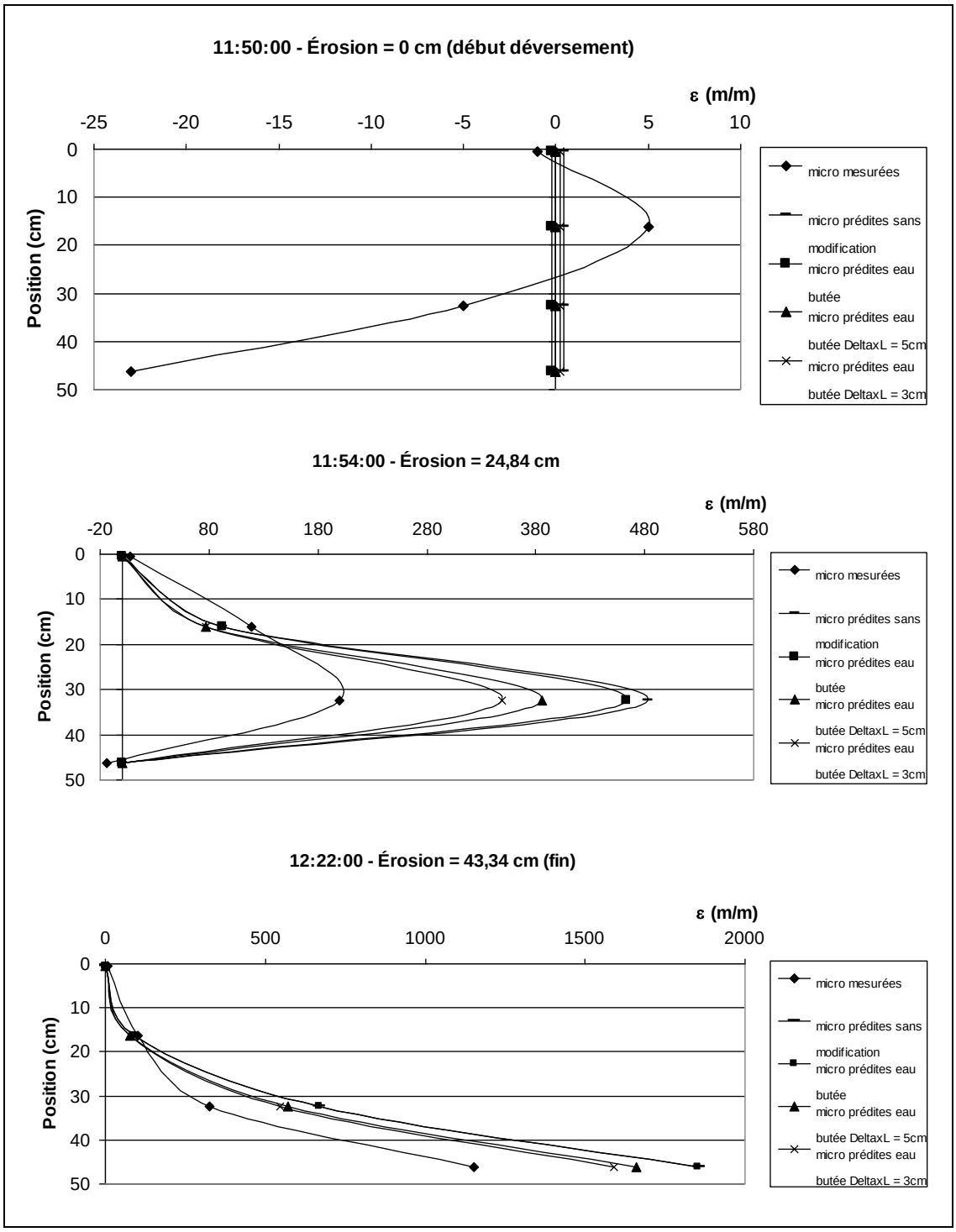


Figure 3.21 : Distribution des microdéformations mesurées et prédites au sein du rideau (jauges A,B,C,D) – Essai du 4 décembre 2008.

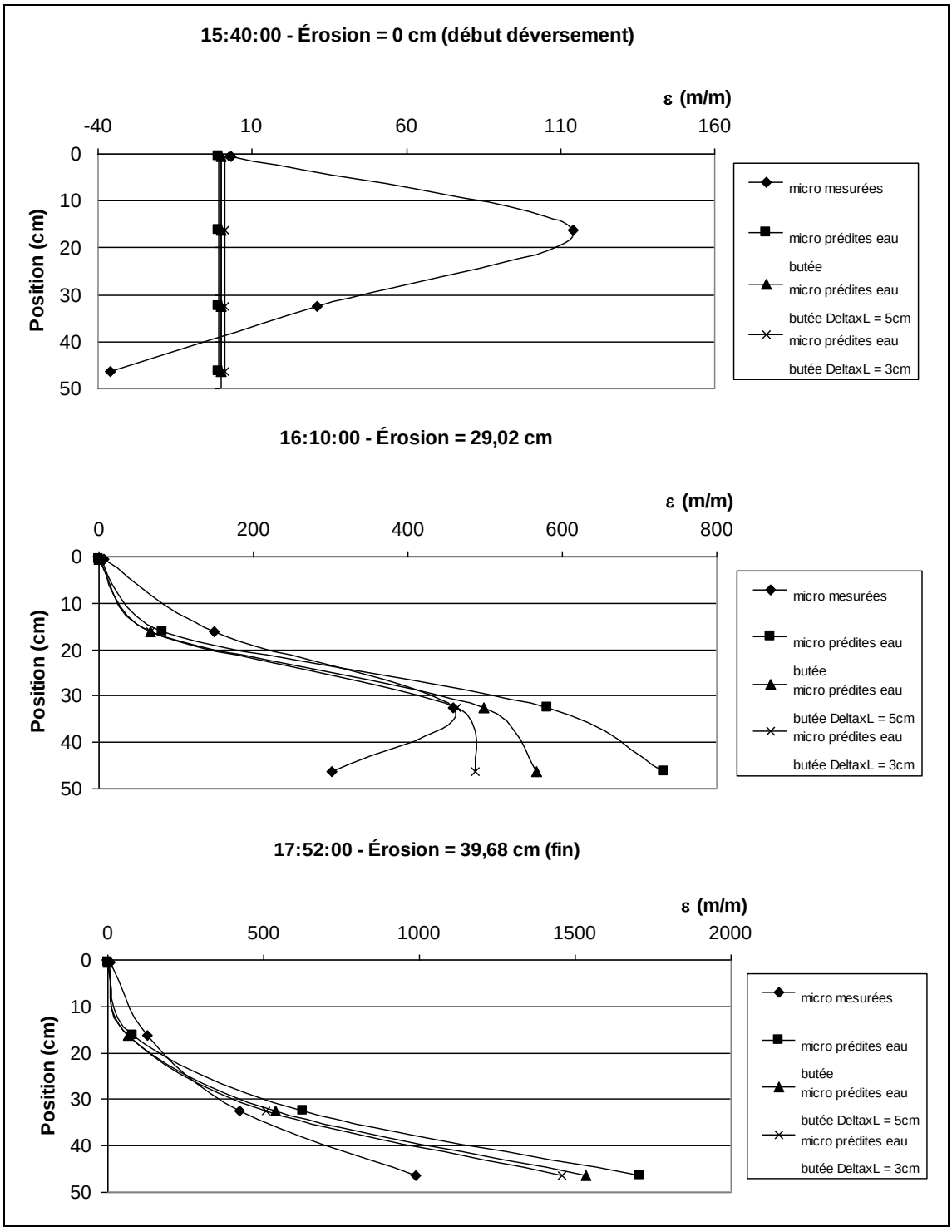


Figure 3.22 : Distribution des microdéformations mesurées et prédites au sein du rideau (jauges A,B,C,D) – Essai du 18 décembre 2008.

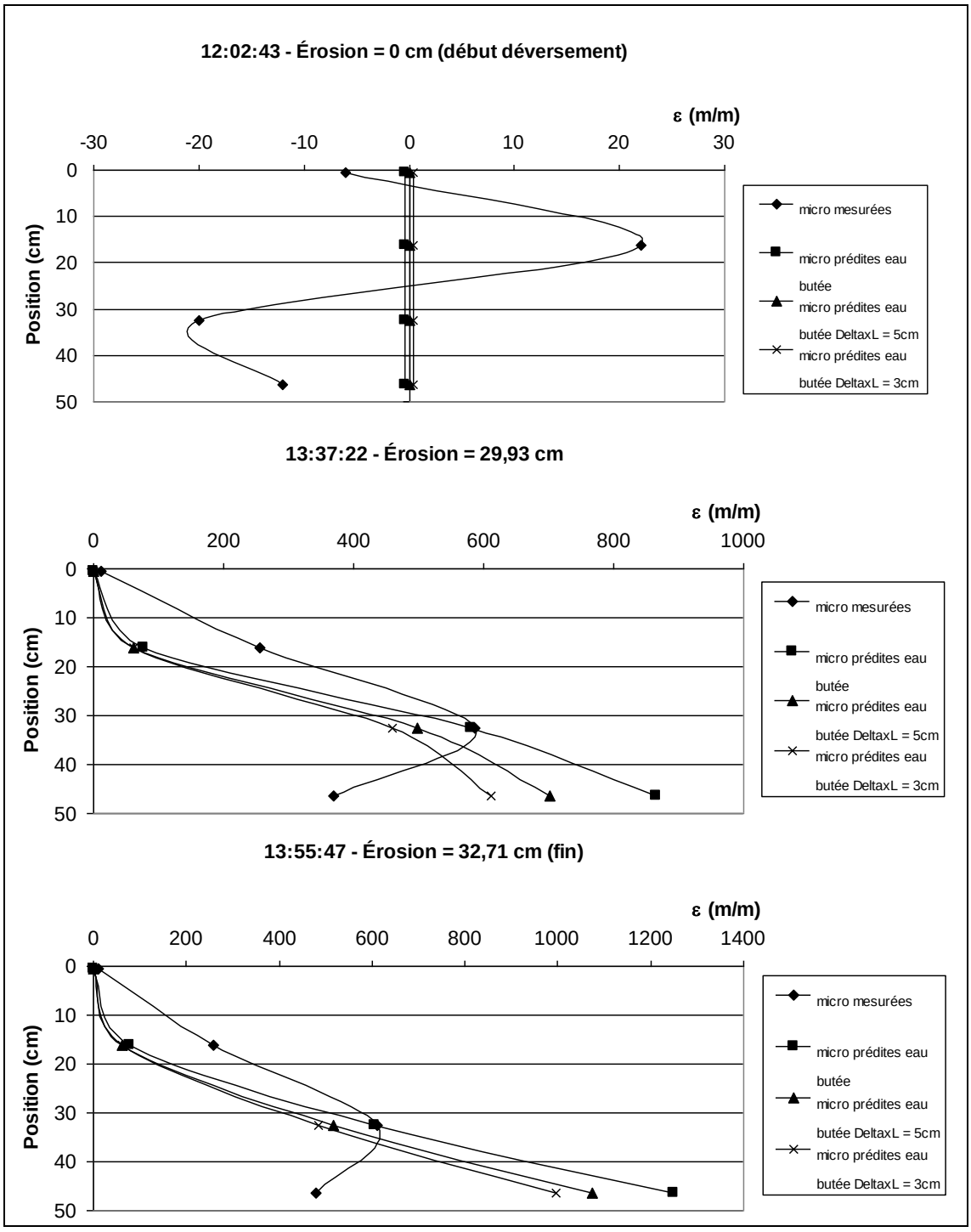


Figure 3.23 : Distribution des microdéformations mesurées et prédites au sein du rideau (jauges A,B,C,D) – Essai du 30 janvier 2009.

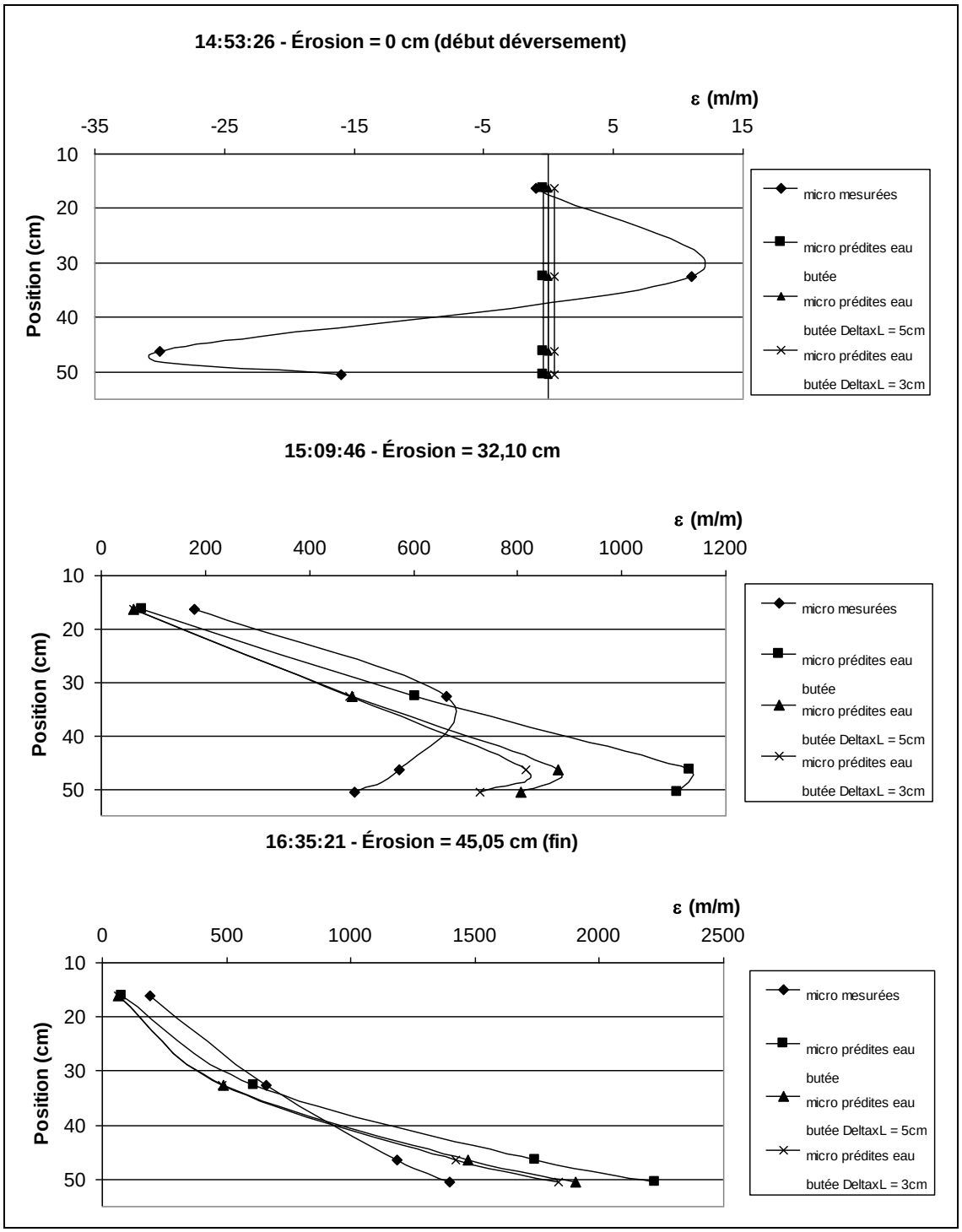


Figure 3.24 : Distribution des microdéformations mesurées et prédites au sein du rideau (jauges B,C,D,E) – Essai rehaussé du 16 mars 2009.

3.5.2 L'évolution du nombre de microdéformations

Encore ici, l'analyse est effectuée en fonction des trois modifications apportées au modèle : 1) eau en butée seulement, 2) eau en butée et efforts nuls à plus de 5 cm de flèche, 3) eau en butée et efforts nuls à plus de 3 cm de flèche. La figure 3.25 inclut les microdéformations prédites par le modèle non-modifié. En excluant la jauge **A** dont les lectures avoisinent constamment zéro, nous constatons que les microdéformations prédites sont du même ordre de grandeur que celles mesurées. De plus, les accroissements prédits et mesurés évoluent sensiblement de la même façon, soit par une augmentation soudaine des microdéformations en début d'expérience, suivi d'une plus ou moins brève décélération et d'une plus longue phase de mise en équilibre. Il faut souligner que l'essai du 30 janvier 2009 a été marqué par un délai d'environ une heure attribuable à un déversement dévié sur un des caissons du montage expérimental. Ce déversement dévié peut s'expliquer par son très faible débit. Cependant, si nous ignorons ce délai, l'évolution du nombre de microdéformations s'apparente à celle des autres essais. Enfin, dans une moins grande mesure que dans le cas des distributions au sein du rideau, les modifications apportées contribuent généralement à resserrer les prédictions dans l'ordre où elles sont introduites au modèle. Ceci est d'autant plus vrai que les jauges sont profondes (figures 3.25 à 3.28).

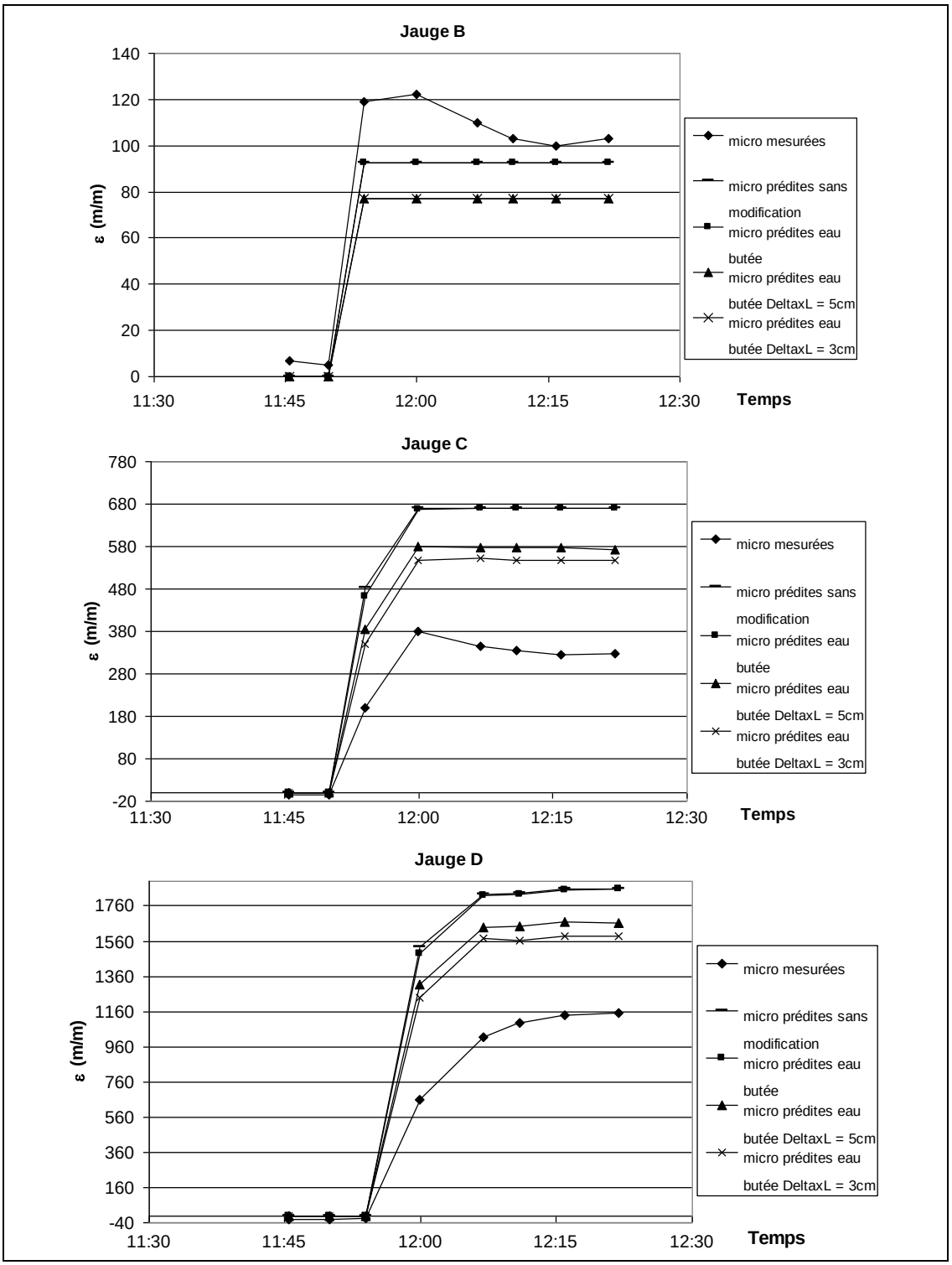


Figure 3.25 : Évolution des microdéformations mesurées et prédites selon les jauges B,C,D – Essai du 4 décembre 2008.

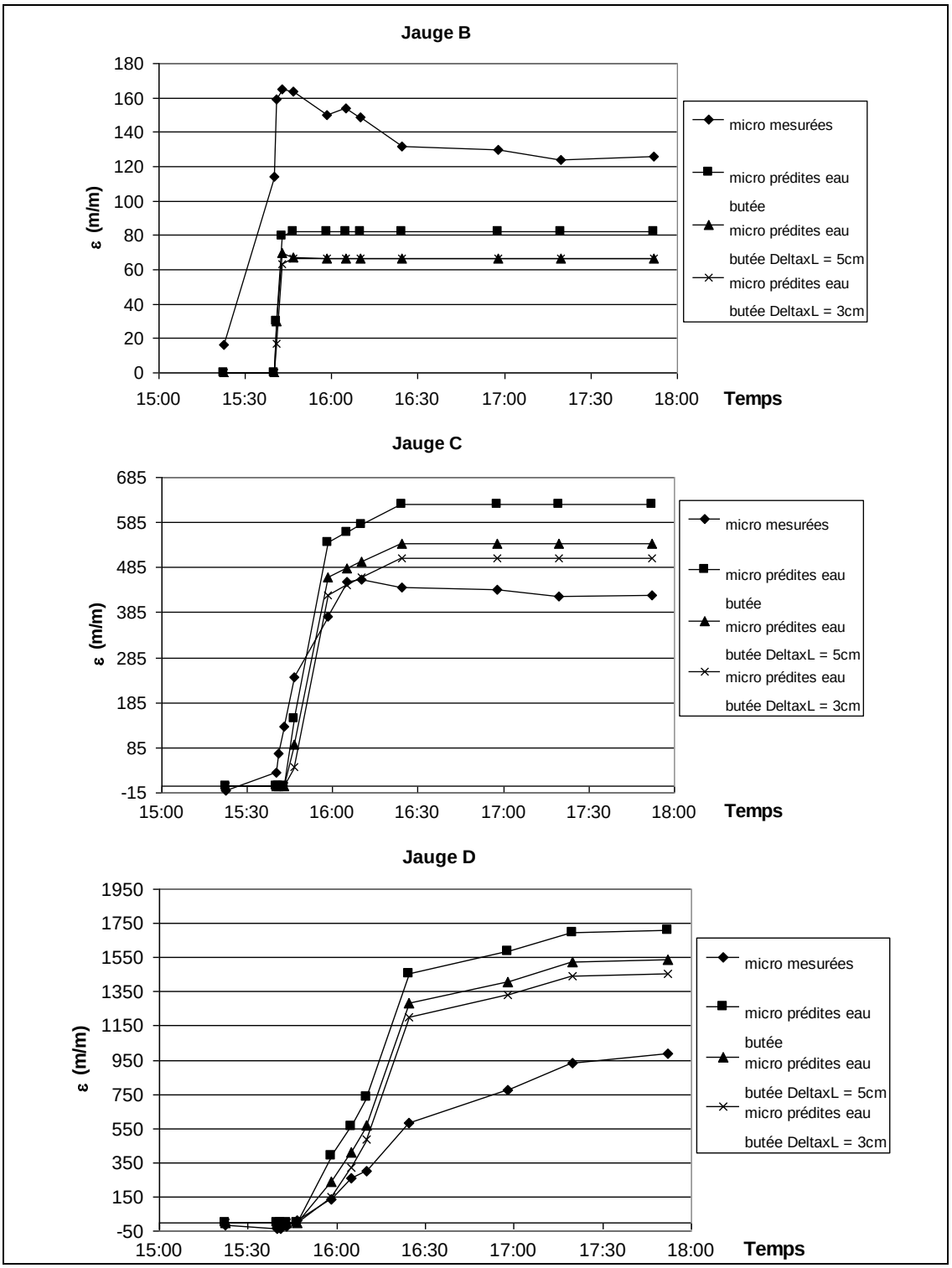


Figure 3.26 : Évolution des microdéformations mesurées et prédites selon les jauges B,C,D – Essai du 18 décembre 2008.

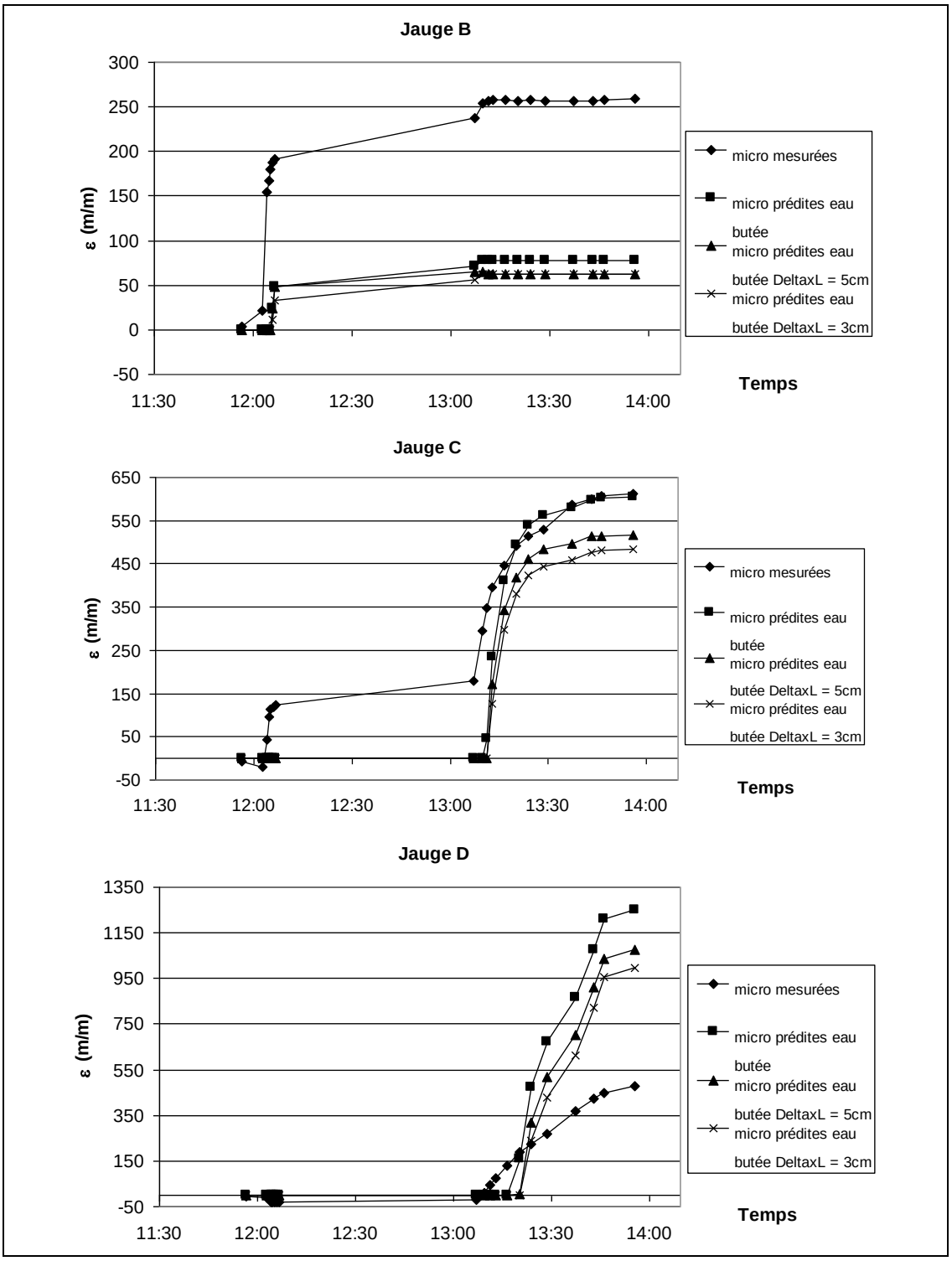


Figure 3.27 : Évolution des microdéformations mesurées et prédites selon les jauges B,C,D – Essai du 30 janvier 2009.

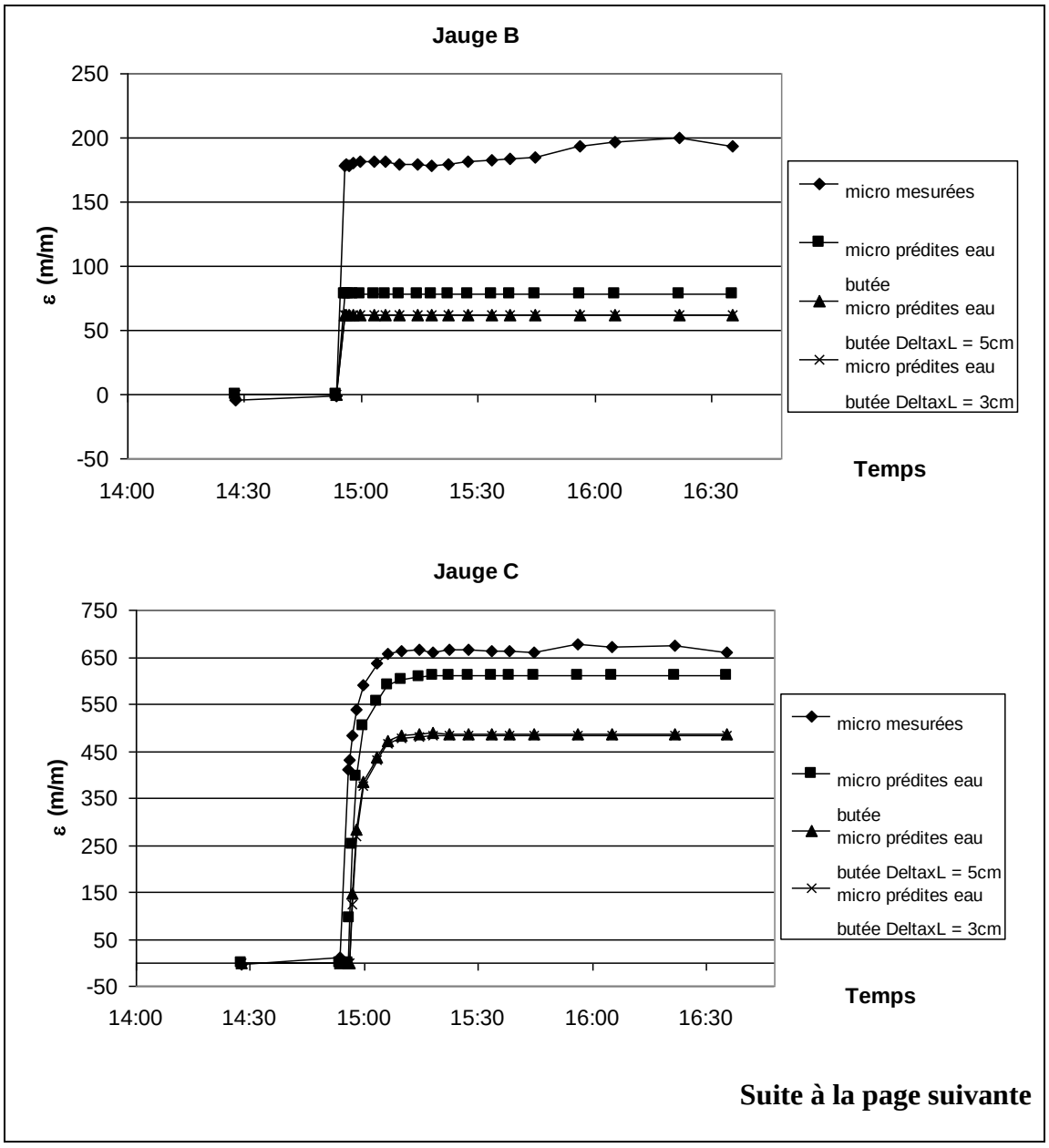


Figure 3.28 : Évolution des microdéformations mesurées et prédites selon les jauges B,C,D,E – Essai rehaussé du 16 mars 2009.

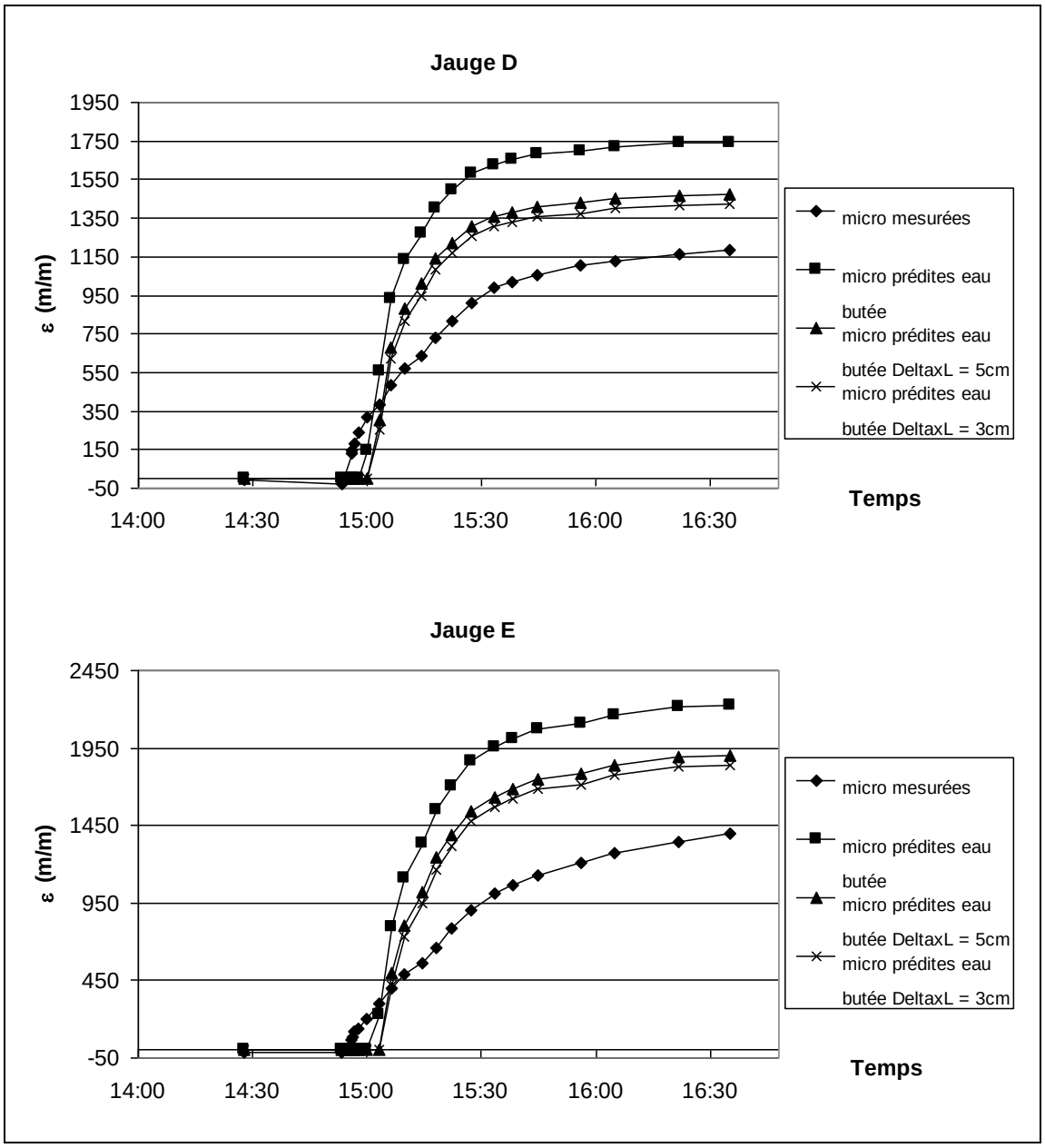


Figure 3.28 (suite) : Évolution des microdéformations mesurées et prédites selon les jauges B,C,D,E – Essai rehaussé du 16 mars 2009.

3.5.3 L'évolution des écarts relatifs de prédiction

D'une façon générale, nous remarquons que le modèle Moncouche produit ses écarts de prédiction par une sous-estimation du nombre de microdéformations aux jauges hautes et une surestimation, aux jauges profondes. Le modèle sous-estime constamment à la jauge **B**, surestime constamment à la jauge **D** et fait preuve d'ambivalence à la jauge **C**. Soulignons que le modèle surestime aussi le nombre de microdéformations à la jauge **E** de l'essai rehaussé du 16 mars, la jauge la plus profonde.

Nous ne pouvons ignorer les forts écarts apparaissant aux jauges **B** et **D** de l'essai du 30 janvier 2009, un essai marqué par une déviation du chenal d'écoulement vers un caisson latéral. Cette déviation a dû être corrigée en cours d'expérience ce qui a probablement affecté la lecture du nombre de microdéformations. Il apparaît cependant clairement, lors des trois autres essais, que les modifications successivement introduites contribuent encore ici à resserrer progressivement les écarts prédictifs notamment chez les jauges profondes. Notons que si nous faisons exception de l'essai «dévié» du 30 janvier 2009, l'ensemble des écarts moyens en fin d'expérience, produit par la modification «eau en butée et efforts nuls à plus de 3 cm de flèche» est de l'ordre de 35 à 40 % (figures 3.29 à 3.32).

Ainsi que nous l'avons mentionné précédemment, les modifications au modèle n'ont pas pour but de rechercher l'ajustement statistique idéal mais plutôt de déceler sa capacité d'évoluer dans le sens attendu lorsque soumis à l'ajout d'éléments issus de l'observation en laboratoire. Nous sommes d'avis que les modifications successives y sont pratiquement toutes parvenues.

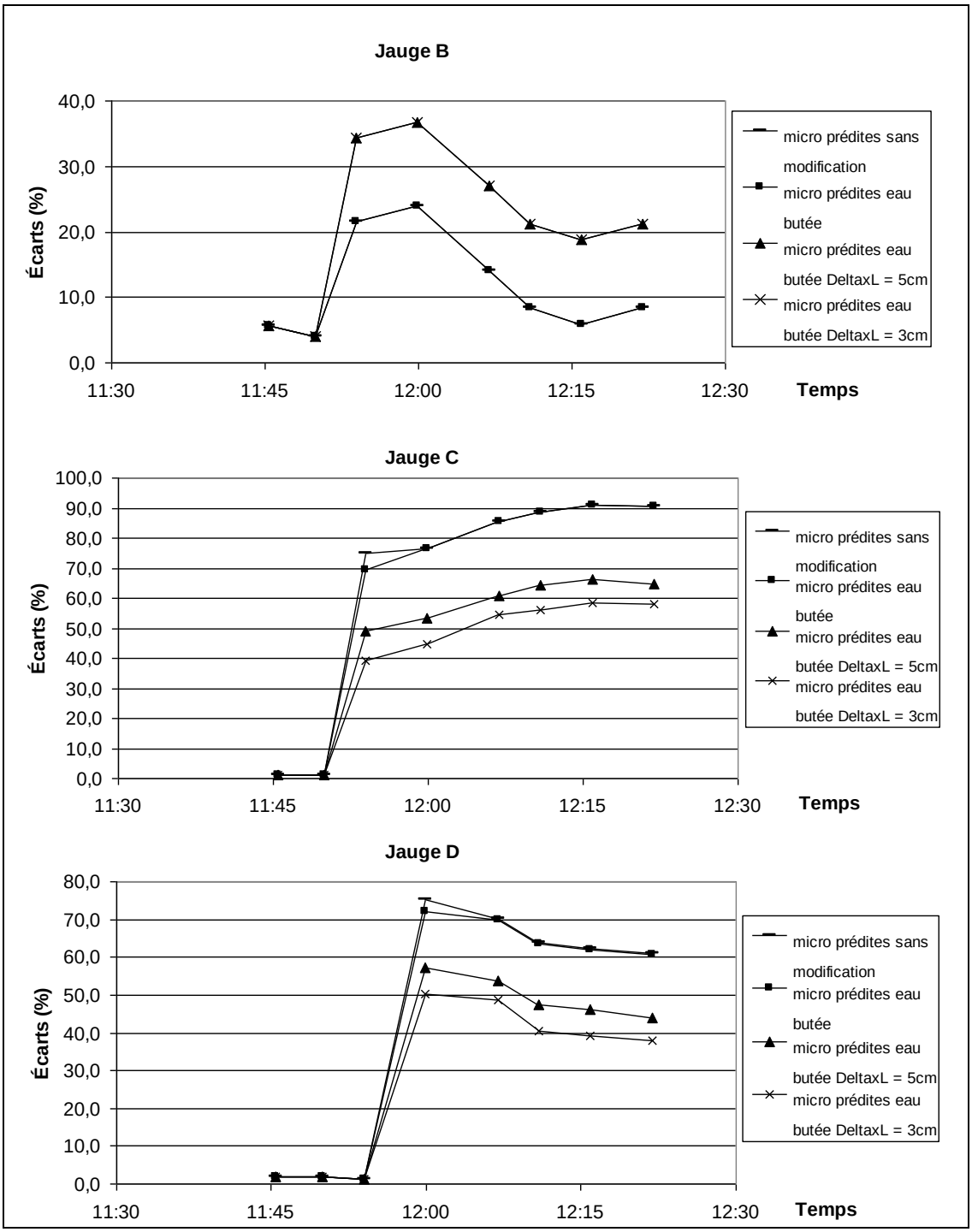


Figure 3.29 : Évolution des écarts relatifs de prédiction selon les jauges B,C,D – Essai du 4 décembre 2008.

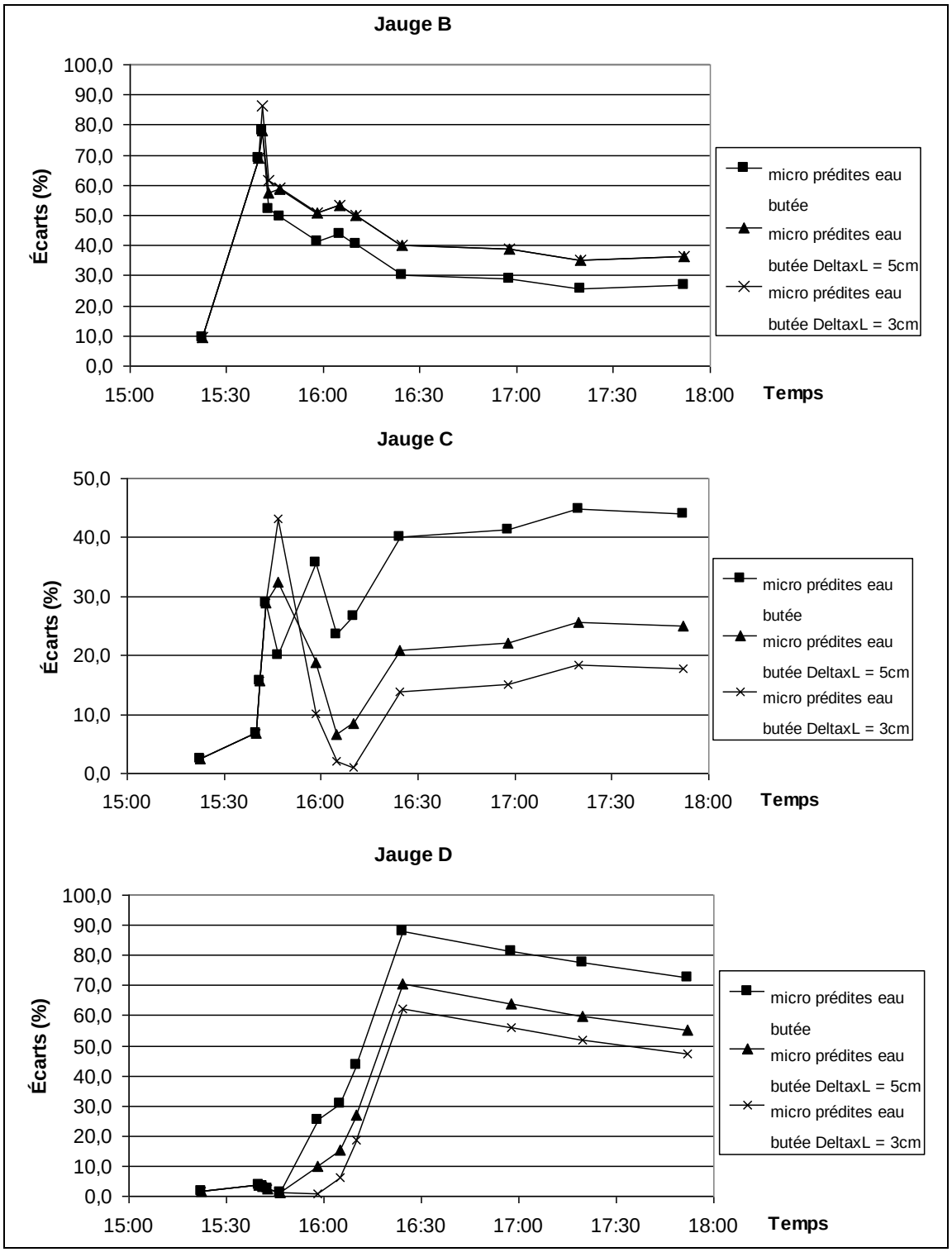


Figure 3.30 : Évolution des écarts relatifs de prédiction selon les jauges B,C,D – Essai du 18 décembre 2008.

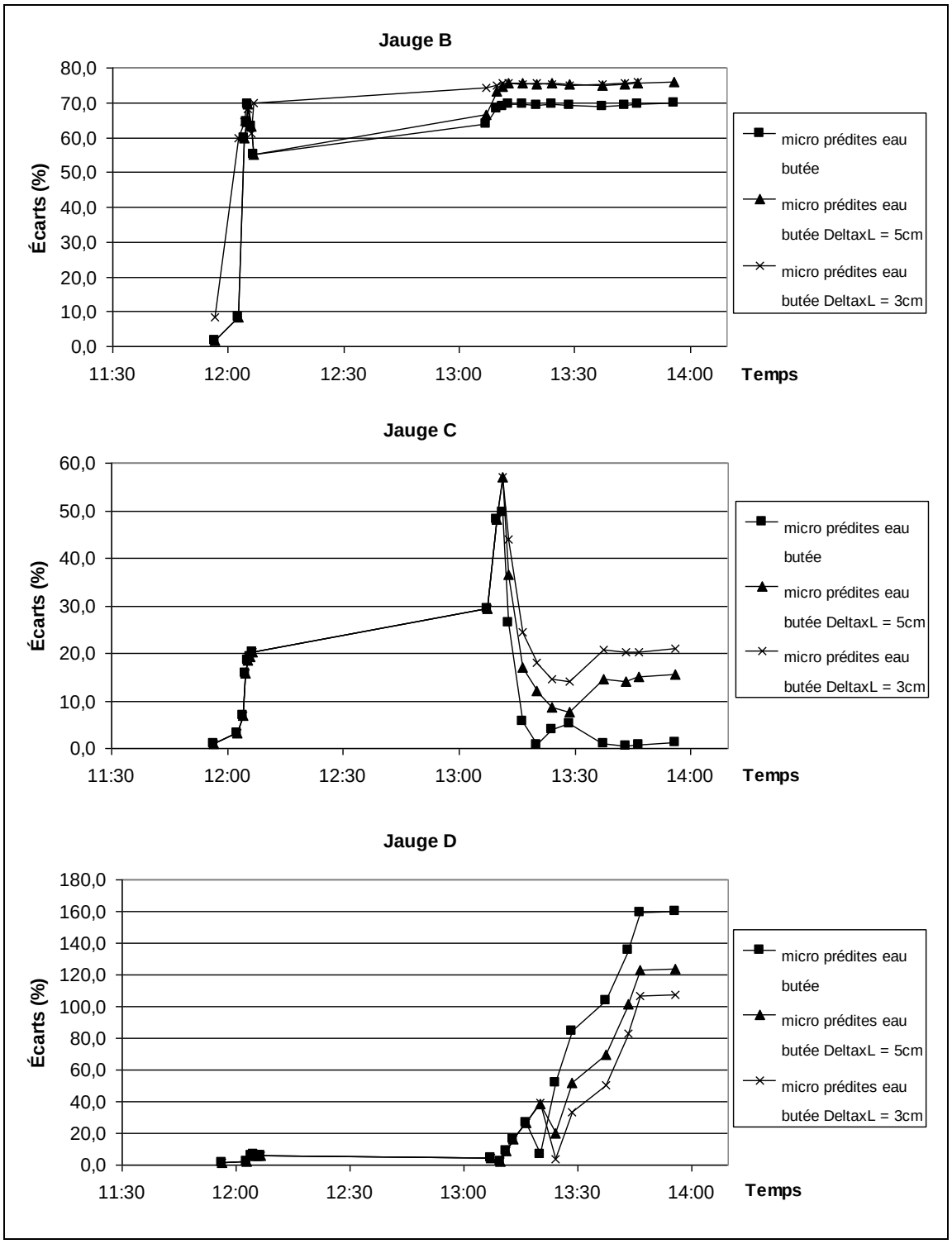
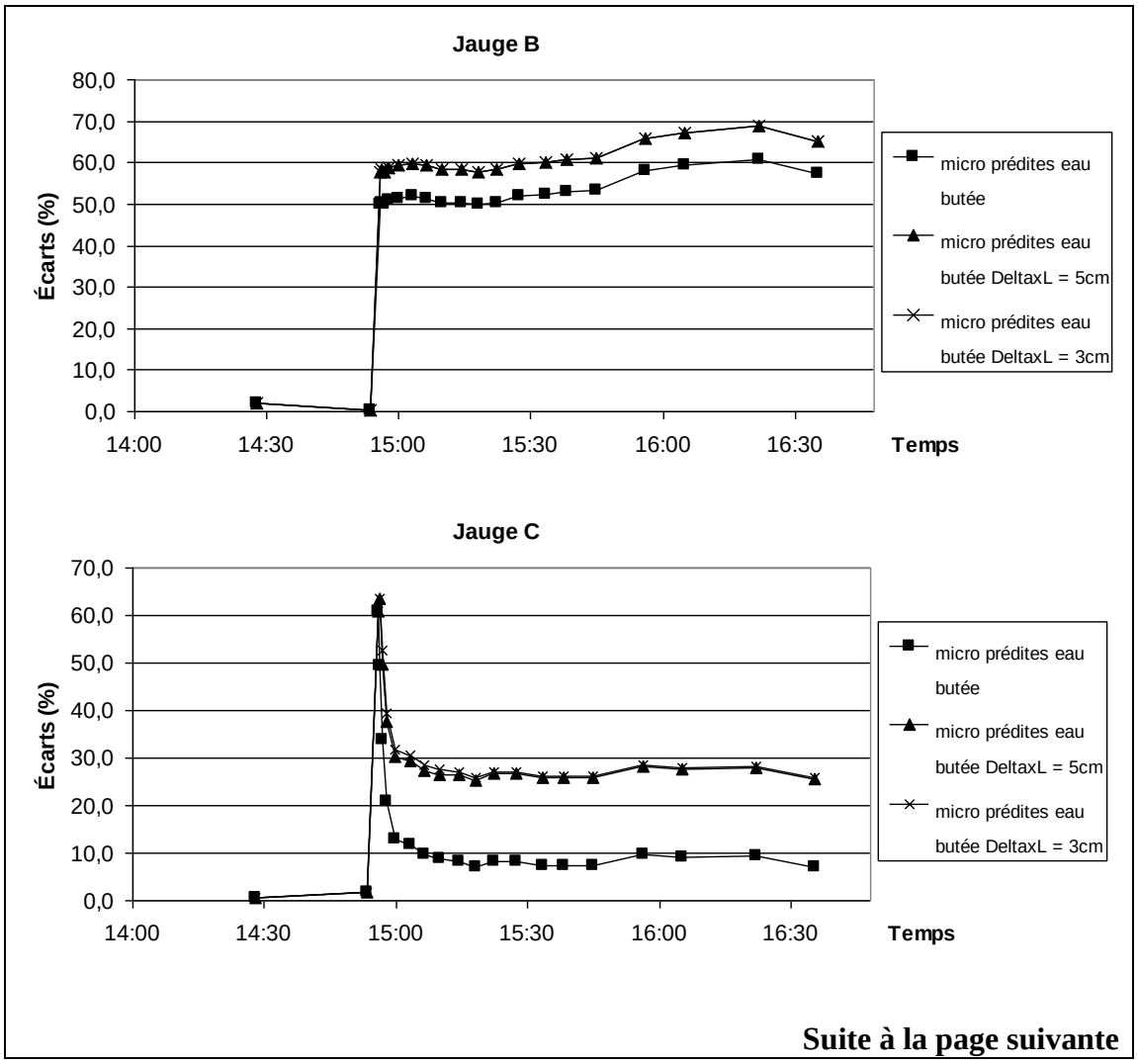


Figure 3.31 : Évolution des écarts relatifs de prédiction selon les jauges B,C,D – Essai du 30 janvier 2009.



Suite à la page suivante

Figure 3.32 : Évolution des écarts relatifs de prédiction selon les jauges B,C,D,E – Essai rehaussé du 16 mars 2009.

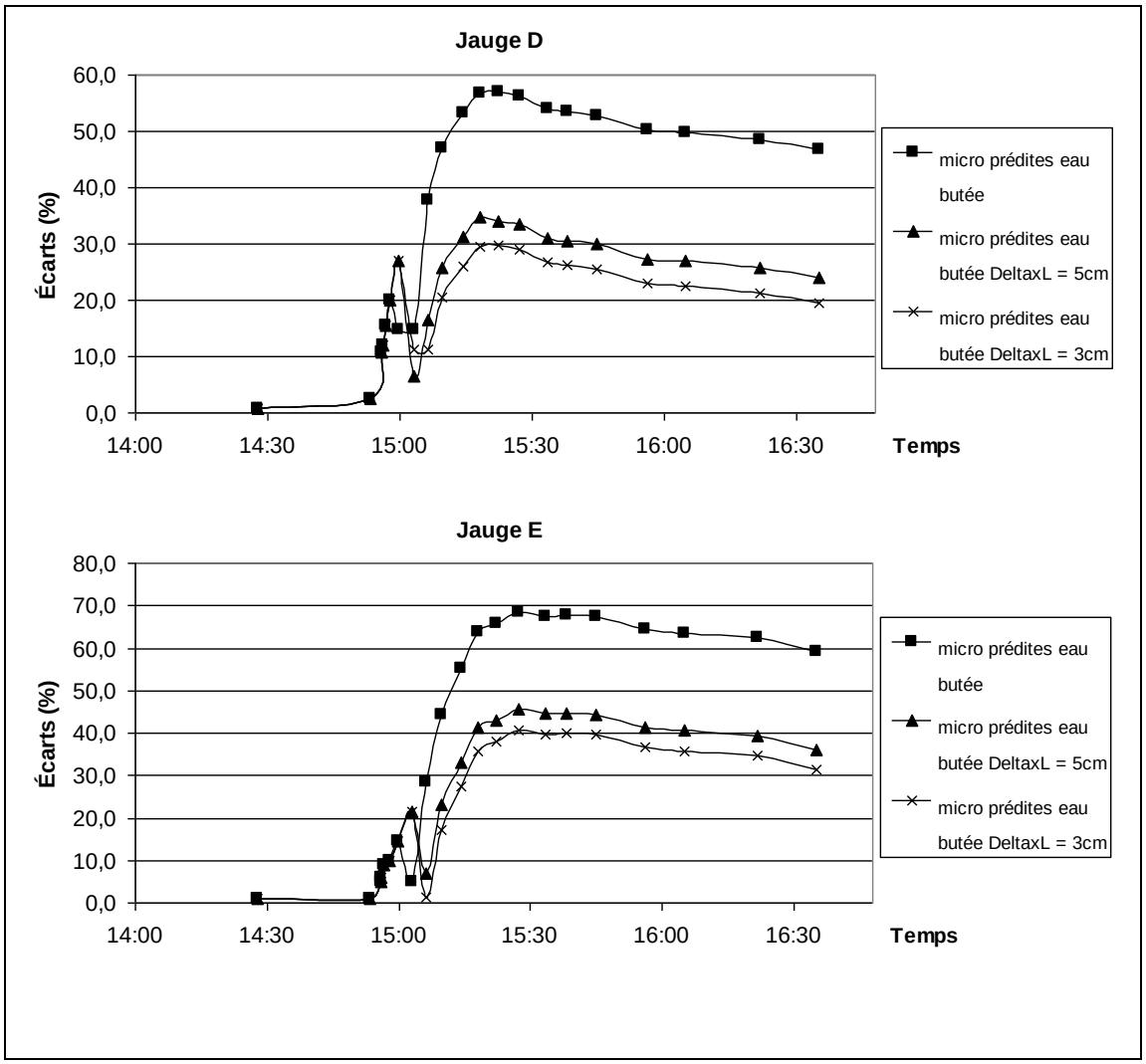


Figure 3.32 (suite) : Évolution des écarts relatifs de prédiction selon les jauges B,C,D,E – Essai rehaussé du 16 mars 2009.

3.6 Le modèle comportemental Moncouche, un outil prédictif valable

Le modèle comportemental de déversement Moncouche fait partie de ce que nous convenons d'appeler les modèles physiques. Ces modèles tentent d'expliquer des phénomènes naturels en faisant appel aux facteurs physiques impliqués le plus directement qu'ils associent au moyen de constructions théoriques simplifiées. Plus la réalité est complexe, plus il devient difficile pour le modèle de la traduire et plus les écarts de prédiction s'accroissent. Nous le voyons clairement au laboratoire. Les essais de pression hydrostatique qui ne concernent que le rideau métallique et la membrane étanche, offrent des écarts prédictifs faibles en comparaison de ceux qui surgissent dès que le revêtement granulaire est ajouté. Contrairement aux modèles empiriques qui ne prennent tout leur sens que lorsque s'accumulent les observations, les modèles physiques utilisent un nombre relativement restreint de facteurs le plus souvent interdépendants, hiérarchisés et d'inégale magnitude. Du plus, il arrive qu'un montage en laboratoire, d'échelle réduite, amplifie certains effets secondaires qui seraient demeurés négligeables *in situ*. Il en résulte alors autre chose que des «variations naturelles» mais plutôt des réponses caractérisées, uniques, parfois inattendues, des réponses qui définissent la norme. C'est ce type de réponses que nous obtenons du modèle Moncouche. Pour cette raison, il convient de les analyser avec discernement.

Ainsi, nous estimons que le modèle Moncouche traduit bien le profil, le mouvement des distributions des microdéformations au sein du rideau métallique et ce, pour l'ensemble des essais. Il le fait de façon constante et parfois de façon spectaculaire comme lors de l'essai du 4 décembre, à 24,84 cm d'érosion, à la jauge **D**, où les prédictions et la mesure concordent à zéro. De plus, le modèle produit presque toujours l'effet de régression escompté vers les valeurs observées et selon la sévérité des modifications introduites.

Le modèle Moncouche rend aussi généralement bien compte de l'évolution des microdéformations en traduisant adéquatement, à tous les essais, les phases d'accélération soudaine, de décélération progressive et de mise à l'équilibre. Des exceptions apparaissent à la jauge **B** mais elles s'expliquent par sa position haute sur le rideau métallique, une position correspondant à la forte flèche, à la vaste zone d'évidement et de perte de compactage. Encore ici, le modèle produit généralement l'effet de régression attendu vers les valeurs observées et selon la sévérité des modifications introduites.

L'évolution des écarts relatifs de prédiction se modèle, il faut s'en attendre, sur celles des microdéformations mesurées et prédites. Les écarts s'accroissent rapidement en début d'expérience lorsque le phénomène accélère pour ensuite se stabiliser et même diminuer lors de la décélération et de la mise à l'équilibre. Les profils d'évolution des écarts demeurent remarquablement semblables d'un essai à l'autre et en dépit des modifications apportées.

De toute cette analyse, nous retenons que le modèle Moncouche rend compte de façon acceptable des observations faites en laboratoire. Nous sommes d'avis que le modèle Moncouche «sait ce qui se passe» et qu'il est en mesure d'être exporté et soumis à un usage prédictif *in situ*, ce que nous ferons au chapitre 4. Nous précisons que ce transfert à la réalité se fera sans les modifications apportées puisque nous ne pouvons présumer des phénomènes de saturation au talus aval et d'évidement à l'amont du rideau de béton de la digue.

Chapitre 4 : La digue Moncouche : de l'expérimentation en laboratoire à l'usage prédictif in situ

4.1 Introduction

Nous avons vu au chapitre précédent, que le modèle comportemental Moncouche témoignait de façon acceptable des observations en laboratoire. Le temps est maintenant venu de l'utiliser à l'analyse d'un cas bien réel, celui de la digue Moncouche. Jusqu'à présent, le modèle n'a servi qu'à estimer les microdéformations le long d'un rideau métallique disposé au milieu d'un revêtement granulaire. Ici, nous poussons le raisonnement plus loin, nous extrapolons en demandant au modèle d'évaluer 1) le facteur de sécurité au glissement de la digue et 2) les facteurs de sécurité à la traction, à la compression et au cisaillement de son cœur de béton. Nous pourrons ensuite composer les hydrogrammes de rupture de la digue Moncouche et apprécier le gain de sécurité offert par son rehaussement. Au préalable cependant, l'évaluation de la sécurité de la digue Moncouche nécessite une transposition, une adaptation du laboratoire au site naturel, des profondeurs d'érosion, des largeurs de brèche, des épaisseurs de lame d'eau déversantes, des débits de brèche et de l'échelle temporelle. Nous le verrons, de telles adaptations sont parfois complexes et requièrent une bonne dose d'habileté, notamment lorsqu'il est question de l'échelle temporelle.

4.2 L'adaptation des profondeurs d'érosion

Nous adaptons les profondeurs d'érosion par l'entremise du facteur d'échelle selon la relation 4.1. Ici, les profondeurs d'érosion *in situ* s'obtiennent de la multiplication des profondeurs d'érosion observées en laboratoire par le facteur d'échelle sur 100.

$$\textit{Prof. érosion}_{\textit{in situ}}\,[\text{m}] = \textit{Prof. érosion}_{\textit{labo}}\,[\text{cm}] * 40/100 \qquad \textbf{4.1}$$

Par exemple, une érosion observée de 3,1 cm au laboratoire se traduit par à une érosion de 1,24 m du talus aval de la digue Moncouche.

$$\textit{Prof. érosion}_{\textit{in situ}}\,[\text{m}] = 40 * 3{,}1 = 124 \text{ cm } /100 = 1{,}24 \text{ m} \qquad \textbf{4.2}$$

La rupture du rideau d'étanchéité bétonné peut cependant entraîner la modification de la relation 4.1. En effet, si la rupture du rideau survient sous le niveau du talus aval, nous considérons le volume de sol compris entre le niveau de fracture et celui du talus comme instantanément emporté par les eaux. La profondeur d'érosion *in situ* correspond alors, au moment de la rupture, à l'addition du sol coiffant le rideau **Hsol** à la hauteur du béton emporté. Dans ce cas, l'équation 4.1 devient :

$$\textit{Prof. érosion}_{\textit{in situ rupture}}\,[\text{m}] = \textit{Hsol} + \textit{Hauteur béton emporté} \qquad \textbf{4.3}$$

4.3 L'adaptation des largeurs de brèche

Nous adaptons les largeurs de brèche à l'aide de la norme de pratique 4.4 (HQ 60-00-00) selon laquelle la largeur de la brèche $\mathbf{b_b}$ correspond à quatre fois sa hauteur $\mathbf{h_b}$.

$$b_b = 4 * h_b \qquad \textbf{4.4}$$

La digue Moncouche étant en partie, faite de terre, nous supposons la brèche aussi haute que la profondeur d'érosion. Aussi, lorsque s'initie le déversement, nous supposons la largeur de brèche égale à la largeur de la lame d'eau déversante, même si l'érosion à cet instant est nulle. Une telle largeur ne pouvant être prédite, nous utilisons l'échelle pour l'établir à 40 fois la largeur de l'encoche faite à la tête du montage (4,5 cm).

$b_{b\ déversement}$ [m] = 40 * 4,5 cm /100 = 1,8 m **4.5**

La digue Moncouche étant aussi constituée d'un rideau bétonné, l'érosion du sol situé directement au-dessus ne devrait pas excéder la hauteur **Hsol**. Cependant, selon la logique de la norme de pratique 4.4, seule la rupture du rideau rendrait possible l'élargissement de la brèche. Or il n'en est rien en pratique, puisque même si le rideau stoppait le creusement de la brèche en crête, l'énergie destructrice des eaux se verrait immédiatement redirigée vers son élargissement. Pour ces raisons, lors de l'adaptation des largeurs, nous délaisserons la profondeur d'érosion de la crête au profit de celle du talus.

4.4 L'adaptation de l'épaisseur des lames d'eau déversantes

En laboratoire, les lames d'eau déversantes sont évidemment moins épaisses que dans la réalité. De plus, dans notre canal d'essai, le débit est constant et le rideau d'aluminium qui modélise le cœur de béton, ne peut subir de rupture. Il en résulte une épaisseur de lame déversante constante tout au long de l'essai sauf quelques instants après le débordement lorsque la réserve d'eau comprise entre la crête et la tête du rideau se vidange.

Dans le cas de la digue Moncouche, en prenant pour acquis que le niveau du réservoir Kénogami demeure constant, nous devons envisager des épaisseurs de lames d'eau déversantes selon trois scénarios : 1) selon que l'érosion agisse entre la crête de l'ouvrage et la tête du rideau bétonné, 2) selon que l'érosion creuse en deçà de la tête du rideau bétonné mais sans causer sa rupture et 3) selon que l'érosion creuse en deçà de la tête du rideau bétonné, cette fois, causant sa rupture. Dans tous les cas, il convient d'inclure aux calculs d'épaisseur des lames, celle de l'eau enjambant la crête lorsque

s'amorce le déversement. En faisant jouer le facteur d'échelle, nous déterminons cette épaisseur à 0,12 m, soit 40 fois la profondeur de l'encoche (3 mm).

Ainsi, lorsque l'érosion reste comprise entre la crête de l'ouvrage et la tête du rideau bétonné, l'épaisseur de la lame d'eau déversante correspond simplement à la profondeur d'érosion à l'aval additionnée de 0,12 m.

Épaisseur lame déversante [m] = *Prof. érosion* [m] + 0,12 m **4.6**

Si l'érosion creuse en deçà du rideau de béton mais en évitant sa rupture, l'épaisseur de la lame devient égale à l'épaisseur du sol coiffant le rideau **Hsol** additionnée de 0,12 m.

Épaisseur lame déversante [m] = *Hsol* + 0,12 m **4.7**

Enfin, si l'érosion creuse en deçà du rideau de béton tout en causant sa rupture, l'épaisseur de la lame égale alors la profondeur d'érosion après rupture additionnée de 0,12 m.

4.8

Épaisseur lame déversante [m] = *Prof. érosion après rupture* [m] + 0,12 m

4.5 L'adaptation des débits de brèche

L'inévitable constance de l'épaisseur des lames d'eau du laboratoire nous interdit d'adapter directement les débits observés à la digue Moncouche. Au lieu, il nous faut estimer les débits de brèche $\mathbf{Q_b}$ au moyen de la loi d'évacuation d'un seuil trapézoïdal épais.

$$Q_b = c_v k_s \left(1{,}7 b_b (h - h_b)^{1,5} + 1{,}2 z (h - h_b)^{2,5}\right) \qquad \textbf{4.9}$$

où :

	c_v	=	correction de la vitesse d'approche
	b_b	=	largeur instantanée de la base de la brèche [m]
	h	=	hauteur de l'eau en amont [m]
	h_b	=	hauteur du fond de la brèche [m]
	z	=	pente des parois de brèche [m/m]
	k_s	=	correction de submergence possible

Les corrections de la vitesse d'approche et de submergence étant négligées, les parois de brèche étant considérées inclinées à 45°, nous attribuons les valeurs de 1, 1 et 1 respectivement aux variables $\mathbf{c_v}$, $\mathbf{k_s}$ et **z**. La relation 4.9 devient alors :

$$Q_b = 1{,}7 b_b (h - h_b)^{1,5} + 1{,}2 (h - h_b)^{2,5} \qquad \textbf{4.10}$$

L'assimilation de l'épaisseur des lames déversantes à la différence des hauteurs ($h - h_b$) ainsi que la connaissance des largeurs de brèche nous permettent de calculer le débit de brèche à chaque pas de temps.

4.6 L'adaptation de l'échelle temporelle

L'adaptation à la réalité *in situ* des temps observés en laboratoire constitue une étape particulièrement importante puisqu'elle est intimement liée à l'élaboration des hydrogrammes de rupture. Une adaptation erronée de l'échelle de temps aurait comme conséquence d'alerter inutilement ou pire encore, d'alerter tardivement les populations de l'arrivée des eaux. Vu l'importance de l'enjeu, nous adapterons ici l'échelle temporelle selon trois méthodes dont nous retiendrons la meilleure. La première méthode fait appel au facteur d'échelle, la deuxième est reliée à une loi de transport solide pertinente et la troisième, à la comparaison entre des concentrations sédimentaires

observées et prédites. Afin d'alléger la discussion, l'ensemble des calculs relatifs aux adaptations de l'échelle temporelle est effectué à l'aide des données recueillies lors de l'essai du 4 décembre 2008.

4.6.1 L'adaptation de l'échelle temporelle au moyen du facteur d'échelle

La méthode d'adaptation par facteur d'échelle est simple d'usage car elle consiste à multiplier l'écart de temps relevé au laboratoire par la racine carrée du facteur d'échelle. Notre échelle étant ici de 1 sur 40, le facteur d'échelle est de 40.

$$\Delta Temps_{in\ situ} = \Delta Temps_{labo} * \sqrt{40} \qquad \textbf{4.11}$$

Par exemple, si le temps écoulé en laboratoire entre l'atteinte du niveau d'exploitation normal et le début du déversement est de 4min :32sec la relation 4.11 produira un écart de temps *in situ* de 28min :40sec.

$$\Delta Temps_{in\ situ} = (4*60 + 32) * \sqrt{40} = 1\ 720 \text{ sec} = 28\text{min :}40\text{sec} \qquad \textbf{4.12}$$

4.6.2 L'adaptation de l'échelle temporelle au moyen d'une loi de transport solide

Il existe de nombreuses lois de transport des sédiments, chacune modélisant avec plus ou moins de bonheur une même situation. Les lois des Shields, Duboys, Einstein et Brown, Meyer-Peter et Müller, Ackers et White, Yang […] méritent toutes d'être considérées. Même qu'une application systématique de toutes les lois afin d'en tirer la plus adaptée serait intéressante, si le procédé n'était pas si onéreux. Pour cette raison, nous ne retiendrons ici que quatre lois très connues et utilisées : la loi de transport de Yang pour le gravier, la loi de transport de Yang pour le sable, la loi de transport de Meyer-Peter et Müller (1948) adaptée aux pentes fortes et la loi de transport de Shields.

Nous présenterons tout d'abord chacune des ces quatre lois. Puis, nous verrons comment elles utilisent les données adaptées pour évaluer la capacité de transport solide du débit de brèche. À la lumière des résultats, nous sélectionnerons la loi la plus apte à traduire l'érosion du talus et du replat de la digue Moncouche. Nous adapterons, par la suite, l'échelle de temps en conséquence.

Les quatre lois de transport solide : $\mathbf{Yang_{gravier}}$, $\mathbf{Yang_{sable}}$, Meyer-Peter et Müller, Shields

$\mathbf{Yang_{gravier}}$ (1984)

Fondée sur l'énergie que libère l'eau le long d'une pente, la loi de transport solide de Yang adaptée au gravier (Yang, 1984) évalue la concentration en sédiments $\mathbf{C_{tg}}$, en parties par million (ppm), selon la relation 4.13. Destinée à modéliser le transport de grains plus grossiers, cette loi requiert des valeurs de $\mathbf{d_{50}}$ comprises entre 2 et 10 mm.

4.13

$$\log C_{tg} = 6{,}681 - 0{,}633 * \log\left(\frac{\omega * d_{50}}{\nu}\right) - 4{,}816 * \log\left(\frac{U_*}{\omega}\right) +$$

$$\left(2{,}784 - 0{,}305 * \log\left(\frac{\omega * d_{50}}{\nu}\right) - 0{,}282 * \log\left(\frac{U_*}{\nu}\right)\right) * \log\left(\frac{VS}{\nu} - \frac{V_{cr}S}{\omega}\right)$$

où :

C_{tg}	=	concentration totale de gravier en parties par million
ω	=	vitesse de chute des particules
d_{50}	=	diamètre des sédiments à 50 % de passant
ν	=	viscosité cinématique de l'eau
U_*	=	vitesse de cisaillement au sein de la couche critique
V	=	vitesse moyenne de l'écoulement
S	=	pente du lit d'écoulement
V_{cr}	=	vitesse critique

Le paramètre $\mathbf{U_*}$ est la vitesse de cisaillement au sein de la couche critique de l'écoulement et se calcule suivant l'équation 4.14 (**g** et $\mathbf{h_{eau}}$ correspondent respectivement à l'accélération gravitationnelle et à la profondeur moyenne de l'écoulement).

$$U_* = \sqrt{g * h_{eau} * S} \qquad \textbf{4.14}$$

La vitesse critique adimensionnelle $\mathbf{V_{cr}/\omega}$ s'évalue en regard des deux conditions :

4.15

$$\frac{V_{cr}}{\omega} = \frac{2{,}5}{\log\left(U_* d_{50}/\nu\right) - 0{,}06} + 0{,}66 \qquad \text{si} \quad 1{,}2 < \mathrm{Re}_* = \frac{U_* d_{50}}{\nu} < 70$$

4.16

$$\frac{V_{cr}}{\omega} = 2{,}05 \qquad \text{si} \quad 70 \leq \mathrm{Re}_* = \frac{U_* d_{50}}{\nu}$$

$\mathbf{Yang_{sable}}$ (1976)

Un peu de la même façon, la loi de transport solide de Yang adaptée au sable (Yang, 1976) évalue la concentration en sédiments $\mathbf{C_{ts}}$, en parties par million (ppm), selon la relation 4.17. Il convient alors d'utiliser des valeurs de $\mathbf{d_{50}}$ inférieures à 2 mm. Notons que la vitesse critique adimensionnelle $\mathbf{V_{cr}/\omega}$ s'évalue toujours selon 4.15 et 4.16.

4.17

$$\log C_{ts} = 5{,}435 - 0{,}286 * \log\left(\frac{\omega * d_{50}}{\nu}\right) - 0{,}457 * \log\left(\frac{U_*}{\omega}\right) +$$

$$\left(1{,}799 - 0{,}409 * \log\left(\frac{\omega * d_{50}}{\nu}\right) - 0{,}314 * \log\left(\frac{U_*}{\nu}\right)\right) * \log\left(\frac{VS}{\nu} - \frac{V_{cr} S}{\omega}\right)$$

Meyer-Peter et Müller (1948)

Adaptée aux valeurs de $\mathbf{d_{50}}$ variant entre 0,4 mm et 29 mm, la loi de transport solide de Meyer-Peter et Müller (1948) rend bien compte, lorsqu'elle est corrigée, des débits sédimentaires pour les pentes de lit **S** excédant 3° (Smart, 1984). Fondée sur la différence entre la contrainte de cisaillement effective et la contrainte de cisaillement critique, cette loi requiert toutefois la présence d'une turbulence égale ou supérieure à 70 ($\mathrm{Re}_* \geq 70$). Le transport solide $\mathbf{q_s}$, en mètres cubes par seconde par mètre de largeur ($m^3/s/m$) s'exprime alors selon la relation 4.18 où $\boldsymbol{\rho_{eau}}$ correspond à la masse volumique de l'eau.

$$q_s = \left(\frac{8}{\sqrt{\rho_{eau}}} \right) (\tau_* - \tau_c)^{3/2} \qquad \textbf{4.18}$$

Les paramètres $\boldsymbol{\tau_*}$ et $\boldsymbol{\tau_c}$ correspondent respectivement à la contrainte de cisaillement totale sur le grain ainsi qu'à la contrainte de cisaillement critique. À son tour, la contrainte de cisaillement critique répond à la relation 4.19 où **s** et **g** correspondent respectivement à la densité relative du sol et à l'accélération gravitationnelle.

$$\tau_c = 0{,}047(s-1)\rho_{eau} * g * d_{50} \qquad \textbf{4.19}$$

Quant à la contrainte de cisaillement totale $\boldsymbol{\tau_*}$, elle se définit comme le produit du paramètre **u** et de la contrainte de cisaillement effective $\boldsymbol{\tau}$.

4.20

$$\tau_* = u * \tau \qquad \tau = \rho_{eau} * g * h_{eau} * S \qquad u = \left(\frac{C}{C'} \right)^{3/2}$$

où h_{eau} = profondeur moyenne de l'écoulement
C = coefficient de Chézy représentatif de l'écoulement
C' = coefficient de Chézy associé aux grains

Les coefficients de Chézy s'évaluent au moyen des relations 4.21 et 4.22.

$$C = \frac{V}{\sqrt{h_{eau} * S}} \qquad \textbf{4.21}$$

$$C' = 18 * \log\left(\frac{12 * h_{moy}}{K_s'}\right) \quad \text{avec} \quad K_s' = d_{90} \qquad \textbf{4.22}$$

Advenant une pente du lit **S** dépassant 3°, il convient de remplacer la contrainte de cisaillement critique τ_c par la contrainte de cisaillement critique corrigée τ_{cc}. Nous évaluons cette dernière à l'aide de l'équation 4.23 où α et β correspondent respectivement, en degrés, à la pente du lit et à l'angle de repos du sol (Smart, 1984).

$$\tau_c = \tau_{cc} = \tau_c * \cos\alpha * \left(\frac{1 - \tan\alpha}{\tan\beta}\right) \qquad \textbf{4.23}$$

Suite à cette modification, la relation 4.18 devient :

$$q_s = \left(\frac{8}{\sqrt{\rho_{eau}}}\right)(\tau_* - \tau_{cc})^{3/2} \qquad \textbf{4.24}$$

Shields (1936)

Largement utilisée, la loi de Shields (1936) est sans doute l'une des plus connues des hydrauliciens. Également fondée sur la différence entre la contrainte de cisaillement

effective et la contrainte de cisaillement critique, la loi de Shields estime le débit solide des sédiments $\mathbf{q_s}$ en mètres cubes par seconde par mètre de largeur [m³/s/m] selon l'équation 4.25.

$$q_s = \frac{\left[10 * (\tau - \tau_c) * q_b * \gamma_{eau} * S\right]}{\left[(\gamma_{sol} - \gamma_{eau}) * d_{50} * \gamma_{sol}\right]} \qquad \textbf{4.25}$$

où

τ	=	contrainte de cisaillement effectif
τ_c	=	contrainte de cisaillement critique
q_b	=	débit de brèche unitaire
γ_{eau}	=	poids volumique de l'eau
γ_{sol}	=	poids volumique du sol
S	=	pente du lit d'écoulement
d_{50}	=	diamètre des sédiments à 50% de passant

Ici, la contrainte de cisaillement effective $\boldsymbol{\tau}$ s'évalue de la façon suivante :

$$\tau = \gamma_{eau} * h_{eau} * S \qquad \textbf{4.26}$$

Cependant, il n'en va pas de même pour la contrainte de cisaillement critique $\boldsymbol{\tau_c}$. Particulière à la loi de Shields, cette contrainte s'évalue selon la relation 4.27 où $\boldsymbol{\tau_{adim}}$ correspond à la contrainte de cisaillement adimensionnelle.

$$\tau_c = \tau_{a\dim} * (s * \gamma_{eau} - \gamma_{eau}) * d_{50} \qquad \textbf{4.27}$$

Dépendante du nombre de Reynolds étoilé $\mathbf{Re_*}$, la contrainte de cisaillement adimensionnelle $\boldsymbol{\tau_{adim}}$ s'obtient en reportant verticalement la valeur de $\mathbf{Re_*}$ sur la courbe du diagramme de Shields. Le calcul du nombre de Reynolds étoilé s'effectue de la manière suivante :

$$\mathrm{Re}_* = \frac{U_* d_{50}}{\nu} \qquad \textbf{4.28}$$

Définie précédemment à la relation 4.14, la vitesse de cisaillement au sein de la couche critique de l'écoulement $\mathbf{U_*}$ se calcule comme suit :

$$U_* = \sqrt{g * h_{eau} * S} \qquad \textbf{4.14}$$

La transmission des données adaptées aux lois de transport et le calcul des débits solides

Le calcul des débits solides requiert la connaissance des paramètres caractéristiques de l'écoulement tels que la pente, la profondeur, la largeur, le débit et la vitesse. Or, nous savons que la digue Moncouche est constituée d'un talus qui surplombe de 3,00 m un long replat situé à l'aval. Par conséquent, le calcul des débits solides devra aussi tenir compte de l'érosion du talus de même que de celle du replat. Aussi longtemps que la profondeur d'érosion reste inférieure à 3,00 m et que le talus n'est pas été entièrement entaillé, le calcul des débits solides doit se faire avec la pente de lit d'écoulement du talus estimée à 0,3989 m/m. Lorsque la profondeur d'érosion est égale ou supérieure à 3,00 m et que le talus est complètement entaillé, une seule pente de lit d'écoulement est nécessaire, celle du replat (0,06 m/m).

Les largeurs de brèche étant connues, nous pouvons les associer directement aux largeurs d'écoulement. Mais il en est tout autrement lorsque vient le temps d'assimiler l'épaisseur des lames d'eau déversantes aux profondeurs moyennes d'écoulement. En effet, l'accélération de l'écoulement causée par la gravité accroît la vitesse de la lame dévalant le talus, entraînant du même coup son amincissement. Pour contourner cette difficulté, nous devons faire appel à la pente du talus, à celle du replat, aux débits et largeurs de brèche ainsi qu'à l'équation de Manning et à ses rayons hydrauliques $\mathbf{R_h}$

pour +en tirer les profondeurs moyenne d'écoulement $\mathbf{h_{eau}}$ (4.29). Notons que les sections d'écoulement sont réputées rectangulaires et que nous estimons les vitesses au droit du talus et du replat selon la formule classique du débit 4.30.

$$Q_b = \frac{A * R_h^{2/3} * S^{1/2}}{n} = \frac{(b_b * R_h) * R_h^{2/3} * S^{1/2}}{n} = \frac{b_b * R_h^{5/3} * S^{1/2}}{n} \qquad \textbf{4.29}$$

$$R_h = \left[\frac{Q_b * n}{b_b * S^{1/2}} \right]^{3/5} = h_{eau}$$

où

Q_b	=	débit de brèche
A	=	aire d'écoulement
R_h	=	rayon hydraulique
S	=	pente du lit d'écoulement
n	=	coefficient de rugosité de Manning
b_b	=	largeur de brèche
h_{eau}	=	profondeur moyenne de l'écoulement

$$V = Q_b / A \qquad \textbf{4.30}$$

Nous évaluons le coefficient de rugosité **n** de Manning, le long du talus, au moyen de la relation 4.31 proposée par Meyer-Peter et Müller où $\mathbf{d_{90}}$ correspond au diamètre (à l'échelle métrique) des sédiments à 90 % de passant. Le relevé granulométrique du talus aval de la digue Moncouche effectué en juillet 1991 par la firme **TECHMAT**, indique un $\mathbf{d_{90}}$ de 0,014 m. De la relation 4.31, nous en déduisons un coefficient de rugosité **n** de Manning de 0,019.

$$n = \frac{d_{90}^{1/6}}{26} = 0{,}019 \qquad \textbf{4.31}$$

Le replat peut être assimilé à une plaine inondable parsemée d'herbes hautes et exempte de buissons. Chow (1959) établissait à 0,035 le coefficient de rugosité de Manning d'une telle surface. Nous avons retenu cette valeur aux fins de notre calcul.

Les tableaux 4.1 et 4.2 exposent les données adaptées *in situ* de la digue Moncouche ainsi que la façon dont elles ont été incorporées à chacune des quatre lois de transport solide ($Yang_{gravier}$, $Yang_{sable}$, Meyer-Peter et Müller, Shields). Apparaissent tout d'abord au tableau 4.1 les temps adaptés ainsi que les données correspondantes discutées aux sections précédentes. Viennent ensuite, au tableau 4.2, les données moyennes (écart/2) calculées, cette fois, en fonction des écarts de temps. Notons ici qu'à la hauteur moyenne d'eau $\mathbf{h_{eau\ moy}}$ ainsi qu'à la vitesse moyenne d'eau $\mathbf{V_{moy}}$ correspond, pour chaque écart, un couple de valeurs, la première relative au talus, la seconde, au replat. Ainsi que nous l'avons mentionné en début de section, tant que la profondeur d'érosion n'excède pas 3,00 m et que nous avons toujours affaire au talus, ce sont les valeurs $\mathbf{h_{eau\ moy}}$ et $\mathbf{V_{moy}}$ relatives au talus qu'il faut transmettre aux équations de transport. Par contre, si la profondeur d'érosion est égale ou supérieure à 3,00 m, nous n'avons plus de talus et alors seules les données du replat sont transmises. Les quatre dernières colonnes du tableau 4.2 présentent les débits solides unitaires ($m^3/s/m$) en regard de chacune des lois retenues.

Notons que les temps en caractères gras du tableau 4.1 sont interpolés et que les profondeurs d'érosion et les épaisseurs de lame d'eau entre parenthèses résultent d'une rupture instantanée du rideau bétonné. Nous examinerons la manière d'anticiper la rupture du rideau à la section 4.6.

Tableau 4.1 : Adaptation des données recueillies lors de l'essai du 4 décembre 2008.

Laboratoire					Digue Moncouche (1995)				
Temps labo	**Prof. érosion**	**Largeur brèche b_b**	**Épaisseur lame d'eau**	**Débit brèche Q_b**	**Temps in situ ($40^{1/2}$)**	**Prof. érosion**	**Largeur brèche b_b**	**Épaisseur lame d'eau**	**Débit brèche Q_b**
[h :m :s]	[cm]	[cm]	[cm]	[m³/s]	[h :m :s]	[m]	[m]	[m³/s/m]	[m³/s]
11 :45 :28	0,00	0,00	0,00	0,00	0 :00 :00	0,00	0,00	0,00	0,00
11 :50 :00	0,00	4,50	0,30	1,26E-5	0 :28 :40	0,00	1,80	0,12	0,13
11 :50 :30(1)	3,10	15,24	3,40	1,62E-3	0 :31 :50	1,24	4,96	1,36	15,96
11 :51 :00(1)	6,20	15,24	1,85	6,50E-4	0 :35 :00	2,48	6,20	1,67	27,07
11 :51 :27(1)	9,00	15,24	1,85	6,50E-4	0 :37 :51	3,60 (5,05)	20,20	1,67 (5,17)	476,61
11 :51 :30(1)	9,30	15,24	1,85	6,50E-4	0 :38 :09	3,72 (5,05)	20,20	5,17	476,61
11 :52 :28(1)	15,25	15,24	1,85	6,50E-4	0 :44 :16	6,10 (8,05)	32,20	5,17 (8,17)	1 507,26
11 :54 :00	24,84	15,24	1,85	6,50E-4	0 :53 :58	9,94	32,20	8,17	1 507,26
12 :00 :00	33,99	15,24	1,85	6,50E-4	1 :31 :55	13,60	32,20	8,17	1 507,26
12 :07 :00	40,75	15,24	1,85	6,50E-4	2 :16 :11	16,30	32,20	8,17	1 507,26
12 :11 :00	41,15	15,24	1,85	6,50E-4	2 :41 :29	16,46	32,20	8,17	1 507,26
12 :16 :00	43,16	15,24	1,85	6,50E-4	3 :13 :07	17,26	32,20	8,17	1 507,26
12 :22 :00	43,34	15,24	1,85	6,50E-4	3 :51 :03	17,34	32,20	8,17	1 507,26

(1) Temps interpolé.

Tableau 4.2 : Calcul des profondeurs d'écoulement, des vitesses moyennes au talus et au replat de la digue Moncouche et évaluation des débits sédimentaires – Essai du 4 décembre 2008.

Temps *in situ* ($40^{1/2}$)	Prof. érosion	b_b	h_{eau}	Q_b	h_{eau} talus/replat	V talus/replat	Prof. érosion moy	b_b moy	h_{eau} moy talus/replat	V moy talus/replat	Q_b moy	q_b moy	q_s Yang gravier	q_s Yang sable	q_s M.P.M. pente forte	q_s Shields
[h :m :s]	[m]	[m]	[m]	[m³/s]	[m]	[m/s]	[m]	[m]	[m]	[m/s]	[m³/s]	[m³/s/m]	[m³/s/m]	[m³/s/m]	[m³/s/m]	[m³/s/m]
0 :00 :00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00 – 0,00	0,00 – 0,00	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
0 :28 :40	0,00	1,80	0,12	0,13	0,03 – 0,07	2,90 – 1,13	0,62	3,38	0,14 – 0,35	8,01 – 3,13	8,05	1,64	0,039	0,24	0,14	143,00
0 :31 :50	1,24	4,96	1,36	15,96	0,25 – 0,63	13,11 – 5,13	1,86	5,58	0,27 – 0,69	13,96 – 5,46	21,52	3,79	0,033	0,41	0,47	637,77
0 :35 :00	2,48	6,20	1,67	27,07	0,29 – 0,75	14,81 – 5,79	3,04	13,20	0,00 – 1,41	0,00 – 8,59	251,84	13,98	0,0036	0,52	0,079	277,89
0 :37 :51	3,60	20,20	5,17	476,61	0,00 – 2,07	0,00 – 11,38	4,33	20,20	0,00 – 2,07	0,00 – 11,38	476,61	23,59	0,0029	0,68	0,15	688,62
0 :38 :09	5,05	20,20	5,17	476,61	0,00 – 2,07	0,00 – 11,38	5,58	26,20	0,00 – 2,60	0,00 – 13,18	991,94	35,20	0,0035	1,11	0,22	1290,78
0 :44 :16	6,10	32,20	8,17	1507,26	0,00 – 3,13	0,00 – 14,97	8,02	32,20	0,00 – 3,13	0,00 – 14,97	1507,26	46,81	0,0034	1,38	0,29	2066,61
0 :53 :58	9,94	32,20	8,17	1507,26	0,00 – 3,13	0,00 – 14,97	11,77	32,20	0,00 – 3,13	0,00 – 14,97	1507,26	46,81	0,0034	1,38	0,29	2066,61
1 :31 :55	13,60	32,20	8,17	1507,26	0,00 – 3,13	0,00 – 14,97	14,95	32,20	0,00 – 3,13	0,00 – 14,97	1507,26	46,81	0,0034	1,38	0,29	2066,61
2 :16 :11	16,30	32,20	5,17	1507,26	0,00 – 3,13	0,00 – 14,97	16,38	32,20	0,00 – 3,13	0,00 – 14,97	1507,26	46,81	0,0034	1,38	0,29	2066,61
2 :41 :29	16,46	32,20	8,17	1507,26	0,00 – 3,13	0,00 – 14,97	16,86	32,20	0,00 – 3,13	0,00 – 14,97	1507,26	46,81	0,0034	1,38	0,29	2066,61
3 :13 :07	17,26	32,20	8,17	1507,26	0,00 – 3,13	0,00 – 14,97	17,30	32,20	0,00 – 3,13	0,00 – 14,97	1507,26	46,81	0,0034	1,38	0,29	2066,61
3 :51 :03	17,34	32,20	8,17	1507,26	0,00 – 3,13	0,00 – 14,97										

Le choix de la loi de transport solide

Les seuls débits sédimentaires, même s'ils constituent de bons indices, ne nous permettent pas vraiment de savoir laquelle parmi ces lois de transport convient le mieux. L'érosion étant un phénomène dynamique, nous pourrions porter un meilleur jugement si nous pouvions, en quelque sorte, transformer ces débits sédimentaires en temps d'érosion[4]. Or nous savons que les débits sédimentaires unitaires exprimés en mètres cubes par seconde par mètre de largeur peuvent être ramenés en mètres carrés par seconde ($m^3/s/m = m^2/s$). Nous nous proposons donc de faire de cette aire «**l'aire de coupe**» de la digue Moncouche dont le plan vertical, perpendiculaire à l'axe longitudinal de la digue, passe par le centre de la brèche. La figure 4.1 illustre l'aire de coupe adossée au rideau de béton de la digue. Bien centré sur la brèche, ce plan permet d'associer une aire de coupe à chacune des profondeurs d'érosion *in situ*. Nous appelons la différence entre deux aires de coupe «**aire d'érosion**». De la différence entre deux aires d'érosion, nous déduisons l'aire de sol emportée, en mètres carrés [m^2], par le débit de brèche entre deux temps d'érosion.

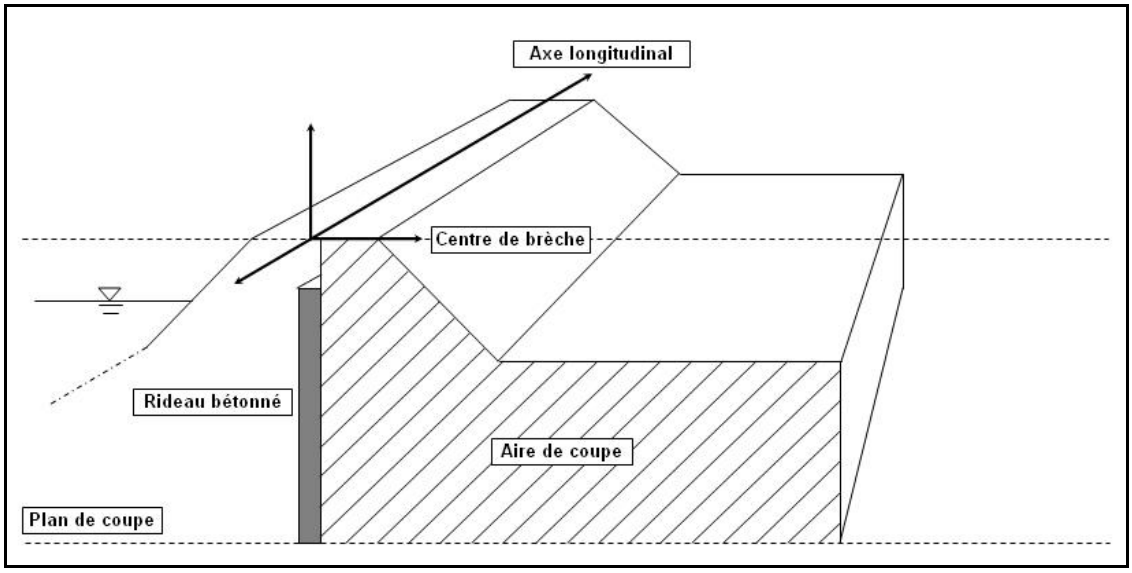


Figure 4.1 : Plan de coupe perpendiculaire à l'axe longitudinal de la digue et définition de l'aire de coupe.

[4] Au strict point de vue des dimensions, les temps d'érosion s'obtiennent en divisant le volume de sol évacué en mètres cubes [m^3] par le débit solide en mètres cubes par seconde [m^3/s].

Puisque les débits sédimentaires sont calculés entre chacun des pas de temps, nous pouvons estimer le temps d'érosion (**Temps$_{éro}$**) à l'aide de la relation 4.32.

$$Temps_{éro} = \frac{aire\ d'érosion\ \ [m^2]}{q_s\ [m^2/s]} \qquad \textbf{4.32}$$

La hauteur du talus de la digue Moncouche étant de 3,00 m, nous évaluons les aires d'érosion selon trois scénarios : 1) lorsque la profondeur moyenne d'érosion n'excède pas le talus, 2) lorsque la profondeur moyenne d'érosion égale 3,00 m et 3) lorsque la profondeur moyenne d'érosion dépasse celle du talus. Les trois scénarios sont présentés à la figure 4.2 et se traduisent individuellement par les relations 4.33 à 4.35. Rappelons que la pente du talus demeure constante tout au long du processus ce qui explique le retrait du pied de **C** en **I**.

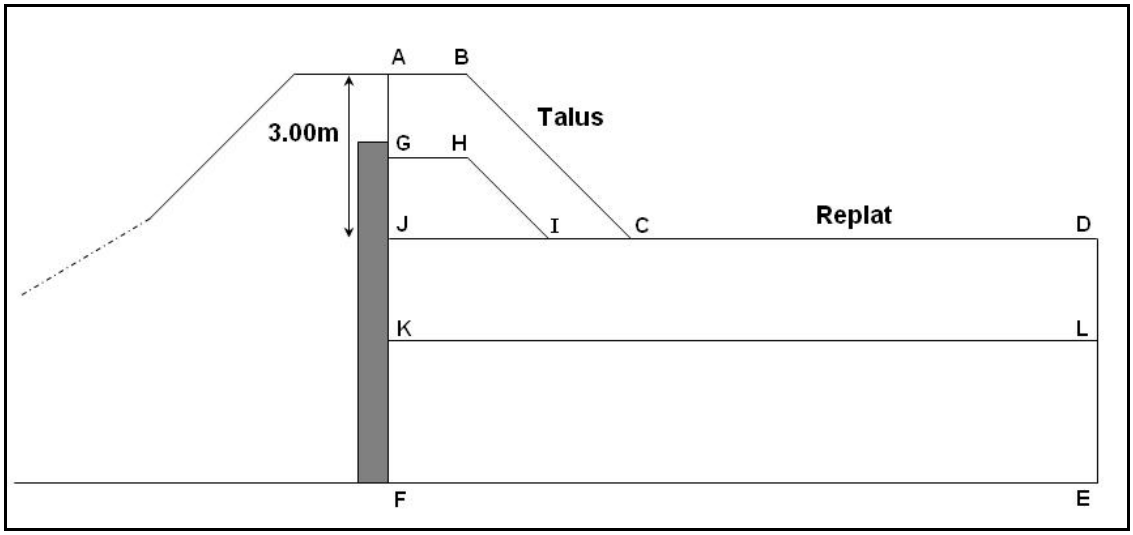


Figure 4.2 : Délimitation des aires d'érosion selon la profondeur.

Lorsque la profondeur d'érosion n'excède pas 3,00 m, nous estimons l'aire d'érosion à :

$$aire\ d'érosion\ = aire_{ABCDEF} - aire_{GHIDEF} \qquad \textbf{4.33}$$

Lorsque la profondeur d'érosion égale 3,00 m, nous estimons l'aire d'érosion à :

$$aire\ d'érosion = aire_{ABCDEF} - aire_{JDEF} \qquad \textbf{4.34}$$

Lorsque la profondeur d'érosion excède 3,00 m, nous estimons l'aire d'érosion à :

$$aire\ d'érosion = aire_{ABCDEF} - aire_{KLEF} \qquad \textbf{4.35}$$

Nous reportons directement au tableau 4.3 les aires d'érosion calculées au moyen des profondeurs d'érosion adaptées de l'essai du 4 décembre 2008. De la division des aires par les débits solides, nous déduisons les temps d'érosion propres à chacune des lois de transport solide.

La comparaison des temps d'érosion facilite la sélection de la loi de transport solide. En effet, nous remarquons immédiatement que la loi de Shields avec ses temps d'érosion tous inférieurs à une seconde, ne rend pas compte de la situation. Nous l'éliminons d'emblée. Par contre, la comparaison des temps d'érosion issus des lois de $Yang_{gravier}$, $Yang_{sable}$ et Meyer-Peter et Müller ne permet pas de trancher aussi facilement. Il faut ici affiner notre analyse et aller voir du côté des temps d'érosion prédits par la loi de $Yang_{gravier.}$ Trois de ces temps d'érosion sont compris entre 14 et 22 heures, des temps beaucoup trop longs qui révèlent une baisse de compétence à mesure qu'augmente la pente du lit. La figure 4.3 illustre bien (sauf pour les pentes très faibles) la diminution de la concentration en sédiments $\mathbf{C_{tg}}$ à mesure qu'augmente la pente **S** alors que nous devrions observer le contraire. Nous en déduisons que la loi de $Yang_{gravier}$ convient aux pentes faibles des lits de rivières mais ne s'adapte pas aux pentes fortes et encore moins à celle du talus Moncouche (**S** = 0,3989 m/m) et de son replat (**S** = 0,06 m/m). Nous écartons donc la loi de $Yang_{gravier}$.

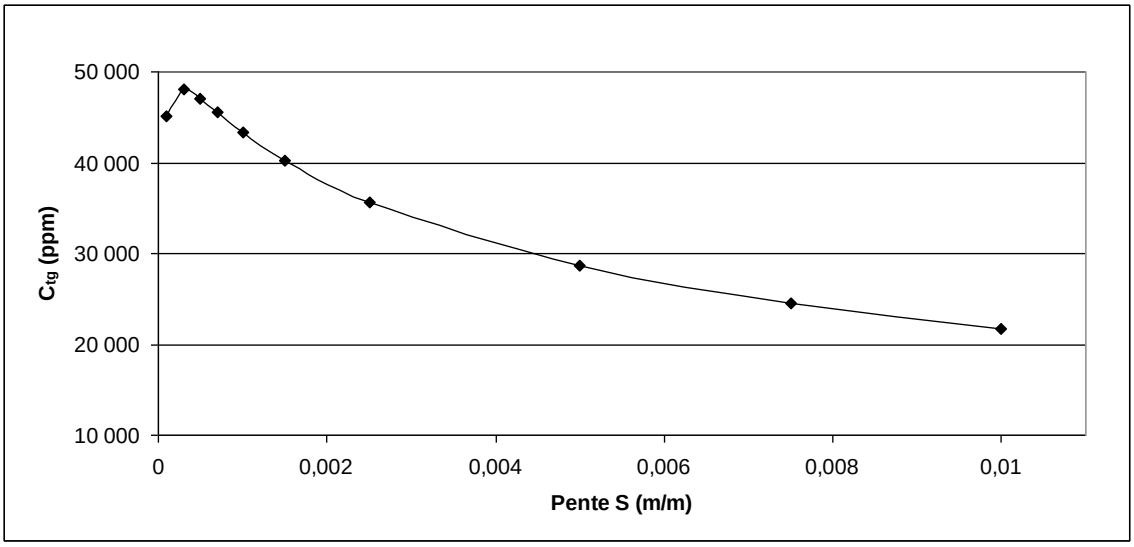


Figure 4.3 : Variation de la concentration en sédiments C_{tg} prédite par la loi de $Yang_{gravier}$ en fonction de la pente du lit S (d_{50} = 5 mm).

Les temps d'érosion des lois de $Yang_{sable}$ et de Meyer-Peter et Müller se ressemblent et rendent le jugement difficile à poser. Nous ne sommes cependant pas convaincus que la loi de $Yang_{sable}$ puisse s'appliquer avec aplomb aux pentes fortes, la littérature à ce sujet étant discrète. Par contre, nous connaissons la capacité reconnue de la loi de Meyer-Peter et Müller, lorsqu'elle est corrigée par Smart (1984), à s'adapter aux pentes supérieures à 3°. Pour cette raison, nous retenons cette dernière.

Tableau 4.3 : Calcul des aires d'érosion et des temps d'érosion selon les quatre lois de transport solide – Essai du 4 décembre 2008.

Temps *in situ* ($40^{1/2}$)	Prof. érosion	Q_b	Q_b moy	Δt	q_s Yang gravier	q_s Yang sable	q_s Meyer-Peter Müller pente forte	q_s Shields	Aire d'érosion	Temps érosion Yang gravier	Temps érosion Yang sable	Temps érosion Meyer-Peter Müller pente forte	Temps érosion Shields
[h :m :s]	[m]	[m³/s]	[m³/s]	[h :m :s]	[m³/s/m]	[m³/s/m]	[m³/s/m]	[m³/s/m]	[m²]	[h :m :s]	[h :m :s]	[h :m :s]	[s]
0 :00 :00	0,00	0,00											
			NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
0 :28 :40	0,00	0,13											
			8,05	0 :03 :10	0,039	0,24	0,14	143,00	8,91	0 :03 :48	0 :00 :37	0 :01 :04	0,06
0 :31 :50	1,24	15,96											
			21,52	0 :03 :10	0,033	0,41	0,47	637,77	5,04	0 :02 :33	0 :00 :12	0 :00 :11	0,01
0 :35 :00	2,48	27,07											
			251,84	0 :02 :51	0,0036	0,52	0,079	277,89	41,60	3 :12 :36	0 :01 :20	0 :08 :47	0,15
0 :37 :51	3,60	476,61											
			476,61	0 :00 :18	0,0029	0,68	0,15	688,62	98,19	9 :24 :19	0 :02 :24	0 :10 :55	0,14
0 :38 :09	5,05	476,61											
			991,94	0 :06 :07	0,0035	1,11	0,22	1290,78	71,11	5 :38 :37	0 :01 :04	0 :05 :23	0,06
0 :44 :16	6,10	1507,26											
			1507,26	0 :09 :42	0,0034	1,38	0,29	2066,61	260,05	21 :14 :45	0 :03 :08	0 :14 :57	0,13
0 :53 :58	9,94	1507,26											
			1507,26	0 :37 :57	0,0034	1,38	0,29	2066,61	247,86	20 :15 :00	0 :03 :00	0 :14 :15	0,12
1 :31 :55	13,60	1507,26											
			1507,26	0 :44 :16	0,0034	1,38	0,29	2066,61	182,84	14 :56 :16	0 :02 :12	0 :10 :30	0,09
2 :16 :11	16,30	1507,26											
			1507,26	0 :25 :18	0,0034	1,38	0,29	2066,61	10,84	0 :53 :08	0 :00 :08	0 :00 :37	0,01
2 :41 :29	16,46	1507,26											
			1507,26	0 :31 :38	0,0034	1,38	0,29	2066,61	54,18	4 :25 :35	0 :00 :39	0 :03 :07	0,03
3 :13 :07	17,26	1507,26											
			1507,26	0 :37 :56	0,0034	1,38	0,29	2066,61	5,42	0 :26 :34	0 :00 :04	0 :00 :19	0,003
3 :51 :03	17,34	1507,26											

L'adaptation de l'échelle temporelle au moyen de la loi de Meyer-Peter et Müller

Voyons maintenant comment la loi de Meyer-Peter et Müller, ajustée aux pentes fortes, permet d'adapter les temps d'érosion recueillis lors de l'essai du 4 décembre 2008. L'adaptation des temps étant directement liée au phénomène d'érosion, il est nécessaire d'attribuer le temps zéro au début du déversement. Pour chaque temps enregistré au laboratoire, nous effectuons les sommations des temps d'érosion, puis les reportons au tableau 4.4. À titre comparatif, nous avons adjoint les temps adaptés au moyen du facteur d'échelle ($\sqrt{40}$).

Tableau 4.4 : Progression comparée des temps adaptés au moyen du facteur d'échelle et de la loi de Meyer-Peter et Müller.

Temps labo [h :m :s]	**Prof. érosion *in situ*** [m]	**Débits de brèche Q_b** [m³/s]	**Temps *in situ*** **($\sqrt{40}$)** [h :m :s]	**Temps *in situ* Meyer-Peter et Müller** [h :m :s]
11 :45 :28[(1)]	0,00	0,00	-	-
11 :50 :00[(2)]	0,00	0,13	0 :00 :00	0 :00 :00
11 :50 :30[(3)]	1,24	15,96	0 :03 :10	0 :01 :04
11 :51 :00[(3)]	2,48	27,07	0 :06 :20	0 :01 :15
11 :51 :27[(3)]	3,60 (5,05)	476,61	0 :09 :11	0 :10 :02
11 :51 :30[(3)]	3,72 (5,05)	476,61	0 :09 :29	0 :20 :57
11 :52 :28[(3)]	6,10 (8,05)	1 507,26	0 :15 :36	0 :26 :20
11 :54 :00	9,94	1 507,26	0 :25 :18	0 :41 :17
12 :00 :00	13,60	1 507,26	1 :03 :15	0 :55 :32
12 :07 :00	16,30	1 507,26	1 :47 :31	1 :06 :02
12 :11 :00	16,46	1 507,26	2 :12 :49	1 :06 :39
12 :16 :00	17,26	1 507,26	2 :44 :27	1 :09 :46
12 :22 :00	17,34	1 507,26	3 :22 :23	1 :10 :05

(1) Atteinte du niveau d'exploitation normal du réservoir.
(2) Début du déversement.
(3) Temps interpolé.

4.6.3 L'adaptation de l'échelle temporelle au moyen d'une comparaison entre les concentrations sédimentaires observées et prédites

Voyons comment nous adaptons l'échelle temporelle en comparant les concentrations sédimentaires observées en laboratoire à celles prédites par la loi de Meyer-Peter et Müller (pentes fortes).

Il nous faut tout d'abord connaître la concentration sédimentaire en laboratoire $\mathbf{C_{t\ labo}}$ en parties par million (ppm). Nous déduisons $\mathbf{C_{t\ labo}}$ de la connaissance exacte de notre montage de laboratoire (dimensions des caissons, quantité de sol compacté, temps d'érosion et débits liquides) et l'évaluons au moyen de la relation 4.36.

$$C_{t\ labo} = \frac{Q_{sol\ labo}}{Q_{eau\ labo}} * 10^6 \qquad \textbf{4.36}$$

où $Q_{sol\ labo}$ = débit massique de sol [kg/s]
$Q_{eau\ labo}$ = débit massique d'eau [kg/s]

Il nous faut ensuite calculer la concentration prédite par Meyer-Peter et Müller, $\mathbf{C_{t\ MPM}}$, en parties par million (ppm). Pour y parvenir, nous utilisons la concentration $\mathbf{q_s}$ ($m^3/s/m$) et la multiplions par la masse volumique du sol $\boldsymbol{\rho_{sol}}$ (1 895 kg/m^3) ainsi que par la largeur de la brèche $\mathbf{b_b}$ (m). Nous obtenons alors le débit massique du sol $\mathbf{Q_{sol\ MPM}}$ (kg/s) que nous divisons enfin par celui de l'eau $\mathbf{Q_{b\ moy}}$ (kg/s).

$$C_{t\ MPM} = \frac{Q_{sol\ MPM}}{Q_{b\ moy}} * 10^6 = \frac{q_s * \rho_{sol} * b_b}{Q_{b\ moy}} * 10^6 \qquad \textbf{4.37}$$

Puisque les concentrations sédimentaires s'évaluent après que l'eau ait franchi la crête, nous devons veiller à ce que le temps zéro coïncide avec le début du déversement. Les calculs des concentrations $\mathbf{C_{t\ labo}}$ et $\mathbf{C_{t\ MPM}}$ de même que les temps respectifs apparaissent au tableau 4.5.

La figure 4.4 illustre l'évolution des concentrations sédimentaires prédites ($\mathbf{C_{t\ MPM}}$) et observées ($\mathbf{C_{t\ labo}}$). Nous y remarquons une concentration maximale observée ainsi qu'une concentration maximale prédite.

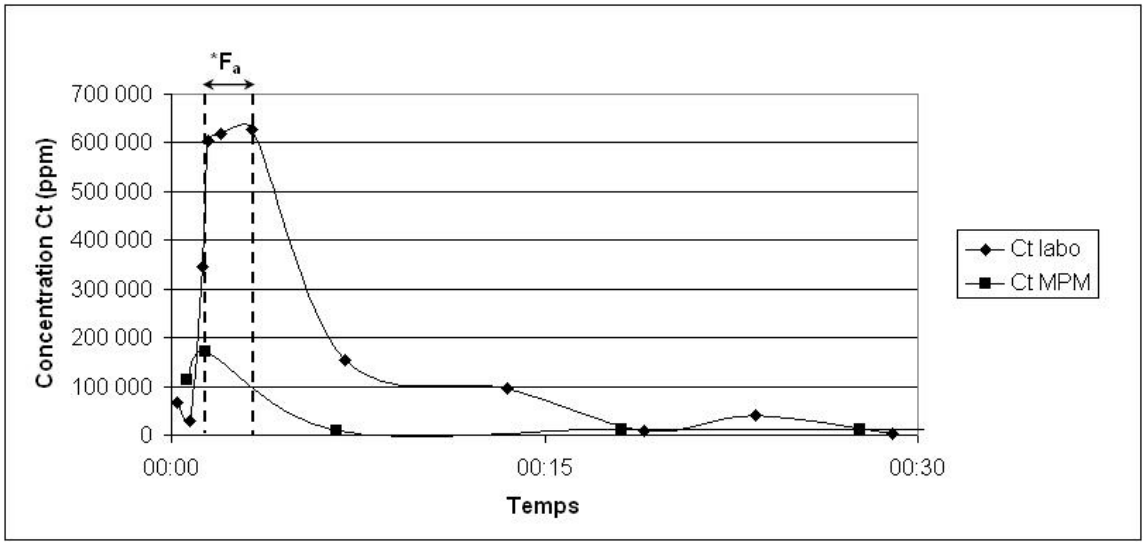


Figure 4.4 : Évolution des concentrations en sédiments observées et prédites lors de l'essai du 4 décembre 2008.

Le facteur d'adaptation $\mathbf{F_a}$ s'obtient des temps où surviennent la concentration maximale observée et la concentration maximale prédite. La concentration sédimentaire maximale observée lors de l'essai du 4 décembre 2008 est survenue 3min :14sec après le début du déversement alors que la loi de Meyer-Peter et Müller prévoyait 1min :20sec. De ces deux temps, nous déduisons un facteur d'adaptation temporel $\mathbf{F_a}$ de 2,43.

$$80\text{sec} * F_a = 194\text{sec} \qquad F_a = 2{,}43 \qquad \textbf{4.38}$$

Tableau 4.5 : Évolution des concentrations en sédiments observées et prédites lors de l'essai du 4 décembre 2008.

Temps labo ($40^{1/2}$)	Temps labo relatif	Temps labo médian	C_t labo	Temps *in situ* Meyer-Peter et Müller	Temps *in situ* médian Meyer-Peter et Müller	Largeur brèche b_b moy	Q_b moy	Q_b moy	q_s / Q_s / $C_{t\ MPM}$ Meyer-Peter Müller pente forte		
[h :m :s]	[h :m :s]	[h :m :s]	[ppm]	[h :m :s]	[h :m :s]	[m]	[m³/s]	[kg/s]	[m³/s/m]	[kg/s]	[ppm]
11 :50 :00(1)	0 :00 :00			0 :00 :00							
		0 :00 :15	68 041		0 :00 :32	3,38	8,05	8 037,8	0,14	896,7	111 563
11 :50 :30(2)	0 :00 :30			0 :01 :04							
		0 :00 :45	28 417		0 :01 :09	5,58	21,52	21 495,6	0,47	4 969,8	231 202
11 :51 :00(2)	0 :01 :00			0 :01 :15							
		0 :01 :14	346 213		0 :05 :38	13,20	251,84	251 613,3	0,079	1 976,1	7 854
11 :51 :27(2)	0 :01 :27			0 :10 :02							
		0 :01 :29	602 892		0 :15 :29	20,20	476,61	476 181,0	0,15	5 741,9	12 058
11 :51 :30(2)	0 :01 :30			0 :20 :57							
		0 :01 :59	618 484		0 :23 :38	26,20	991,94	991 042,2	0,22	10 922,8	11 022
11 :52 :28(2)	0 :02 :28			0 :26 :20							
		0 :03 :14	628 449		0 :33 :48	32,20	1 507,26	1 505 903,4	0,29	17 695,5	11 751
11 :54 :00	0 :04 :00			0 :41 :17							
		0 :07 :00	153 235		0 :48 :25	32,20	1 507,26	1 505 903,4	0,29	17 695,5	11 751
12 :00 :00	0 :10 :00			0 :55 :32							
		0 :13 :30	97 037		1 :00 :47	32,20	1 507,26	1 505 903,4	0,29	17 695,5	11 751
12 :07 :00	0 :17 :00			1 :06 :02							
		0 :19 :00	10 048		1 :06 :21	32,20	1 507,26	1 505 903,4	0,29	17 695,5	11 751
12 :11 :00	0 :21 :00			1 :06 :39							
		0 :23 :30	40 394		1 :08 :13	32,20	1 507,26	1 505 903,4	0,29	17 695,5	11 751
12 :16 :00	0 :26 :00			1 :09 :46							
		0 :29 :00	3 014		1 :09 :56	32,20	1 507,26	1 505 903,4	0,29	17 695,5	11 751
12 :22 :00	0 :32 :00			1 :10 :05							

(1) Début du déversement.
(2) Temps interpolé.

Les temps adaptés grâce au facteur $\mathbf{F_a}$ apparaissent au tableau 4.6 et sont comparés aux temps adaptés par le facteur d'échelle ($\sqrt{40}$) et la loi de Meyer-Peter et Müller.

Tableau 4.6 : Progression des temps adaptés au moyen du facteur d'échelle, de la loi de Meyer-Peter et Müller et du facteur Fa – Essai du 4 décembre 2008.

Temps labo [h :m :s]	**Prof. érosion *in situ*** [m]	**Débits de brèche Q_b** [m³/s]	**Temps *in situ* ($\sqrt{40}$)** [h :m :s]	**Temps *in situ* Meyer-Peter et Müller** [h :m :s]	**Temps *in situ* F_a** [h :m :s]
11 :45 :28[(1)]	0,00	0,00	-	-	-
11 :50 :00[(2)]	0,00	0,13	0 :00 :00	0 :00 :00	0 :00 :00
11 :50 :30[(3)]	1,24	15,96	0 :03 :10	0 :01 :04	0 :01 :24
11 :51 :00[(3)]	2,48	27,07	0 :06 :20	0 :01 :15	0 :02 :49
11 :51 :27[(3)]	3,60 (5,05)	476,61	0 :09 :11	0 :10 :02	0 :04 :04
11 :51 :30[(3)]	3,72 (5,05)	476,61	0 :09 :29	0 :20 :57	0 :04 :13
11 :52 :28[(3)]	6,10 (8,05)	1 507,26	0 :15 :36	0 :26 :20	0 :06 :56
11 :54 :00	9,94	1 507,26	0 :25 :18	0 :41 :17	0 :11 :14
12 :00 :00	13,60	1 507,26	1 :03 :15	0 :55 :32	0 :28 :06
12 :07 :00	16,30	1 507,26	1 :47 :31	1 :06 :02	0 :47 :46
12 :11 :00	16,46	1 507,26	2 :12 :49	1 :06 :39	0 :59 :01
12 :16 :00	17,26	1 507,26	2 :44 :27	1 :09 :46	1 :13 :04
12 :22 :00	17,34	1 507,26	3 :22 :23	1 :10 :05	1 :29 :55

(1) Atteinte du niveau d'exploitation normal du réservoir.
(2) Début du déversement.
(3) Temps interpolé.

4.6.4 Le choix de la méthode d'adaptation de l'échelle temporelle

Jusqu'à présent, nous avons dégagé trois méthodes d'adaptation de l'échelle temporelle. Nous devons maintenant retenir la meilleure. Contrairement aux temps d'érosion utilisés lors du choix de la loi de transport solide, les temps in situ du tableau 4.6 ne permettent pas une sélection aussi facile. Ici, il nous faut plutôt fonder notre jugement sur les caractéristiques, les avantages et les inconvénients inhérents à chacune des méthodes.

Bien que la méthode d'adaptation au moyen du facteur d'échelle soit simple et rapide d'utilisation, elle ne prend aucunement en considération le phénomène érosif engendré par l'écoulement de déversement. Que l'érosion à l'aval progresse ou non lors des essais en laboratoire, les temps enregistrés sont multipliés sans distinction par un facteur fixe, $\sqrt{40}$, puis exportés *in situ*.

L'adaptation par comparaison entre les concentrations sédimentaires observées et prédites ne tient que partiellement compte de l'érosion du talus puisqu'elle n'utilise qu'un seul facteur multiplicatif $\mathbf{F_a}$ pour traduire *in situ* l'ensemble des temps enregistrés. C'est d'ailleurs ici que l'ajustement de l'échelle temporelle au moyen de la loi de transport solide de Meyer-Peter et Müller se distingue car, à chacune des profondeurs d'érosion, elle évalue le volume de sol évacué puis le divise par la capacité de transport solide de l'écoulement de déversement afin d'en dégager un temps d'érosion. Même si l'adaptation de l'échelle temporelle selon cette méthode s'avère longue et complexe, elle rend compte du phénomène d'érosion de manière plus réaliste, c'est pourquoi nous la retenons.

4.7 Le modèle comportemental Moncouche et l'analyse de sécurité de la digue in situ

Nous disposons maintenant de toutes les informations nécessaires à l'analyse de la sécurité de la digue Moncouche. Dans un premier temps, nous transmettrons au modèle comportemental les données adaptées de tous les essais afin de calculer les facteurs de sécurité au glissement de la digue de même que ceux reliés au cisaillement et à la flexion du rideau de béton. Ensuite, nous utiliserons les temps de rupture ainsi que les débits de brèche associés afin de tracer les hydrogrammes de rupture de la digue Moncouche, puis nous évaluerons le gain de sécurité associé au rehaussement proposé de 2002.

4.7.1 Le facteur de sécurité au glissement FS1

La valeur du facteur de sécurité au glissement nous indique si la digue est susceptible ou non, de décrocher selon un plan de glissement critique. Lorsque sa valeur passe sous l'unité, le glissement du sol situé au-dessus du plan de glissement critique est imminent. Le plan de glissement critique est déterminé en regard de chacune des profondeurs d'érosion *in situ*, en introduisant successivement, à tous les 50 cm, des plans de glissement et ce, sur toute la profondeur séparant la crête de la digue du pied de son rideau. Comme nous le voyons à la figure 4.5, il en résulte un profil des différentes valeurs du facteur de sécurité, une valeur minimale ainsi que la profondeur du plan critique où nous l'observons. Nous savons que nous avons atteint la valeur minimale lorsqu'aux profondeurs plus grandes correspondent des valeurs plus fortes.

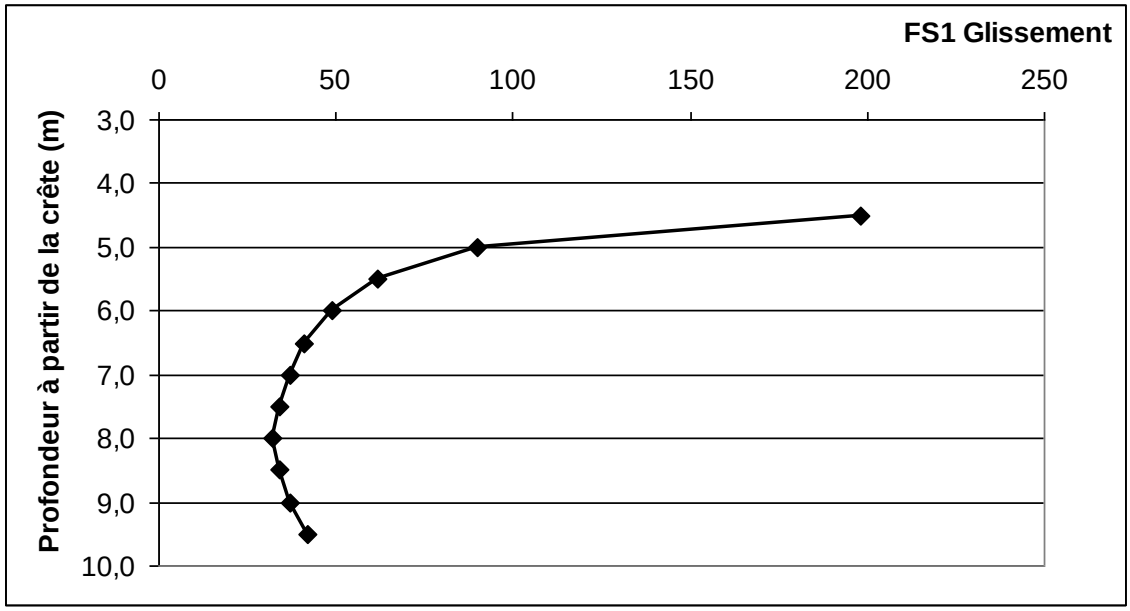


Figure 4.5 : Distribution du facteur de sécurité au glissement FS1 au sein de la digue lorsque la profondeur d'érosion est de 3,6 m – Essai du 4 décembre 2008.

Aux tableaux 4.7 à 4.10 apparaissent les facteurs de sécurité au glissement pour chacun des quatre essais réalisés en laboratoire. Nous qualifions de **Très grand** ou de **Grand** les facteurs de sécurité prédits par l'algorithme dépassant respectivement 1000 et 100. Cependant, à mesure que progresse l'érosion à l'aval, nous constatons une diminution progressive du facteur de sécurité vers une valeur minimale. Pour chacun des essais, la première valeur minimale survient à une profondeur d'érosion voisine de 3,60 m. Même si cette profondeur d'érosion entraîne la rupture en flexion du rideau (traitée à la sous-section suivante 4.6.2), nous poursuivons tout de même l'analyse de la sécurité au glissement mais cette fois, en tenant compte d'une nouvelle géométrie de la digue. En effet, l'arrachement de la portion supérieure rompue du rideau fait naître ce que nous pourrions appeler une «nouvelle digue» dotée d'une crête plus basse située au niveau de la fracture. Il en résulte un nouveau processus d'évaluation, une recrudescence des facteurs de sécurité, puis un cheminement vers une nouvelle valeur minimale associée à un nouveau plan de glissement critique et ainsi de suite.

Précisons enfin que le modèle comportemental ne prévoit aucune rupture par glissement quelque soit l'essai considéré et peu importe la profondeur d'érosion ou l'endroit de fracture du rideau de béton.

Tableau 4.7 : Calcul des facteurs de sécurité au glissement FS1, au cisaillement et à la flexion FS2 de la digue Moncouche au moyen des données de laboratoire adaptées – Essai du 4 décembre 2008.

Laboratoire					Digue Moncouche (1995)							
Temps labo	**Prof. érosion**	**b_b**	**h_{eau}**	**Q_b**	**Temps *in situ* Meyer-Peter Müller**	**Prof. érosion**	**b_b**	**h_{eau}**	**Q_b**	**FS1 Glissement**	**FS2 Cisaill./Flexion Classique**	**FS2' Cisaill./Flexion Minimal**
[h :m :s]	[cm]	[cm]	[cm]	[m³/s]	[h :m :s]	[m]	[m]	[m]	[m³/s]			
11 :50 :00[(1)]	0,00	4,50	0,30	1,26E-5	0 :00 :00	0,0	1,80	0,12	0,13	Très grand	Très grand	Très grand
11 :50 :30[(2)]	3,10	15,24	3,40	1,62E-3	0 :01 :04	1,24	4,96	1,36	15,96	Grand	Grand	Grand
11 :51 :00[(2)]	6,20	15,24	1,85	6,50E-4	0 :01 :15	2,48	6,20	1,67	27,07	Grand	Compression 45,1 à 2,0 m	Compression 9,8 à 2,0 m
11 :51 :27[(2)]	9,00	15,24	1,85	6,50E-4	0 :10 :02	3,60 (5,05)	20,20	1,67 (5,17)	476,61	32,0 à 8,0 m	Traction 0,7 à 3,5m Cote : 161,9 m	Traction 0,9 à 3,5m Cote :161,9 m
11 :51 :30[(2)]	9,30	15,24	1,85	6,50E-4	0 :20 :57	3,72 (5,05)	20,20	5,17	476,61	Très grand	Très grand	Très grand
11 :52 :28[(2)]	15,25	15,24	1,85	6,50E-4	0 :26 :20	6,10 (8,05)	32,20	5,17 (8,17)	1 507,26	Très grand	Traction 0,261 à 3,0 m Cote : 158,9 m	Traction 0,852 à 3,0 m Cote : 158,9 m
11 :54 :00	24,84	15,24	1,85	6,50E-4	0 :41 :17	9,94	32,20	8,17	1 507,26			
12 :00 :00	33,99	15,24	1,85	6,50E-4	0 :55 :32	13,60	32,20	8,17	1 507,26			
12 :07 :00	40,75	15,24	1,85	6,50E-4	1 :06 :02	16,30	32,20	8,17	1 507,26			

Suite à la page suivante

Tableau 4.7 (suite) : Calcul des facteurs de sécurité au glissement FS1, au cisaillement et à la flexion FS2 de la digue Moncouche au moyen des données de laboratoire adaptées – Essai du 4 décembre 2008.

Laboratoire					Digue Moncouche (1995)							
Temps labo	**Prof. érosion**	**b_b**	**h_{eau}**	**Q_b**	**Temps *in situ* Meyer-Peter Müller**	**Prof. érosion**	**b_b**	**h_{eau}**	**Q_b**	**FS1 Glissement**	**FS2 Cisaill./Flexion Classique**	**FS2' Cisaill./Flexion Minimal**
[h :m :s]	[cm]	[cm]	[cm]	[m³/s]	[h :m :s]	[m]	[m]	[m]	[m³/s]			
12 :11 :00	41,15	15,24	1,85	6,50E-4	1 :06 :39	16,46	32,20	8,17	1 507,26			
12 :16 :00	43,16	15,24	1,85	6,50E-4	1 :09 :46	17,26	32,20	8,17	1 507,26			
12 :22 :00	43,34	15,24	1,85	6,50E-4	1 :10 :05	17,34	32,20	8,17	1 507,26			

(1) Début du déversement.
(2) Temps interpolé.
Rappel : Le calcul des facteurs de sécurité in situ ne tient pas compte de l'évidement et de la saturation constatés au laboratoire.

Tableau 4.8 : Calcul des facteurs de sécurité au glissement FS1, au cisaillement et à la flexion FS2 de la digue Moncouche au moyen des données de laboratoire adaptées – Essai du 18 décembre 2008.

Laboratoire					Digue Moncouche (1995)							
Temps labo	**Prof. érosion**	**b_b**	**h_{eau}**	**Q_b**	**Temps *in situ* Meyer-Peter Müller**	**Prof. érosion**	**b_b**	**h_{eau}**	**Q_b**	**FS1 Glissement**	**FS2 Cisaill./Flexion Classique**	**FS2' Cisaill./Flexion Minimal**
[h :m :s]	[cm]	[cm]	[cm]	[m³/s]	[h :m :s]	[m]	[m]	[m]	[m³/s]			
15 :40 :00[(1)]	0,00	4,50	0,30	1,26E-5	0 :00 :00	0,00	1,80	0,12	0,13	Très grand	Très grand	Très grand
15 :40 :15[(2)]	3,39	6,00	3,69	7,20E-4	0 :01 :04	1,36	5,44	1,48	19,85	Grand	Grand	Grand
15 :40 :30[(2)]	6,78	15,24	0,82	1,94E-4	0 :01 :14	2,71	10,84	1,67	44,09	Grand	Traction 25,7 à 2,0 m	Traction 5,9 à 2,0 m
15 :40 :40[(2)]	9,13	15,24	0,82	1,94E-4	0 :10 :52	3,65 (5,05)	20,20	1,67 (5,17)	476,61	31,0 à 8,0 m	Traction 0,2 à 3,5 m Cote : 161,9 m	Traction 0,8 à 3,5 m Cote : 161,9 m
15 :41 :00	13,56	15,24	0,82	1,94E-4	0 :24 :11	5,42	21,68	5,17	506,19	Très grand	Compression 32,7 à 1,5 m	Compression 7,3 à 1,5 m
15 :41 :46[(2)]	15,25	15,24	0,82	1,94E-4	0 :27 :50	6,10 (8,05)	32,20	5,17 (8,17)	1 507,26	Très grand	Traction 0,261 à 3,0 m Cote : 158,9 m	Traction 0,852 à 3,0 m Cote : 158,9 m
15 :42 :51	17,62	15,24	0,82	1,94E-4	0 :31 :32	7,05	32,20	8,17	1 507,26			
15 :46 :36	21,55	15,24	0,82	1,94E-4	0 :37 :39	8,62	32,20	8,17	1 507,26			
15 :58 :11	27,43	15,24	0,82	1,94E-4	0 :46 :48	10,97	32,20	8,17	1 507,26			
16 :04 :56	28,19	15,24	0,82	1,94E-4	0 :48 :00	11,28	32,20	8,17	1 507,26			

Suite à la page suivante

Tableau 4.8 (suite) : Calcul des facteurs de sécurité au glissement FS1, au cisaillement et à la flexion FS2 de la digue Moncouche au moyen des données de laboratoire adaptées – Essai du 18 décembre 2008.

Laboratoire					Digue Moncouche (1995)							
Temps labo	**Prof. érosion**	**b_b**	**h_{eau}**	**Q_b**	**Temps *in situ* Meyer-Peter Müller**	**Prof. érosion**	**b_b**	**h_{eau}**	**Q_b**	**FS1 Glissement**	**FS2 Cisaill./Flexion Classique**	**FS2' Cisaill./Flexion Minimal**
[h :m :s]	[cm]	[cm]	[cm]	[m³/s]	[h :m :s]	[m]	[m]	[m]	[m³/s]			
16 :10 :00	29,02	15,24	0,82	1,94E-4	0 :49 :17	11,61	32,20	8,17	1 507,26			
16 :24 :21	34,56	15,24	0,82	1,94E-4	0 :57 :53	13,82	32,20	8,17	1 507,26			
16 :57 :51	36,45	15,24	0,82	1,94E-4	1 :00 :50	14,58	32,20	8,17	1 507,26			
17 :19 :36	39,20	15,24	0,82	1,94E-4	1 :05 :07	15,68	32,20	8,17	1 507,26			
17 :52 :00	39,68	15,24	0,82	1,94E-4	1 :05 :51	15,87	32,20	8,17	1 507,26			

(1) Début du déversement.
(2) Temps interpolé.
Rappel : Le calcul des facteurs de sécurité in situ ne tient pas compte de l'évidement et de la saturation constatés au laboratoire.

Tableau 4.9 : Calcul des facteurs de sécurité au glissement FS1, au cisaillement et à la flexion FS2 de la digue Moncouche au moyen des données de laboratoire adaptées – Essai du 30 janvier 2009.

Laboratoire					Digue Moncouche (1995)							
Temps labo	**Prof. érosion**	**b_b**	**h_{eau}**	**Q_b**	**Temps *in situ* Meyer-Peter Müller**	**Prof. érosion**	**b_b**	**h_{eau}**	**Q_b**	**FS1 Glissement**	**FS2 Cisaill./Flexion Classique**	**FS2' Cisaill./Flexion Minimal**
[h :m :s]	[cm]	[cm]	[cm]	[m³/s]	[h :m :s]	[m]	[m]	[m]	[m³/s]			
12 :02 :43[(1)]	0,00	4,50	0,30	1,26E-5	0 :00 :00	0,00	1,80	0,12	0,13	Très grand	Très grand	Très grand
12 :04 :12	5,85	15,24	0,43	7,4E-5	0 :01 :20	2,34	9,36	1,67	38,66	Grand	Compression 54,7 à 1,5 m	Compression 11,7 à 1,5 m
12 :04 :42	9,02	15,24	0,43	7,4E-5	0 :07 :48	3,61 (5,05)	20,20	1,67 (5,17)	476,61	32 à 8,0 m	Traction 0,26 à 3,5 m Cote : 161,9 m	Traction 0,851 à 3,5m Cote : 161,9 m
12 :05 :12	10,76	15,24	0,43	7,4E-5	0 :13 :00	4,30 (5,05)	20,20	5,17	476,61	Très grand	Très grand	Très grand
12 :06 :02	13,47	15,24	0,43	7,4E-5	0 :21 :12	5,39	21,56	5,17	503,79	Très grand	Compression 32,7 à 1,5 m	Compression 7,3 à 1,5 m
12 :06 :37	14,60	15,24	0,43	7,4E-5	0 :24 :35	5,84	23,36	5,17	539,76	Très grand	Traction 4,7 à 2,5 m	Traction 1,7 à 2,5 m
12 :24 :36[(2)]	15,25	15,24	0,43	7,4E-5	0 :25 :59	6,10 (8,05)	32,20	5,17 (8,17)	1 507,26	Très grand	Traction 0,261 à 3,0 m Cote : 158,9 m	Traction 0,852 à 3,0 m Cote : 158,9 m
13 :07 :12	16,79	15,24	0,43	7,4E-5	0 :28 :24	6,72	32,20	8,17	1 507,26			
13 :09 :42	19,45	15,24	0,43	7,4E-5	0 :32 :32	7,78	32,20	8,17	1 507,26			

Suite à la page suivante

Tableau 4.9 (suite) : Calcul des facteurs de sécurité au glissement FS1, au cisaillement et à la flexion FS2 de la digue Moncouche au moyen des données de laboratoire adaptées – Essai du 30 janvier 2009.

Laboratoire					Digue Moncouche (1995)							
Temps labo	**Prof. érosion**	**b_b**	**h_{eau}**	**Q_b**	**Temps *in situ* Meyer-Peter Müller**	**Prof. érosion**	**b_b**	**h_{eau}**	**Q_b**	**FS1 Glissement**	**FS2 Cisaill./Flexion Classique**	**FS2' Cisaill./Flexion Minimal**
[h :m :s]	[cm]	[cm]	[cm]	[m³/s]	[h :m :s]	[m]	[m]	[m]	[m³/s]			
13 :11 :17	20,79	15,24	0,43	7,4E-5	0 :34 :38	8,32	32,20	8,17	1 507,26			
13 :12 :52	22,52	15,24	0,43	7,4E-5	0 :37 :19	9,01	32,20	8,17	1 507,26			
13 :16 :27	24,87	15,24	0,43	7,4E-5	0 :40 :59	9,95	32,20	8,17	1 507,26			
13 :20 :12	26,61	15,24	0,43	7,4E-5	0 :43 :40	10,64	32,20	8,17	1 507,26			
13 :24 :02	27,92	15,24	0,43	7,4E-5	0 :45 :44	11,17	32,20	8,17	1 507,26			
13 :28 :37	28,86	15,24	0,43	7,4E-5	0 :47 :10	11,54	32,20	8,17	1 507,26			
13 :37 :22	29,93	15,24	0,43	7,4E-5	0 :48 :50	11,97	32,20	8,17	1 507,26			
13 :43 :12	31,30	15,24	0,43	7,4E-5	0 :50 :58	12,52	32,20	8,17	1 507,26			
13 :46 :22	32,37	15,24	0,43	7,4E-5	0 :52 :38	12,95	32,20	8,17	1 507,26			
13 :55 :47	32,71	15,24	0,43	7,4E-5	0 :53 :08	13,08	32,20	8,17	1 507,26			

(1) Début du déversement.

(2) Temps interpolé.

Rappel : Le calcul des facteurs de sécurité in situ ne tient pas compte de l'évidement et de la saturation constatés au laboratoire.

Tableau 4.10 : Calcul des facteurs de sécurité au glissement FS1, au cisaillement et à la flexion FS2 de la digue Moncouche au moyen des données de laboratoire adaptées – Essai rehaussé du 16 mars 2009.

Laboratoire					Digue Moncouche rehaussée (2002)							
Temps labo	**Prof. érosion**	**b_b**	**h_{eau}**	**Q_b**	**Temps *in situ* Meyer-Peter Müller**	**Prof. érosion**	**b_b**	**h_{eau}**	**Q_b**	**FS1 Glissement**	**FS2 Cisaill./Flexion Classique**	**FS2' Cisaill./Flexion Minimal**
[h :m :s]	[cm]	[cm]	[cm]	[m³/s]	[h :m :s]	[m]	[m]	[m]	[m³/s]			
14 :53 :26[(1)]	0,00	4,50	0,30	1,26E-05	0 :00 :00	0,00	1,80	0,12	0,13	Très grand	Très grand	Très grand
14 :54 :03[(2)]	5,00	15,24	0,48	8,7E-05	0 :01 :30	2,00	8,00	1,62	32,05	Grand	Grand	Grand
14 :54 :33[(2)]	9,13	15,24	0,48	8,7E-05	0 :08 :47	3,65 (5,00)	20,00	1,62 (5,12)	465,08	20 à 8,0 m	Traction 0,3 à 3,5 m Cote : 163,7 m	Traction 0,9 à 3,5 m Cote : 163,7 m
14 :55 :01[(2)]	13,00	15,24	0,48	8,7E-05	0 :20 :37	5,20	20,80	5,12	480,83	Très grand	Compression 60,4 à 1,0 m	Compression 12,9 à 1,0 m
14 :55 :18[(2)]	15,25	15,24	0,48	8,7E-05	0 :25 :46	6,10 (7,50)	30,00	5,12 (7,62)	1 265,10	Très grand	Traction 0,7 à 2,5 m Cote : 161,2 m	Traction 0,9 à 2,5 m Cote : 161,2 m
14 :55 :51	19,81	15,24	0,48	8,7E-05	0 :33 :47	7,92	31,68	7,62	1 325,17	Très grand	Traction 8,2 à 2,0 m	Traction 2,4 à 2,0 m
14 :55 :57[(2)]	20,38	15,24	0,48	8,7E-05	0 :34 :36	8,15 (9,67)	38,68	7,62 (9,79)	2 374,10	Très grand	Traction 0,8 à 2,5 m Cote : 158,7 m	Traction 0,9 à 2,5 m Cote : 158,7 m
14 :56 :06	21,28	15,24	0,48	8,7E-05	0 :35 :41	8,51	38,68	9,79	2 374,10			
14 :56 :46	22,80	15,24	0,48	8,7E-05	0 :37 :31	9,12	38,68	9,79	2 374,10			

Suite à la page suivante

Tableau 4.10 (suite) : Calcul des facteurs de sécurité au glissement FS1, au cisaillement et à la flexion FS2 de la digue Moncouche au moyen des données de laboratoire adaptées – Essai rehaussé du 16 mars 2009.

Laboratoire					Digue Moncouche rehaussée (2002)							
Temps labo	**Prof. érosion**	**b_b**	**h_{eau}**	**Q_b**	**Temps *in situ* Meyer-Peter Müller**	**Prof. érosion**	**b_b**	**h_{eau}**	**Q_b**	**FS1 Glissement**	**FS2 Cisaill./Flexion Classique**	**FS2' Cisaill./Flexion Minimal**
[h :m :s]	[cm]	[cm]	[cm]	[m³/s]	[h :m :s]	[m]	[m]	[m]	[m³/s]			
14 :57 :51	24,72	15,24	0,48	8,7E-05	0 :39 :50	9,89	38,68	9,79	2 374,10			
14 :59 :51	26,88	15,24	0,48	8,7E-05	0 :42 :25	10,75	38,68	9,79	2 374,10			
15 :03 :11	28,65	15,24	0,48	8,7E-05	0 :44 :33	11,46	38,68	9,79	2 374,10			
15 :06 :21	30,72	15,24	0,48	8,7E-05	0 :47 :03	12,29	38,68	9,79	2 374,10			
15 :09 :46	32,10	15,24	0,48	8,7E-05	0 :48 :42	12,84	38,68	9,79	2 374,10			
15 :14 :21	33,31	15,24	0,48	8,7E-05	0 :50 :11	13,33	38,68	9,79	2 374,10			
15 :18 :06	34,72	15,24	0,48	8,7E-05	0 :51 :52	13,89	38,68	9,79	2 374,10			
15 :22 :16	35,91	15,24	0,48	8,7E-05	0 :53 :17	14,36	38,68	9,79	2 374,10			
15 :27 :21	37,43	15,24	0,48	8,7E-05	0 :55 :07	14,97	38,68	9,79	2 374,10			
15 :33 :26	38,53	15,24	0,48	8,7E-05	0 :56 :27	15,41	38,68	9,79	2 374,10			
15 :38 :11	39,29	15,24	0,48	8,7E-05	0 :57 :23	15,72	38,68	9,79	2 374,10			

Suite à la page suivante

Tableau 4.10 (suite) : Calcul des facteurs de sécurité au glissement FS1, au cisaillement et à la flexion FS2 de la digue Moncouche au moyen des données de laboratoire adaptées – Essai rehaussé du 16 mars 2009.

Laboratoire					Digue Moncouche rehaussée (2002)							
Temps labo	**Prof. érosion**	**b_b**	**h_{eau}**	**Q_b**	**Temps *in situ* Meyer-Peter Müller**	**Prof. érosion**	**b_b**	**h_{eau}**	**Q_b**	**FS1 Glissement**	**FS2 Cisaill./Flexion Classique**	**FS2' Cisaill./Flexion Minimal**
[h :m :s]	[cm]	[cm]	[cm]	[m³/s]	[h :m :s]	[m]	[m]	[m]	[m³/s]			
15 :44 :51	40,33	15,24	0,48	8,7E-05	0 :58 :37	16,13	38,68	9,79	2 374,10			
15 :56 :11	41,00	15,24	0,48	8,7E-05	0 :59 :26	16,40	38,68	9,79	2 374,10			
16 :05 :01	42,43	15,24	0,48	8,7E-05	1 :01 :09	16,97	38,68	9,79	2 374,10			
16 :21 :51	44,41	15,24	0,48	8,7E-05	1 :03 :32	17,76	38,68	9,79	2 374,10			
16 :35 :21	45,05	15,24	0,48	8,7E-05	1 :04 :19	18,02	38,68	9,79	2 374,10			

(1) Début du déversement.
(2) Temps interpolé.
Rappel : Le calcul des facteurs de sécurité in situ ne tient pas compte de l'évidement et de la saturation constatés au laboratoire.

4.7.2 Les facteurs de sécurité au cisaillement et à la flexion FS2

Les facteurs de sécurité au cisaillement et à la flexion représentent la capacité du rideau à résister aux différentes contraintes. Ici, le facteur de sécurité en flexion s'évalue différemment. Puisque la flexion se définit par l'action combinée de la traction et de la compression, nous devons tenir compte des facteurs de sécurité associés aux deux phénomènes. Des valeurs obtenues, nous retenons la plus faible et l'associons au facteur de sécurité en flexion. Nous précisons aussi duquel des deux phénomènes, de la traction ou de la compression, est issu le facteur de sécurité en flexion. Quant au facteur de sécurité au cisaillement, il s'évalue directement et ne dépend que d'une force, celle associée à l'effort tranchant. La flexion et le cisaillement s'exerçant simultanément sur le rideau, nous ne retenons que l'action la plus dommageable et indiquons aux tableaux 4.7 à 4.10 son facteur de sécurité sous le titre **FS2 Cisaill./Flexion**.

Les facteurs de sécurité à la flexion et au cisaillement peuvent être évalués selon une approche classique ou une approche conservatrice. L'approche classique projette verticalement le rayon du cercle de Mohr vers l'enveloppe de rupture du matériau tandis que l'approche conservatrice projette perpendiculairement le rayon du cercle vers l'enveloppe. De l'approche conservatrice résulte un facteur de sécurité minimal **FS2'**. Cette double évaluation du facteur de sécurité favorise, selon nous, une analyse encore plus prudente du rideau de béton.

Tel que le montrent les tableaux 4.7 à 4.9, des érosions du talus aval de la digue Moncouche (1995) variant entre 3,60 et 3,65 m entraînent la chute des facteurs de sécurité classique et conservateur vers des valeurs inférieures à l'unité. Dans les trois cas, le passage sous l'unité des facteurs de sécurité indique une première rupture en traction du rideau à la cote 161,9 m, soit 3,5 m sous sa tête. Nous l'avons vu, l'arrachement de la portion fracturée du rideau fait «naître» une nouvelle digue, ce qui entraîne la recrudescence des facteurs de sécurité. Toujours selon les tableaux 4.7 à 4.9,

une érosion supplémentaire de 1,05 m du talus (6,10 m – 5,05 m) implique une seconde rupture du rideau en traction à la cote 158,9 m, soit 3,0 m sous le niveau de la première fracture. Cette seconde rupture a pratiquement lieu au niveau de la base de la digue Moncouche et de son pied d'épaulement amont fixé à 159,00 m d'élévation par la firme **TECHMAT**. (Étude de stabilité et de pérennité de la digue Baie-Moncouche, dessin no 25498-1, coupe A-A, 1991). À ce stade, même s'il subsiste un encastrement de béton d'environ 3,00 m, nous considérons que la digue a été percée sur toute sa hauteur et que par conséquent le processus d'érosion a cessé.

Un peu à la manière de 1995, la digue Moncouche rehaussée (2002) subit deux premières ruptures en traction après 3,65 m et 6,10 m d'érosion. Comme le montre le tableau 4.10, ces ruptures surviennent aux élévations 163,7 m et 161,2 m, emportant respectivement des portions de 3,5 m et 2,5 m du rideau bétonné. Cette fois cependant, après 8,15 m d'érosion, le rideau de la digue rehaussée subit une troisième rupture à la cote 158,7 m, soit 2,5 m sous le niveau de la deuxième fracture. L'élévation du pied d'épaulement amont étant de 159,00 m, nous supposons que cette troisième rupture entaille la digue sur toute sa hauteur et met fin, là aussi, au processus d'érosion.

4.7.3 La composition des hydrogrammes de rupture de la digue Moncouche

Nous disposons désormais de tous les outils permettant d'aborder l'étape de la production des hydrogrammes de rupture, un élément clef de l'étude de sécurité de la digue Moncouche. L'hydrogramme de rupture d'un ouvrage consiste en une relation entre le débit de brèche et le temps écoulé. Aux tableaux 4.7 à 4.10 apparaissent les débits de brèche en regard de l'échelle temporelle adaptée au moyen de la loi de Meyer-Peter et Müller. Pour chacun des essais, nous avons tracé l'hydrogramme de rupture afin de prévoir le moment où le débit de brèche est maximal (figures 4.6 à 4.9). Pour comparaison, nous avons aussi adjoint l'hydrogramme de débit de brèche prévu par la

Loi sur la sécurité des barrages (L.S.B.). Au Québec, le calcul du débit de brèche maximal $\mathbf{Q_{b\ max\ Loi}}$ doit prendre en compte une brèche trapézoïdale de largeur au fond égale à quatre fois la hauteur maximale de l'ouvrage, 30 minutes après le début du déversement et ce peu importe le type de digue, qu'elle soit faite de terre, munie d'un écran d'étanchéité ou même d'un masque amont. Le débit maximal $\mathbf{Q_{b\ max\ Loi}}$ est alors évalué au moyen de la loi d'évacuation d'un seuil trapézoïdal épais présentée à la section 4.4.

$$Q_b = c_v k_s \left(1{,}7 b_b \left(h - h_b\right)^{1{,}5} + 1{,}2 z \left(h - h_b\right)^{2{,}5}\right) \qquad \textbf{4.9}$$

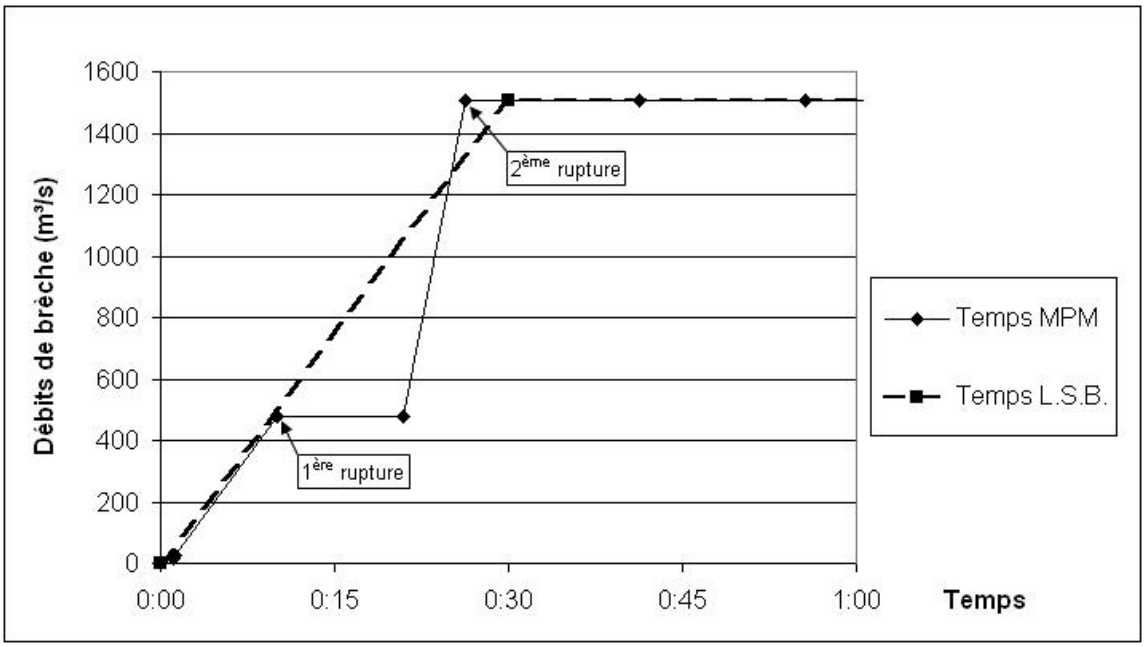


Figure 4.6 : Comparaison des hydrogrammes de rupture de la digue Moncouche selon l'échelle temporelle adaptée par Meyer-Peter et Müller et selon la L.S.B. – Essai du 4 décembre 2008.

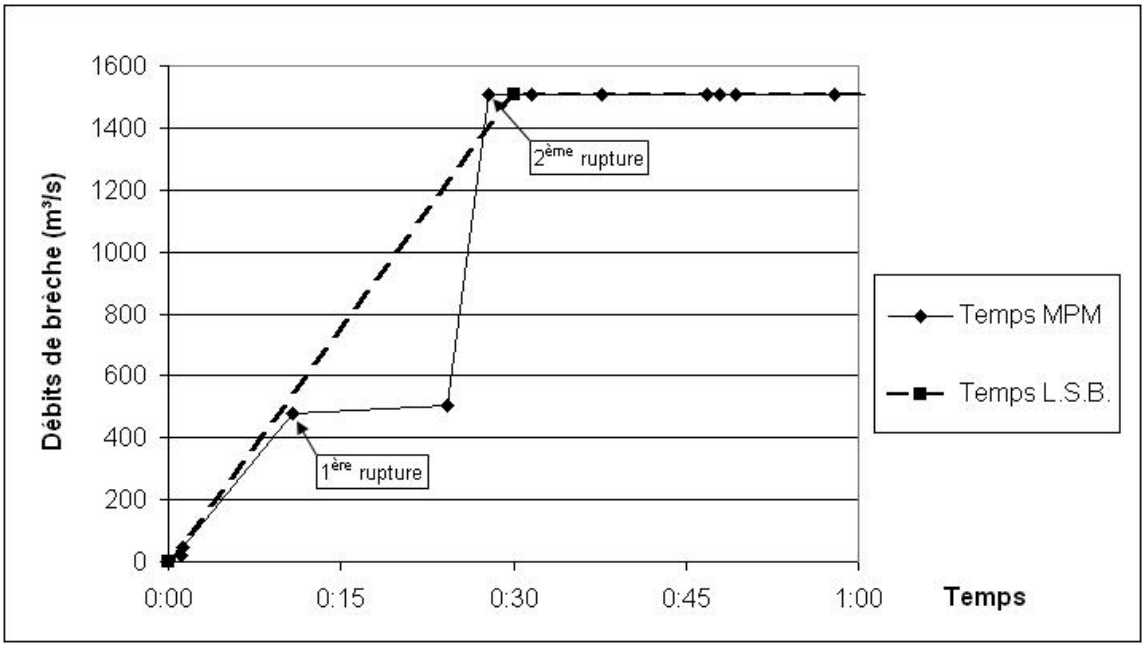


Figure 4.7 : Comparaison des hydrogrammes de rupture de la digue Moncouche selon l'échelle temporelle adaptée par Meyer-Peter et Müller et selon la L.S.B. – Essai du 18 décembre 2008.

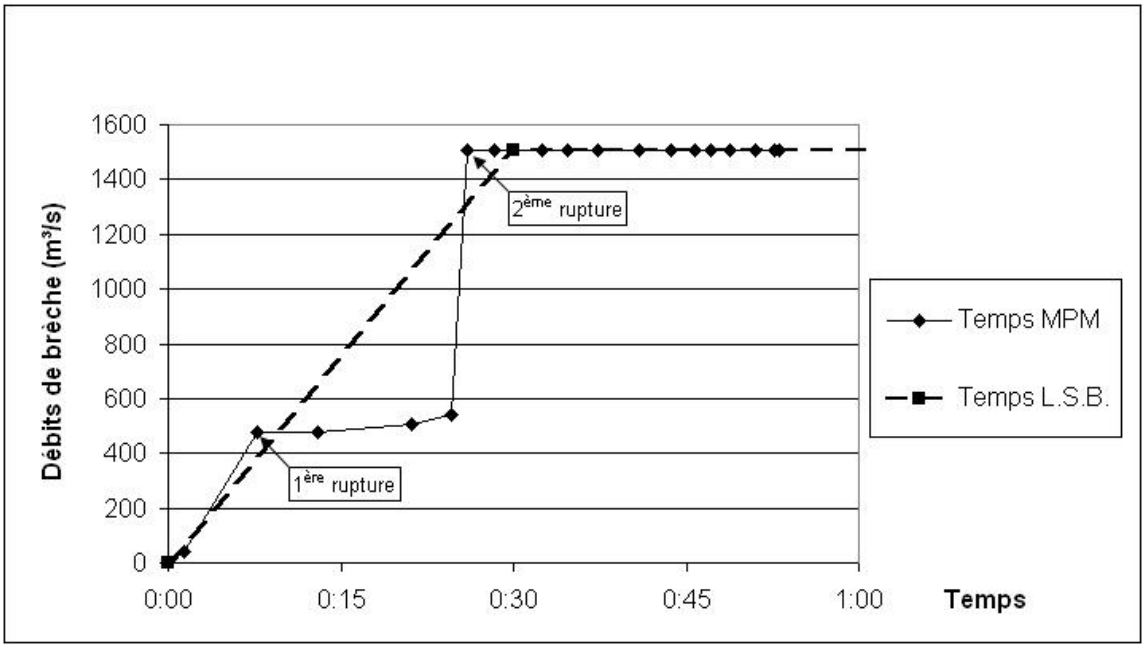


Figure 4.8 : Comparaison des hydrogrammes de rupture de la digue Moncouche selon l'échelle temporelle adaptée par Meyer-Peter et Müller et selon la L.S.B. – Essai du 30 janvier 2009.

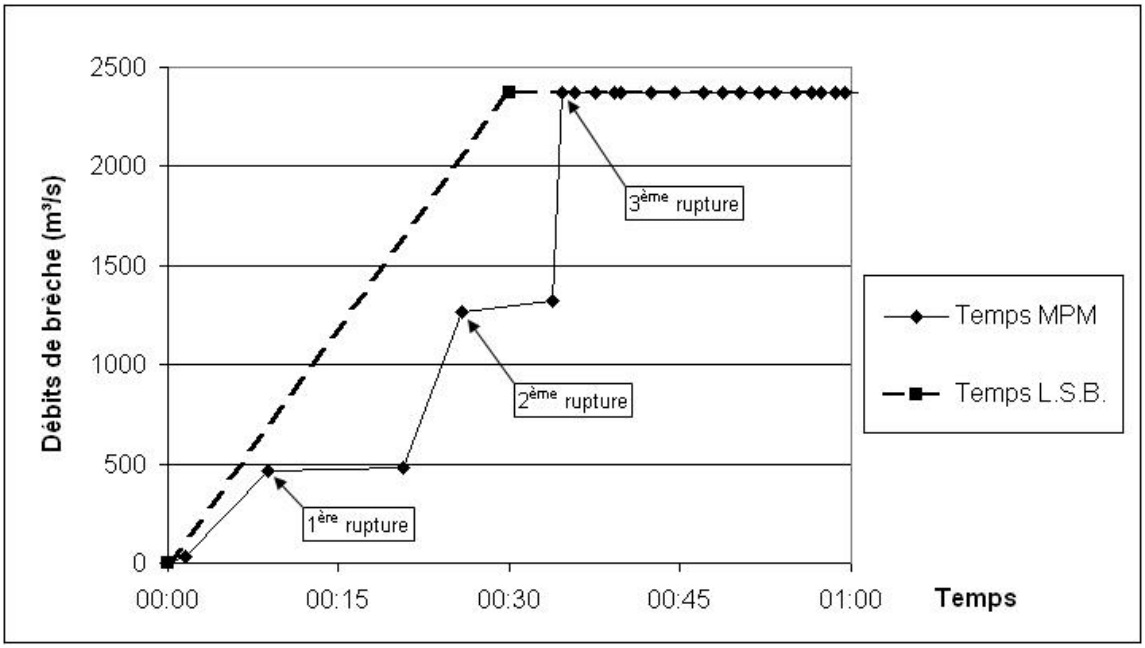


Figure 4.9 : Comparaison des hydrogrammes de rupture de la digue Moncouche selon l'échelle temporelle adaptée par Meyer-Peter et Müller et selon la L.S.B. – Essai rehaussé du 16 mars 2009.

L'examen des figures 4.6 à 4.8 associe la rupture de la digue Moncouche (1995) à un débit maximal de brèche de 1 507,26 m³/s après un temps moyen de 26min :43sec suivant le début du déversement. Bien que ce temps soit inférieur aux 30 minutes prévues par la loi, nous voyons bien que la progression vers le débit maximal de brèche diffère grandement du simple accroissement linéaire entre deux points. La progression en «escalier» du débit de brèche illustre bien les ruptures du rideau bétonné tout en faisant ressortir sa capacité à réguler, un peu à la manière d'un «déversoir», les débits de déversement. Même si le rideau ne peut empêcher l'élargissement de la brèche, il a tout de même le pouvoir de contrôler l'épaisseur de la lame d'eau déversante tant et aussi longtemps qu'il ne cède pas.

Les capacités structurales du rideau bétonné de la digue Moncouche ne lui permettent pas d'agir en tant que déversoir suffisamment longtemps pour stopper la vidange d'une partie du lac Kénogami. Nous pensons néanmoins qu'un tel rideau peut limiter le débit à

540 m³/s pendant un laps de temps pouvant aller jusqu'à 24 minutes environ avant de céder complètement (tableau 4.9 et figure 4.8).

Dans le cas de l'essai rehaussé du 16 mars 2009 (figure 4.9), la lutte du rideau contre les eaux de déversement est spectaculaire. Non seulement sa triple rupture permet de réduire considérablement le débit lors des 30 premières minutes du déversement, mais elle retarde aussi l'instant du débit maximal de brèche de 4min :36sec (tableau 4.10 et figure 4.9), un débit maximal que nous estimons à 2 374,10 m³/s.

4.7.4 L'évaluation du gain de sécurité associé au rehaussement de la digue Moncouche

Nous évaluons le gain de sécurité associé au rehaussement de la digue Moncouche en deux temps. Premièrement, il nous faut utiliser les hydrogrammes de rupture précédemment dégagés afin d'exprimer le gain de sécurité sous la forme d'un pourcentage. Ensuite, nous devons mettre en relation le rehaussement de la crête avec la courbe d'emmagasinement du lac Kénogami de manière à apprécier l'augmentation du temps de prévention du débordement.

Selon les tableaux 4.7 à 4.9, la digue Moncouche de 1995 enregistre, en moyenne, une première rupture à 9min :34sec (476,61 m³/s), limite le débit de première rupture à 507,52 m³/s pendant 13min :40sec avant de subir sa deuxième rupture à 26min :43sec (1 507,26 m³/s). Nous avons mis en relation, à la figure 4.10, «l'hydrogramme moyen de 1995» avec celui de la digue Moncouche rehaussée (2002) de même que celui de la Loi ajustée au rehaussement. Nous obtenons le gain de sécurité, en pourcentage, associé au rehaussement en divisant la différence des temps d'apparition des débits maximaux (2002 et 1995 moyen) par celui du débit maximal moyen (1995) que nous multiplions ensuite par 100. Nous évaluons le gain de sécurité associé au relèvement de la digue

Moncouche à environ 30 % (4.39). Parallèlement, nous estimons le gain de sécurité en regard de la Loi sur la sécurité des barrages à 15 % (4.40).

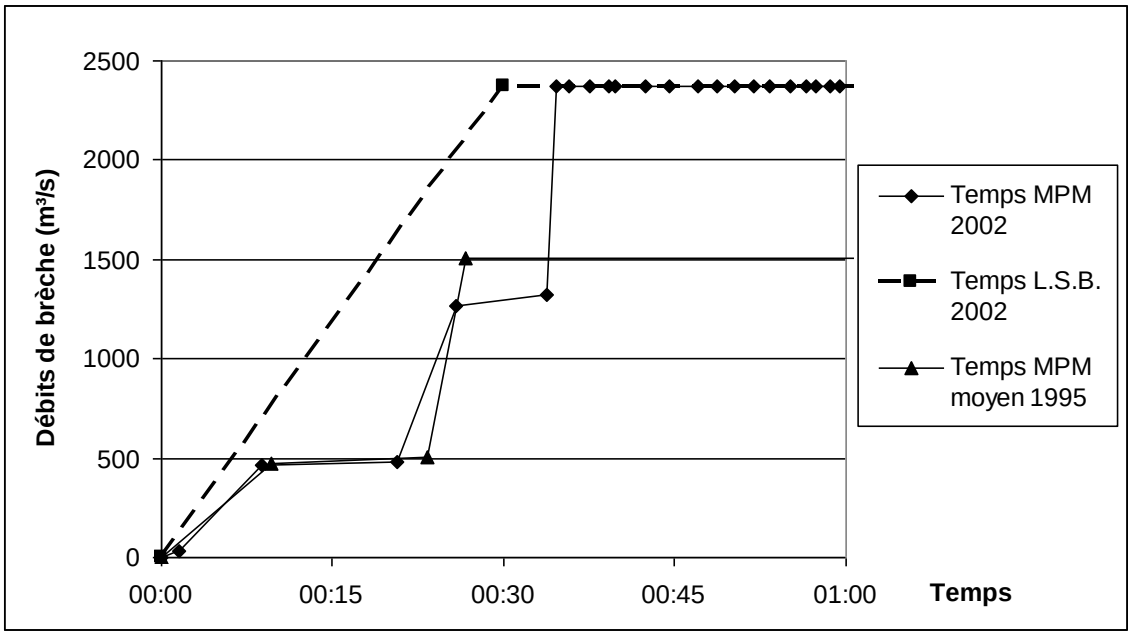


Figure 4.10 : Comparaison des hydrogrammes de rupture de la digue Moncouche 1) selon l'échelle temporelle adaptée par Meyer-Peter et Müller (configuration de 2002), 2) selon la L.S.B. (configuration de 2002) et 3) selon une moyenne des temps représentative de la configuration de 1995.

4.39

$$\frac{(34\min:36\sec - 26\min:43\sec)}{26\min:43\sec} = \frac{(2076\sec - 1603\sec)}{1603\sec} * 100 \cong 30\ \%$$

4.40

$$\frac{(34\min:36\sec - 30\min:00\sec)}{30\min:00\sec} = \frac{(2076\sec - 1800\sec)}{1800\sec} * 100 \cong 15\ \%$$

Ainsi qu'il apparaît à la figure 4.11, nous évaluons le débit moyen retenu par le réservoir Kénogami au plus fort de la crue de 1996 à environ 1 200 m³/s. Or, l'extrapolation de la courbe d'emmagasinement du lac Kénogami présentée au chapitre 2 (figure 2.1) permet d'établir le volume d'eau compris entre les crêtes de 1995 (166,95 m) et de 2002 (168,67 m) de la digue Moncouche à 130 Mm³. La division de ce volume par le débit moyen d'emmagasinement observé lors du «déluge» nous amène à estimer le temps supplémentaire de prévention associé au rehaussement à 108 333 secondes, soit 1 jour et 6 heures. Cette estimation suppose bien sûr que la gestion de crue soit la même qu'en 1996.

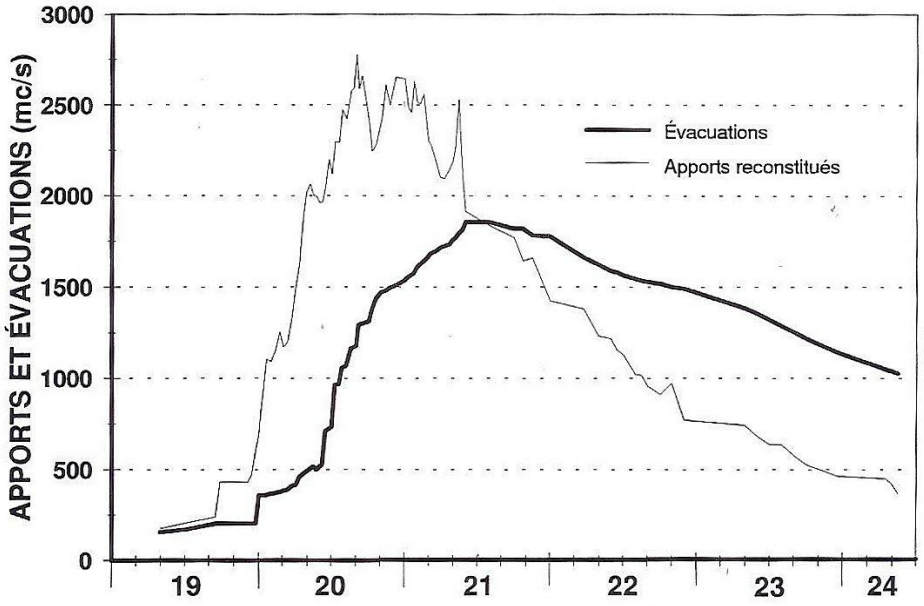


Figure 4.11 : Hydrogrammes des apports reconstitués et des évacuations au réservoir Kénogami du 19 au 24 juillet 1996 (Commission scientifique et technique sur la gestion des barrages, 1997).

Le rehaussement de la digue Moncouche ne peut évidemment éliminer tous les risques de débordement mais il génère un gain de sécurité appréciable tout en augmentant le temps de réponse des gestionnaires et plus que tout, le temps d'alerte et d'évacuation des populations.

4.7.5 L'évaluation de la sécurité : le modèle Moncouche et la norme courante

La mise au point d'un modèle comportemental tel que celui issu de la digue Moncouche ainsi que le calcul du gain de sécurité associé à un rehaussement ne sont rendus possibles que par la connaissance approfondie des caractéristiques géotechniques et structurales de l'ouvrage. Autrement dit, nous pensons que la gestion pleinement sécuritaire des ouvrages de retenue nécessite l'usage de modèles physiques prédictifs incorporant leurs caractéristiques propres. À défaut, il en résulte une gestion approximative dépendante de normes et d'instructions générales.

La norme légale selon laquelle toute digue soumise à un déversement est érodée de telle façon qu'elle doit être considérée perdue après 30 minutes, est un exemple de gestion approximative. En effet, lorsque les caractéristiques physiques sont prises en compte, le modèle considère la digue Moncouche de 1995 détruite après 26 minutes et met par conséquent en doute l'estimation sécuritaire du temps de rupture de la norme. Par contre, lorsque la digue est rehaussée, ce qui se traduit par un report appréciable du temps de rupture évalué à 8 minutes par le modèle, soit un gain de sécurité réel de 30 %, la norme l'ignore. Il résulte que le rehaussement de la digue Moncouche ne change en rien le temps «normal» de destruction de 30 minutes et paradoxalement ne constitue pas un moyen d'accroître «officiellement» sa sécurité. De toute l'opération rehaussement ne subsiste alors qu'une nouvelle digue, toujours destructible en 30 minutes si l'on s'en tient à cette norme et dont le débit de rupture s'est accru de 1 500 à 2 300 m³/s.

Mais le portrait réel est différent. Le modèle Moncouche rehaussé étale dans le temps les paliers de débit dus aux ruptures successives du rideau de béton. Ce débit est continuellement plus faible que celui estimé linéairement par la norme. À titre d'exemple, le modèle Moncouche rehaussé estime les débits de brèche, après 15 et 30 minutes, respectivement à 500 et 1 300 m³/s alors que la norme les estime plutôt à 1 200 et 2 300 m³/s (figure 4.9). Nous pensons qu'un débit de brèche progressant par paliers et

non de façon linéaire ainsi qu'un débit de pleine rupture repoussé à 34 minutes ne peuvent être ignorés des autorités civiles lorsqu'il s'agit de maximiser la sécurité des riverains.

Sur un plan plus technique, il faut rappeler que la digue Moncouche a charge de contrôler un immense réservoir, celui du lac Kénogami. Un déversement provenant d'un tel réservoir amène notre modèle à prévoir des ruptures à répétition du rideau de béton. Nous pensons cependant que le modèle Moncouche pourrait être reformulé de façon à s'adapter à des réservoirs moins puissants, à prendre en compte des digues aux rideaux de béton plus robustes, disposés d'une façon différente, susceptibles de limiter le nombre de ruptures et de jouer un véritable rôle de déversoir par exemple. Inversement, nous pourrions aussi lui demander d'analyser les digues hybrides actuellement en service et déjà en mesure de limiter les déversements.

Conclusion

Ce mémoire consiste essentiellement en une démarche en cinq étapes fondées sur la méthode expérimentale. Ces étapes sont : 1) la recherche et la considération des caractéristiques physiques propres à une digue hybride de type remblai-cœur de béton, la digue Moncouche, 2) la définition d'un modèle comportemental de déversement, 3) l'évaluation de ce modèle lorsque confronté à des déversements observés en laboratoire, 4) l'adaptation du modèle à la réalité dans un but prédictif et 5) l'application concrète du modèle à l'évaluation du gain de sécurité associé au rehaussement de l'ouvrage. Inutile de dire que l'ensemble de «l'opération» a suscité une intense réflexion, des remises en question, a exigé une rigueur, une cohérence de tous les instants ainsi qu'une bonne dose d'humilité face à une réalité éminemment complexe. Il est toujours difficile d'ouvrir la «boîte noire» que constitue la mise au point d'un modèle physique. Nous pensons que le modèle Moncouche contribue à le faire. C'est dans cet esprit que nous souhaitons conclure notre étude en exposant sa contribution à la compréhension générale du phénomène, les limites et les difficultés de la démarche mais aussi, ses mérites et son utilité.

La contribution scientifique

L'intention de ce mémoire est de démontrer qu'une véritable évaluation de la sécurité d'un ouvrage de retenue requiert la connaissance de ses caractéristiques propres de même que leur articulation au sein d'un modèle prédictif. Nous pensons avoir atteint ce but en mettant au point le modèle de déversement Moncouche. Ce modèle décrit plus adéquatement la réalité des ouvrages hybrides de type remblai-cœur rigide de même que leur comportement en situation de déversement parce qu'il 1) incorpore une dimension structurale à l'interaction déjà connue de l'hydraulique, de la géotechnique et du transport sédimentaire, 2) permet, à chaque étape du déversement, de prévoir de façon détaillée les sollicitations imposées de même que l'évolution des facteurs de sécurité et

3) quantifie l'erreur d'appréciation de la sécurité commise lorsque les caractéristiques spécifiques sont ignorées au profit d'un mode de rupture standard.

La création et la mise au point d'un modèle physique tel que le modèle Moncouche constitue toujours une opération exigeante et parsemée d'embûches. Les modèles physiques ont pour tâche de traduire une réalité complexe, difficile à préciser. Ils ont même la «fâcheuse» habitude de s'appliquer avec précision justement là où il en manque. Il en résulte d'inévitables erreurs de traduction, elles-mêmes difficiles à apprécier. La confrontation du modèle physique avec la réalité du laboratoire constitue aussi une étape délicate en raison des exigences de l'adaptation. Dès le début, nous soupçonnions les limites de notre modèle. Nous savions que nous ne pouvions reproduire les ruptures successives de l'élément rigide et que la membrane pourrait entraver la pleine flexion du rideau d'aluminium. Nous ne nous attendions cependant pas à observer des microdéformations prématurées le long du rideau, ni une perte de compactage à la crête, ni une saturation du talus à l'aval. Heureusement, le modèle a su s'accommoder de ces difficultés en réagissant favorablement aux correctifs que nous lui avons apportés.

Pour toutes ces raisons, nous sommes d'avis que le modèle Moncouche mérite d'être retenu, comparé, utilisé et perfectionné. Ainsi, les facteurs de sécurité et les débits de rupture pourraient être comparés à ceux, quand ils sont connus, d'ouvrages de même type actuellement en service. Ce serait là une bonne façon de s'assurer de la pertinence du modèle et même de l'améliorer. Le modèle Moncouche pourrait être reformulé de façon à être associé à la conception de nouveaux ouvrages hybrides dont l'élément rigide serait disposé différemment, incliné ou même assimilé à un masque. Le modèle Moncouche pourrait être confirmé au moyen de nouveaux essais en laboratoire utilisant, cette fois, un montage plus performant dont une membrane étanche mieux disposée. Sur un plan plus théorique, l'algorithme du modèle pourrait être modifié de façon à vérifier automatiquement le facteur de sécurité au glissement dans le plan d'une fracture

détectée. Cet ajout nous permettrait de savoir si la portion fracturée d'un élément d'étanchéité rigide peut être immédiatement emportée par les eaux ou non. Enfin, ce modèle pourrait se voir attribuer un autre algorithme d'évaluation de la sécurité, un algorithme fondé sur le calcul aux états limites par exemple.

La contribution sociale et économique

La modélisation de la digue Moncouche dans son état de 1995 de même que la prévision de son hydrogramme de rupture nous ont amenés à questionner la norme légale de destruction en 30 minutes. En effet, une prévision de débit de pleine rupture après 26 minutes, représente pour nous un déficit de sécurité lorsque nous en référons à la norme. La digue Moncouche a été rehaussée et solidifiée depuis, de sorte que notre modélisation de son état projetée de 2002 repousse le débit de rupture à 34 minutes, ce qui représente une bonne nouvelle en soi. Mais il peut exister ailleurs d'autres ouvrages hybrides du même type dont l'état s'apparente à celui de la digue Moncouche 1995 et dont le débit de pleine rupture peut apparaître en moins de 30 minutes. Nous devons les repérer et nous sommes d'avis que le modèle Moncouche peut y contribuer. C'est en considérant leurs caractéristiques propres que nous favoriserons l'émergence d'ouvrages de retenue à haute sécurité.

Enfin, nous pensons que le calcul du gain de sécurité peut être mis en relation avec l'évaluation des coûts de réfection et d'amélioration d'un ouvrage de retenue. La planification, la répartition des ressources parmi les ouvrages d'un même bassin versant par exemple, en seraient facilitées. Des états sécuritaires quantifiés, formulés avec plus de précision devraient inciter les gestionnaires à rénover, à améliorer, et les bâtisseurs, à concevoir des ouvrages offrant un maximum de sécurité. Nous habitons un pays de barrages et de digues, ne l'oublions pas.

Bibliographie

Bazergui, A., Bui-Quoc, T., Biron, A., McIntyre, G., & Laberge, C. (2002). *Résistance des matériaux* (3e éd.). Montréal : Presses Internationales Polytechnique.

Bishop, A.W. (1955). The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. *Géotechnique*, 5, 7-17.

Brown, R.J., & Rogers, D.C. (1977). A Simulation of the Hydraulic Events During and Following the Teton Dam Failure. *Proceedings of the Dam-Break Flood Routing Workshop, Water Resources Council*, (pp. 131-163).

Brown, R.J., & Rogers, D.C. (1981). *Users Manual for Program BRDAM*. U.S. Bureau of Reclamation, Denver, Colorado, United States.

Bureau de normalisation du Québec. (1983). *Sols – Détermination de la relation teneur en eau masse volumique – Essai Proctor Modifié*. BNQ 2501 – 255.

Cement Association of Canada (2006). *CAC Concrete Design Handbook* (3eéd.).Ottawa, Ontario.

Chow, V.T. (1959). Open Channel Hydraulics. New York : McGraw-Hill.

Commission scientifique et technique sur la gestion des barrages. (1997). Québec : Bibliothèque nationale du Québec.

Costa, J.E. (1985). *Floods from Dam Failures* (Report 85-560). Denver : U.S. Geological Survey Open-File.

Costa, J.E., & Schuster, R.L. (1988). The Formation and Failure of Natural Dams. *Geological Society of America Bulletin*, 100, 1054-1068.

Cristofano, E.A. (1965). *Method of Computing Erosion Rate for Failure of Earthfill Dams*. U.S. Bureau of Reclamation, Denver, Colorado, United States.

Evans, S.G. (1986). The Maximum Discharge of Outburst Floods Caused by the Breaching of Man-Made and Natural Dams. *Canadian Geotechnical Journal*, 23(3), 385-387.

Fellenius, W. (1936). Calculation of the stability of earth dams. *Transactions of the Second Congress on Large Dams*, (Vol. 4, pp. 445-449). Washington.

Foster, M., Fell, R., & Spannagle, M. (2000). The statistics of embankment dam failures and accidents. *Can. Geotech. J.*, 37, 1000-1024.

Fread, D.L. (1977). The Development and Testing of a Dam-Break Flood Forecasting Model. *Proceedings of the Dam-Break Flood Routing Model Workshop*, (pp. 164-197). Bethesda, Maryland.

Fread, D.L. (1984). *DAMBRK : The NWS dam-break flood forecasting model*. Office of Hydrology, National Weather Service, Silver Spring, Maryland, United States.

Fread, D.L. (1985). A Breach Erosion Model for Earthen Dams. *General Series, Utah Water Research Laboratory*, 85(3), 281-310.

Fread, D.L. (1988). *BREACH : An Erosion Model for Earthen Dam Failures*. National Weather Service, National Oceanic and Atmospheric Administration, Silver Spring, Maryland, United States.

Froehlich, D.C. (1995). Peak Outflow From Breached Embankment Dam. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 121(1), 90-97.

Fuamba, M., Marche, C., & Pelletier, C. (2002). Description du processus de formation de la brèche lors de la rupture d'une digue submergée. *Annual Conference of the Canadian Society for Civil Engineering*, (pp. 1-9). Montréal.

Harris, D.L., & Wagner, D.A. (1967). *Outflow From Breached Earth Dams*. University of Utah, Salt Lake City, Utah, United States.

Hanson, G.J. (2000). Preleminary result of earthen embankment breach tests. *ASAE Annuel international Meeting*, Paper No. 002007.

Hydro-Québec. (2001). *Régularisation des crues du bassin versant du lac Kénogami*. Université du Québec à Chicoutimi. Consulté le 24 août 2009, tiré de http://sdeir.uqac.ca/doc_numerique/format/sites/17727762/pr3-2-carte_2-01.pdf

Hydro-Québec. (2002). *Régularisation des crues du bassin versant du lac Kénogami : étude de rupture des digues et des barrages du réservoir Pikauba et du lac Kénogami* (KK01-001). Québec.

Hydro-Québec. (2003). *Évaluation de la stabilité des barrages-poids en béton*. Barrages et ouvrages civils, SB-61-08-00.

Hydro-Québec. (2009). *Les ouvrages de retenue utilisés par Hydro-Québec*. Hydro-Québec. Consulté le 15 juillet 2009, tiré de http://www.hydroquebec.com/comprendre/production/amenagement/ouvrage_retenue_hq.html

Johnson, F.A. & Illes, P. (1976). A Classification of dam failures. *Water Power and Dam Construction*, 28(12), 43-45.

Leboeuf, D. (2008). *Séminaire ½ journée – Les barrage s : séismes et ouvrages de terre*. Société Canadienne de Génie Civil. Consulté le 15 juillet 2009, tiré de http://scgc.quebec.qc.ca

Lou, W.C. (1981). Mathematical Modeling of Earth Dam Breaches. Ph.D., Colorado State University, Fort Collins, Colorado, United States.

Loukoula, E., Reiter, P., Shen, C., & Pan, S. (1993). Embankment Alla Rottura di Dighe in Terra, Dipartimento di Difesa del Suolo, Universita della Clabria, Memorie e Studi, N. 139.

Lovoll, A. (2006). Breach formation in rockfill dams – Results from norwegian field tests. *22ème Congrès des Grands Barrages*, (Vol.3, pp. 35-51). Paris : Éditions CIGB.

MacDonald, T.C., & Langridge-Monopolis, J. (1984). Breaching Characteristics of Dam Failures. *Journal of Hydraulic Engineering*, 110(5), 567-586.

Marche, C. (2004). Barrages : Crues de rupture et protection civile. Montréal, Presses Internationales Polytechnique.

Marche, C., Mahdi, T., & Quach, T. (2006). Erode : une méthode fiable pour établir l'hydrogramme de rupture potentielle par surverse de chaque digue en terre. *22ème Congrès des Grands Barrages*, (Vol.3, pp. 337-359). Paris : Éditions CIGB.

Meyer-Peter, P. E., & Müller, R. (1948). Formulas for Bed Load *Transport. Proceedings of the 3rd International Association for Hydraulic Research, Stockholm* (pp. 39-64).

McMahon, G.F. (1981). Developing dam-break flood zone ordinance. *Journal of the Water Resources Planning and Management Division*, ASCE, 107(WR2), 461-476.

Middlebrooks, T.A. (1953). Earth-Dam Practice in the United States. *Transaction of the American Society of Civil Enginers*, 118, 697-722.

Morris, M., Hanson, G.J., & Vaskinn, K. (2006). Recent advances in predicting breach formation trought embankment dams. *22ème Congrès des Grands Barrages*, (Vol.3, pp. 195-206). Paris : Éditions CIGB.

Naval Facilities Engineering Command. (1971). *Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures* (NAVFAC DM-7). Alexandria.

Naval Facilities Engineering Command. (1986). *Foundations and Earth Structures* (DM-7.02). Alexandria.

Paraschivoiu, I., Prud'homme, M., Robillard, L., & Vasseur, P. (2003). *Mécanique des fluides* (1ère éd.). Montréal : Presses Internationales Polytechnique.

Penman, A.D.M. (1986). On the Embankment Dam. *Geotechnique*, 36(3), 303-348.

Ponce, V.M., & Tsivoglou, A.J. (1981). Modeling Gradual Dam Breaches. *Journal of the Hydraulics Division Proceedings of the ASCE*, 107(7), 829-838.

Ponce, V.M. (1982). *Documented cases of earth dam breaches*. Civil Engineering Series No. 82149. San Diego State University, California, United States.

Powledge, R., Ralston D.C., Miller, P., Chen, Y.H., Clopper, P.E., & Temple, D.M. (1989). Mechanics of Overflow Erosion on Embankments. II : Hydraulic and Design Considerations. *Journal of Hydraulic Engineering*, 115(8), 1056-1075.

Pugh, C.A. (1985). *Hydraulic Model Studies of Fuse Plug Embankments* (REC-ERC-85-7). Denver : U.S Bureau of Reclamation.

Raghunath, H. M. (1967). *Dimensional Analysis and Hydraulic Model Testing*. New-York : Asia Publishing House.

Ralston, D.C. (1987). Mechanics of Embankment Erosion During Overflow. *Proceedings of the 1987 National Conference on Hydraulic Engineering* (pp. 733-738).

Sharp, J. J. (1981). *Hydraulic Modeling*. Toronto : Butterworth & Co Ltd.

Shields, A. (1936). Anwendung der Ahnlichkeitsmechanik und Turbulenz forschung auf die Geschiebebewegung, Mitteil. Preuss. Versuchsanst. Wasser, Erd, Schiffsbau, Berlin, Nr. 26.

Singh, V.P., & Scarlatos, P.D. (1985). *Breach Erosion of Earthfill Dams and Flood Routing : BEED Model*. Army Research Office, Battelle, North Carolina, United States.

Singh, V.P., & Quiroga, C.A. (1988). Dimensionless Analytical Solutions for Dam-Breach Erosion. *Journal of Hydraulic Research*, 26(2), 179-197.

Singh, V.P., & Scarlatos, P.D. (1988). Analysis of Gradual Earth-Dam Failure. *Journal of Hydraulic Engineering*, 114(1), 21-42.

Smart, G.M. (1984). Sediment Transport Formula for Steep Channels. *Journal of Hydraulic Engineering*, 110(3), 267-276.

Subcommitte on Emergency Action Planing of ICOLD. (1983). *Dam Safety Emergency Action Planning Guidelines*. Interagency Committee on Dam Safety.

Taylor, D.W. (1937). Stability of earth slopes. *Boston Society of Civil Engineers*, 24(3), 337-386.

Techmat. (1991). *Étude de stabilité et de pérennité de la digue baie Moncouche Lac Kénoagami* (1039022). Québec.

U.S. Army Corps of Engineers. (1995). *Gravity Dam Design* (EM 1110-2-2200). Honolulu : University Press of the Pacific.

U.S. Bureau of Reclamation. (1982). *Guidelines of Defining Inundated Area Downstream from U.S. Bureau of Reclamation* (Planning Instruction No.82-11). Denver.

U.S. Bureau of Reclamation. (1988). *Downstream Hazard Classification Guidelines* (ACER Technical Memorandum No. 11). Denver : Assistant Commissioner-Engineering and Research.

Whal, T. L. (1998). Prediction of Embankment Dam Breach Parameters (DSO-98-004). Washington : U.S. Department of the Interior.

Yang, C. T. (1976). Minimum Unit Stream Power and Fluvial Hydraulics. *Journal of the Hydraulics Division*, 102(HY7), 919-934.

Yang, C. T. (1984). Unit Stream Power Equation for Gravel. *Journal of Hydraulic Engineering*, 110(HY12), 1783-1797.

Zerrouk, N.E. (2004). *Étude hydraulique et géotechnique de la formation de brèche dans un barrage en terre*. Ph.D, École Polytechnique de Montréal, Québec, Canada.

Annexe A : Le protocole expérimental

Nous présentons ici les étapes techniques complémentaires et nécessaires à l'obtention d'essais homogènes. Nous traiterons de la construction du montage, de l'ajout du revêtement granulaire, de l'ajustement du débit entrant, de la mise en eau ainsi que des phases d'essais.

A.1 Le montage

A.1.1 La fixation des caissons

Il nous faut d'abord enduire d'une préparation liquide à base de silicone les faces verticales extérieures des caissons de bois préparés selon les spécifications de la sous-section 3.1.2. Ensuite, nous disposons symétriquement les deux caissons dans le canal d'écoulement puis les pressons contre ses parois intérieures de façon à ce qu'ils y adhèrent définitivement tout en faisant preuve d'étanchéité. Afin d'éviter tout décollement, l'espacement des caissons est maintenu au moyen de cales en bois. Les joints sont par la suite colmatés par des cordons de silicone.

A.1.2 L'ancrage du rideau métallique

Tel qu'illustré à la figure A.1, le rideau d'aluminium est ancré verticalement au fond du canal d'écoulement au moyen d'une cornière métallique. Large de 15,25 cm (6 pouces), la cornière est constituée de deux ailes longues de 8,89 cm (3,5 pouces) et épaisses de 0,64 cm (1/4 de pouce). L'aile verticale est percée à 2,17 cm (0,855 pouce) et 6,62 cm (2,605 pouces) de façon à permettre un rehaussement de la plaque métallique et donc une représentation de la digue Moncouche dans ses états de 1995 et de 2002. L'aile

horizontale est percée de manière à ancrer fermement la cornière au faux plancher de bois (figure A.2).

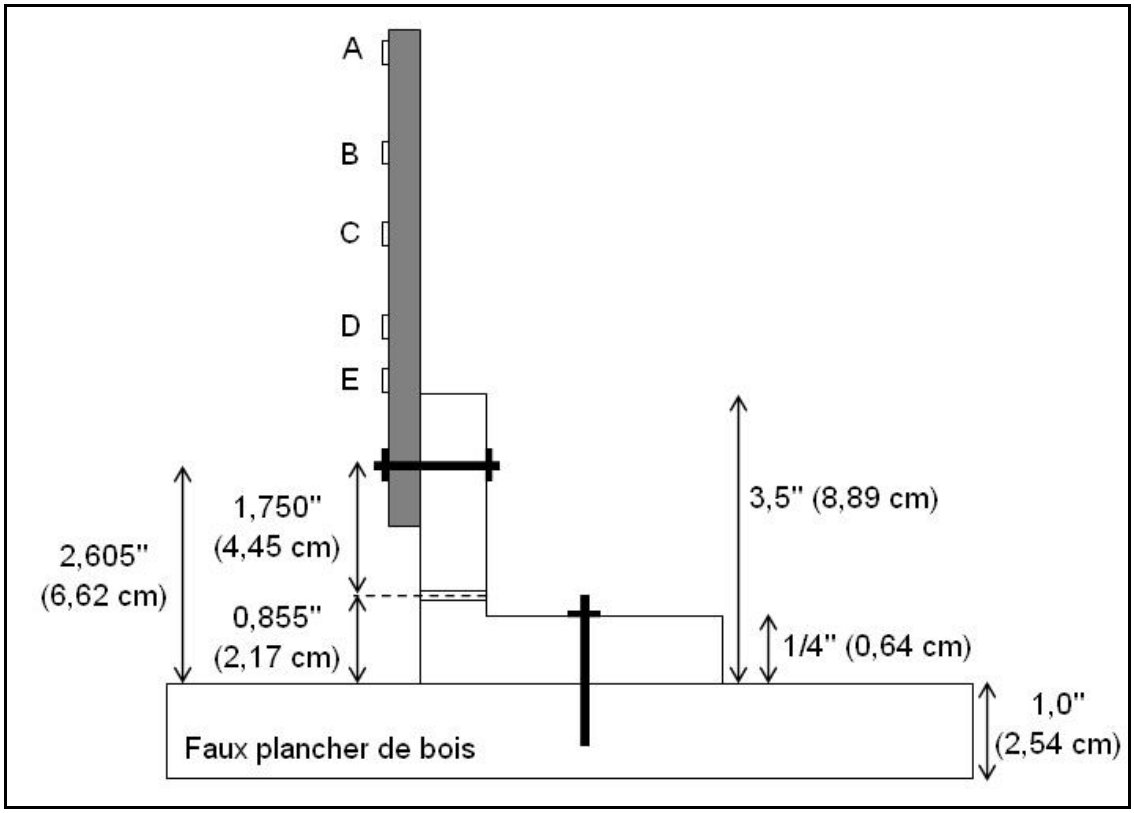


Figure A.1 : Dimensions de la cornière assujettissant le rideau d'aluminium au fond du canal d'écoulement.

Figure A.2 : Ancrage du rideau d'aluminium entre les deux caissons de bois.

A.1.3 Le raccordement des jauges à l'appareil d'enregistrement des microdéformations

Ici, le principal défi consiste à acheminer les fils reliant les jauges de mesure de microdéformations à la station d'acquisition (Model P3 Strain Indicator and Recorder de Vishay) située à l'aval du montage. De manière à minimiser le contact avec le sol, nous avons percé un des caissons en deux points afin d'y faire passer les fils (figures A.3 à A.5).

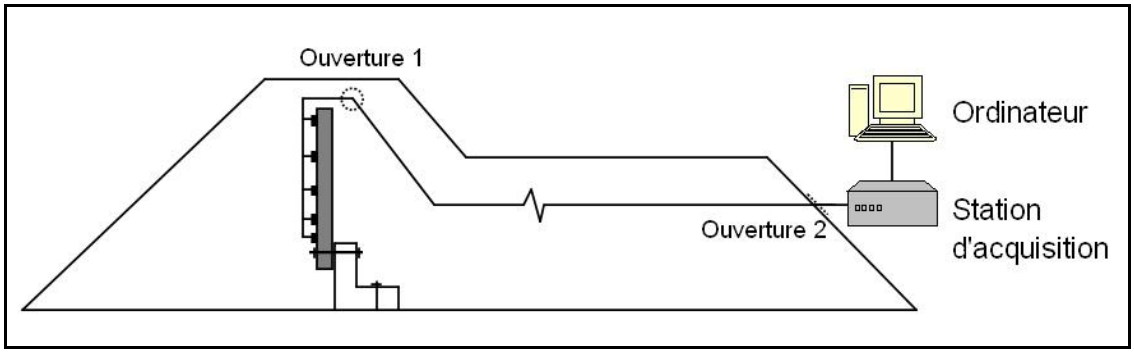


Figure A.3 : Raccordement des jauges à la station d'acquisition.

Figure A.4 : Introduction des fils dans le caisson (ouverture 1).

Figure A.5 : Sortie des fils du caisson (ouverture 2).

Ensuite, nous raccordons les fils à la station d'acquisition selon la plus simple des méthodes, celle du «double pont». À son tour, la station d'acquisition est reliée à un ordinateur par l'entremise d'un cable «USB» permettant un enregistrement en temps réel

des microdéformations. Dans le but d'éviter les infiltrations d'eau dans le caisson, les ouvertures sont scellées à l'aide de silicone.

Figure A.6 : Lecture et enregistrement des microdéformations.

A.1.4 La fixation de la membrane étanche

En dépit de l'imperméabilisation des jauges de mesure de microdéformations, la mise en place adéquate d'une membrane étanche s'avère une condition essentielle au succès de l'expérience. En effet, les efforts exercés par l'eau et le sol à l'amont doivent être transmis à la plaque métallique sans qu'il y ait infiltration. De plus, la transmission des

efforts oit avoir lieu sans que soit entravé le mouvement de cette plaque. Pour cette raison, nous utilisons une membrane de polythène, à la fois mince, souple, résistante et étanche. Ainsi que nous le voyons aux figures A.7 et A.8, tout le montage de même que les parois du canal sont recouverts par la membrane de polythène. Remarquons la disposition très lâche de la membrane destinée à faciliter le débattement du rideau métallique. Ici aussi, la membrane est assujettie aux parois à l'aide d'une préparation liquide de silicone.

Figure A.7 : Fixation de la membrane étanche à l'amont.

Figure A.8 : Fixation de la membrane étanche à l'aval.

A.2 L’ajout du revêtement granulaire

A.2.1 La vérification de la granulométrie

Le même sable Bauval 0 – 2,5 mm est utilisé au cours de tous les essais. Sa courbe granulométrique apparaît à la sous-section 3.1.6. Par souci d’homogénéité, nous établissons la courbe granulométrique du sable après chaque essai au moyen d’une batterie de sept tamis standards capables de retenir des grains d'un diamètre variant entre 5,00 mm et 0,080 mm. Cette vérification a pour but de déceler un éventuel lavage des particules fines et de signaler la nécessité, s’il y a lieu, de reconstituer la granulométrie.

A.2.2 La vérification préalable du système d’enregistrement des microdéformations

Avant d’ajouter le sol au montage et de le compacter, il convient de vérifier le bon fonctionnement du système d’enregistrement des microdéformations. Il suffit de raccorder les jauges à la station d’acquisition et de vérifier que la mesure n’est pas interrompue par l’eau ou par le fléchissement de la plaque.

A.2.3 La mise en place du sol au montage

Nous avons choisi de compacter le sol entre les caissons à raison de quatre premières couches de 10 cm d’épaisseur. La cinquième et dernière couche, épaisse de 13,8 cm, recouvre l’ensemble du montage. Comme le montrent les figures A.9 à A.11, cette couche comporte des marqueurs d’érosion et des sillons initiateurs d’écoulement du côté aval. Les marqueurs servent à estimer la vitesse de remontée de l’érosion. Quant aux sillons, ils ont pour but de concentrer le déversement entre les caissons et d’assurer une érosion normale du sol à l’aval. De plus, la couche de recouvrement est encochée au centre de la crête d’une largeur de 4,5 cm afin de diriger le déversement initial. Notons que lors du compactage, la masse volumique sèche correspond à 90 % de la valeur de la

masse volumique maximale du sol sec ρ_{dmax} (2 102 kg/m³) tandis que la teneur en eau du sol **w** est de 8 %.

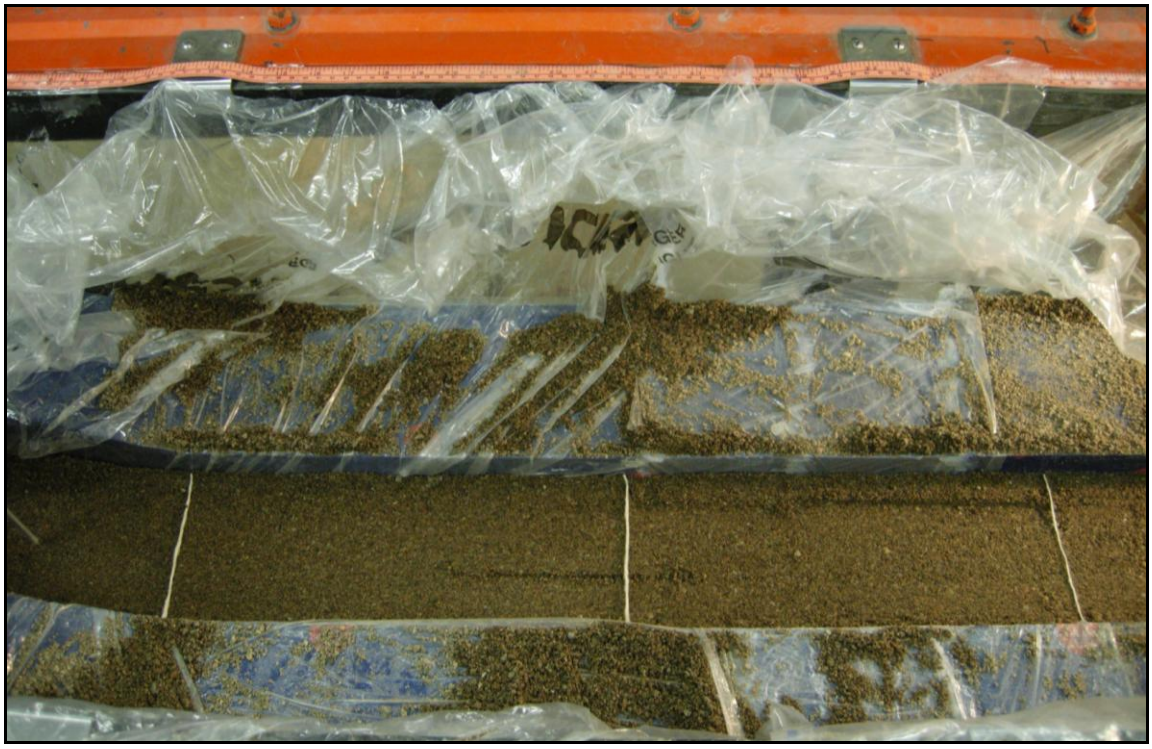


Figure A.9 : Positionnement des marqueurs d'érosion le long du replat.

Figure A.10 : Tracé des sillons initiateurs d'écoulement le long du talus et du replat à l'aval.

Figure A.11 : Encoche à la crête sur une largeur de 4,5 cm.

A.3 L'ajustement du débit entrant et la mise en eau du montage

A.3.1 La mise en route de la pompe

L'alimentation en eau du canal d'essai requiert la mise en route d'une pompe. Tel que l'illustre la figure A.12, le réseau hydraulique du laboratoire est contrôlé informatiquement au moyen d'un logiciel développé par la firme **REGULVAR**. Ici, nous n'utilisons que la pompe 2 (P-2) en conjonction avec les vannes 2, 6, 8 et 10 que nous ouvrons à 20 % de leur capacité. Toutes les autres vannes sont fermées.

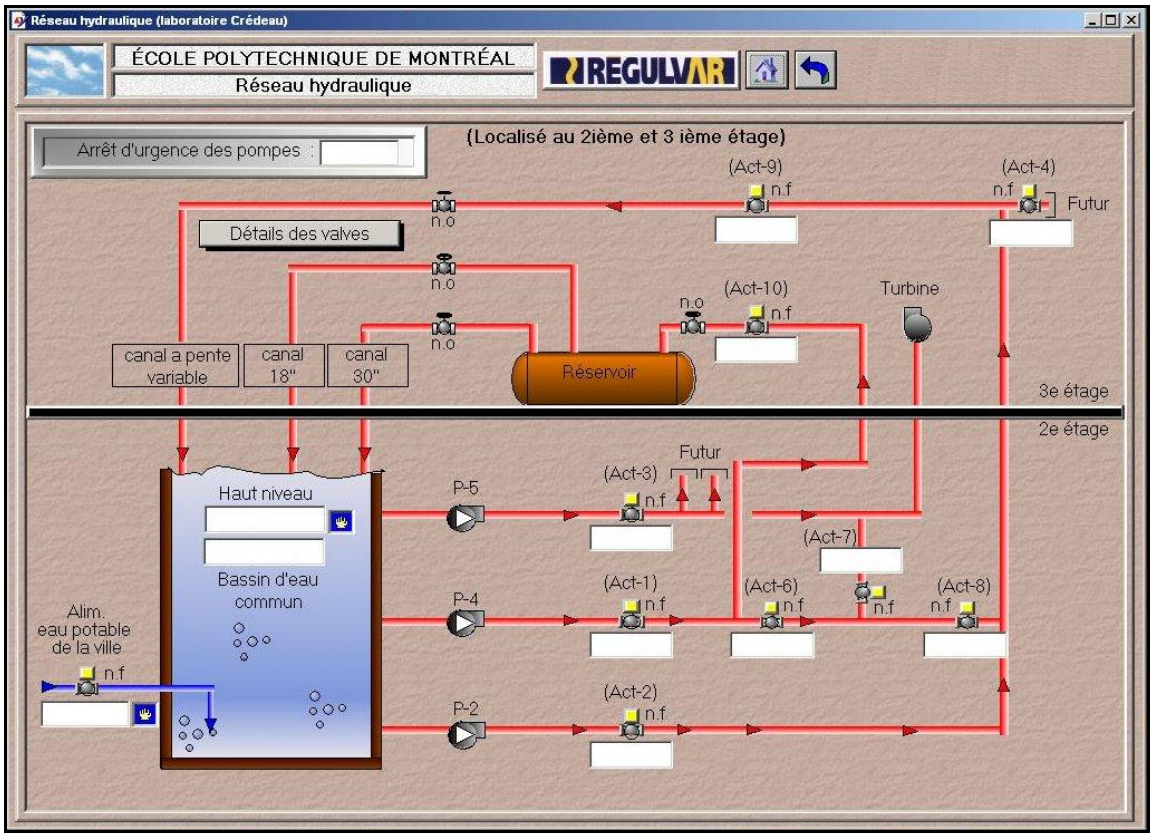


Figure A.12 : Contrôle informatique de l'activation des pompes et de l'ouverture des vannes.

A.3.2 L'ajustement et le calcul du débit entrant

Le débit entrant au canal est contrôlé par deux vannes manuelles de taille différente. La plus petite permet un ajustement fin du débit. Une fois le débit stabilisé, nous l'évaluons directement par lecture aux pointes courbe et droite de même que par chronométrage. Les calculs reliés à ces deux méthodes sont exposés à la sous-section 3.2.2 du chapitre 3. En raison du temps nécessaire à la stabilisation du débit et de manière à éviter une mise en eau prématurée du montage, il importe d'ouvrir la vanne de vidange amont du canal, située au pied du déversoir.

A.3.3 La mise en eau du montage

Une fois le débit ajusté, nous amorçons la mise en eau du montage en fermant la vanne de vidange amont du canal. Lorsque le niveau de la retenue atteint la mi-hauteur du canal, nous stoppons momentanément la montée en eau, non pas en fermant les vannes d'alimentation mais en ouvrant à nouveau la vanne de vidange amont. La stabilisation du débit laisse à l'eau le temps d'infiltrer graduellement le remblai amont et minimise les risques d'affaissement du sol. Nous profitons de cette pause pour préparer la mise en route des systèmes d'enregistrement (hauteurs d'eau, microdéformations et caméra). La fermeture de la vanne de vidange amont marque le début de l'essai. À ce stade, il n'est plus possible de modifier le débit.

A.4 Le démarrage de l'essai

A.4.1 La mise en route des systèmes d'enregistrement

Dans un premier temps, nous activons le système d'enregistrement des profondeurs d'eau. Les profondeurs d'eau relevées par la sonde à ultrasons «mic+130/DIU/TC/E» (figure A.13) sont automatiquement traitées par l'ordinateur grâce à un logiciel de la

firme **Microsonic**. Nous relevons en premier lieu les profondeurs d'eau car elles sont essentielles à la composition des courbes de remplissage. Vient ensuite la mise en route du système d'enregistrement des microdéformations. Même si théoriquement aucune microdéformation ne devrait survenir avant le déversement, il se peut que le rideau métallique réagisse face aux efforts générés par la mise en eau.

Figure A.13 : Sonde à ultrasons «mic+130/DIU/TC/E».

Le système d'enregistrement par caméra à haute définition est démarré en dernier, tout juste avant le déversement en raison de la durée limitée des vidéocassettes numériques. Ainsi qu'il apparaît à la figure 3.14, la caméra surplombe le talus et le replat. Son angle de plongée d'environ 45° combiné à un éclairage incident offre une bonne vue des phénomènes d'érosion.

Figure A.14 : Emplacement de la caméra à haute définition.

A.4.2 L'initiation du déversement

L'initiation du déversement est une phase importante de l'essai qu'il convient de surveiller de près. Après avoir passé la tête du rideau métallique, l'eau de la retenue a tendance à générer de légères fissures au niveau de la crête (figure A.15). Nous remédions à cette situation en saupoudrant ces fissures de petites quantités de sol sec.

Figure A.15 : Fissuration de la crête causée par la montée des eaux.

C’est durant les premiers instants du déversement que la destruction apparaît et s’accélère pour ensuite se stabiliser à mesure que progresse l’expérience (figures A.16 à A.19). Lors des secondes suivant le déversement, le volume d’eau évacué, la vitesse de l’écoulement et l’érosion atteignent leur paroxysme. Il faut être prêt à prendre rapidement plusieurs mesures successives.

Figure A.16 : Enjambement de la crête par les eaux de déversement.

Figure A.17 : Initiation du déversement.

Figure A.18 : Vidange de la retenue d'eau.

Figure A.19 : Progression de l'érosion le long du talus et du replat à l'aval.

A.4.3 La mesure des profondeurs d'érosion

À mesure que progresse l'érosion, nous mesurons sa profondeur au moyen d'une pointe droite graduée en millièmes de pied et dont la référence (0,000 pied) correspond au niveau du faux plancher de bois. Tel qu'illustré à la figure A.20, nous relevons les profondeurs d'érosion immédiatement à l'aval du rideau d'aluminium. À chaque relevé à la pointe doit correspondre une lecture de temps de façon à pouvoir relier, une fois l'essai terminé, les profondeurs d'érosion, les profondeurs d'eau ainsi que les microdéformations. De cette relation sont déduits les temps d'érosion.

Figure A.20 : Mesure des profondeurs d'érosion au moyen d'une pointe droite.

A.5 L’arrêt de l’essai

Avant de désactiver tout système d’enregistrement, nous devons nous assurer que sont bien sauvegardés et identifiés 1) les profondeurs d’érosion et les temps de lecture, 2) les microdéformations, 3) les profondeurs d’eau ainsi que 4) le contenu des vidéocassettes numériques. Les données dûment protégées, les systèmes d’enregistrement peuvent être stoppés de même que la pompe d’alimentation en eau. Il ne reste qu’à vidanger l’eau de la retenue en ouvrant la vanne amont, à retirer le sol du montage et à le mettre à sécher.

Annexe B : Les paramètres de départ, le calcul du débit entrant et la courbe de remplissage des essais du 18 décembre 2008, 30 janvier et 16 mars 2009

B.1 L'essai du 18 décembre 2008

B.1.1 Les paramètres de départ

Tableau B.1 : Paramètres de départ – Essai du 18 décembre 2008.

Distance sonde ultrasons/fond du canal (mm)	1100
Largeur de l'encoche de crête (cm)	4,5
Cote de la crête (pieds)	2,007
Cote du sommet de l'écran d'aluminium (pied)	1,879
Lecture pointe courbe débit nul (pied)	0,571
Lecture pointe droite débit nul (pied)	0,056

B.1.2 Le calcul du débit entrant et la courbe de remplissage

Par lecture aux pointes courbe et droite

$$H_{cc-courbe} = 0{,}609' - 0{,}571' = 0{,}038' \text{ (1,2 cm)} \quad \textbf{B.1}$$

$$H_{cc-droite} = 0{,}09' - 0{,}056' = 0{,}034' \text{ (1,0 cm)} \quad \textbf{B.2}$$

$$Q_{entrant-courbe} = 0{,}1 \text{ l/s} \qquad Q_{entrant-droite} = 0{,}1 \text{ l/s} \quad \textbf{B.3}$$

Par chronométrage

Tableau B.2 : Évaluation du débit entrant par chronométrage – Essai du 18 décembre 2008.

Temps nécessaire à l'accumulation d'un litre d'eau passant par le déversoir parabolique (sec)	Débit entrant (l/s)
7,26	0,138
8,56	0,117
9,41	0,106
8,59	0,116
	moyenne : 0,119 l/s

Au moyen de la courbe de remplissage

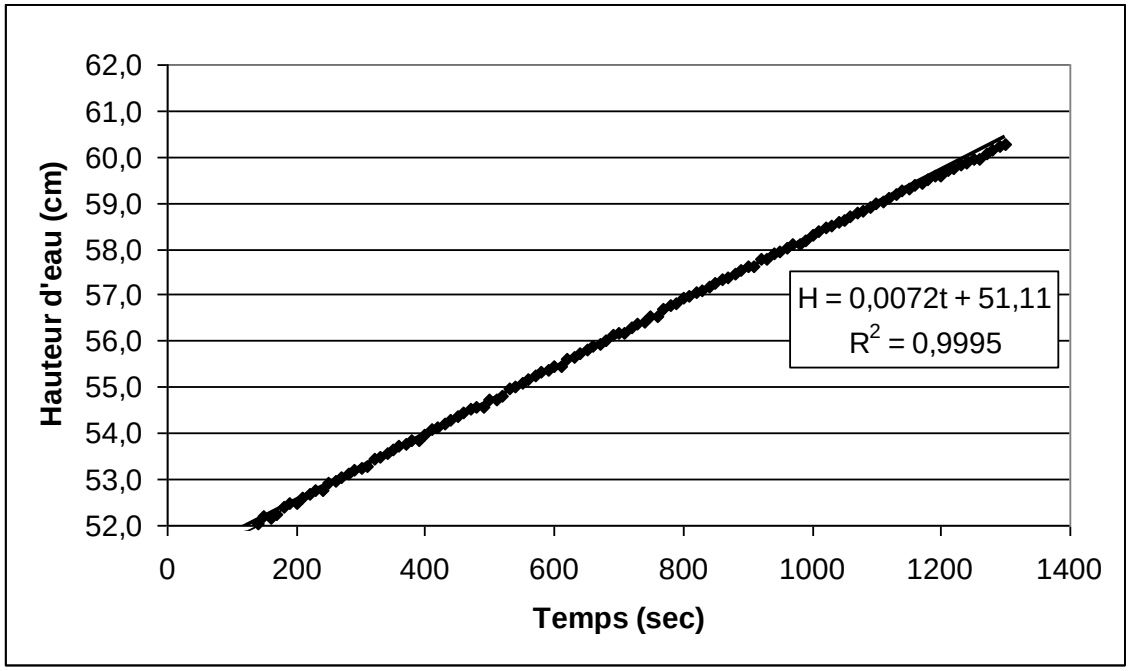


Figure B.1 : Courbe de remplissage – Essai du 18 décembre 2008.

$\Delta H / \Delta t = 0{,}000072$ m/s S $\cong$ 2,7 m^2 **B.4**

$Q_{entrant} = 0{,}194$ l/s **B.5**

Des trois méthodes de calcul du débit entrant, nous retenons celle faisant appel au chronométrage. Cette méthode évite les interprétations difficiles de la courbe de tarage de même que les évaluations fluctuantes reliées aux aires de retenue d'eau **S**. Ici, la méthode de chronométrage offre l'avantage de quatre mesures directes, peu fluctuantes, dont la moyenne est de 0,119 l/s.

B.2 L'essai du 30 janvier 2009

B.2.1 Les paramètres de départ

Tableau B.3 : Paramètres de départ – Essai du 30 janvier 2009.

Distance sonde ultrasons/fond du canal (mm)	1098
Largeur de l'encoche de crête (cm)	4,5
Cote de la crête (pieds)	2,007
Cote du sommet de l'écran d'aluminium (pied)	1,879
Lecture pointe courbe débit nul (pied)	0,571
Lecture pointe droite débit nul (pied)	0,056

B.2.2 Le calcul du débit entrant et la courbe de remplissage

Par lecture aux pointes courbe et droite

Ici, le très faible débit d'écoulement génère des hauteurs de charge trop faibles et ne permet pas l'utilisation de la courbe de tarage du déversoir parabolique à paroi mince du canal d'essai.

Par chronométrage

Tableau B.4 : Évaluation du débit entrant par chronométrage – Essai du 30 janvier 2009.

Temps nécessaire à l'accumulation d'un litre d'eau passant par le déversoir parabolique (sec)	Débit entrant (l/s)
13,95	0,072
14,50	0,069
13,47	0,074
12,21	0,082
	moyenne : 0,074 l/s

Au moyen de la courbe de remplissage

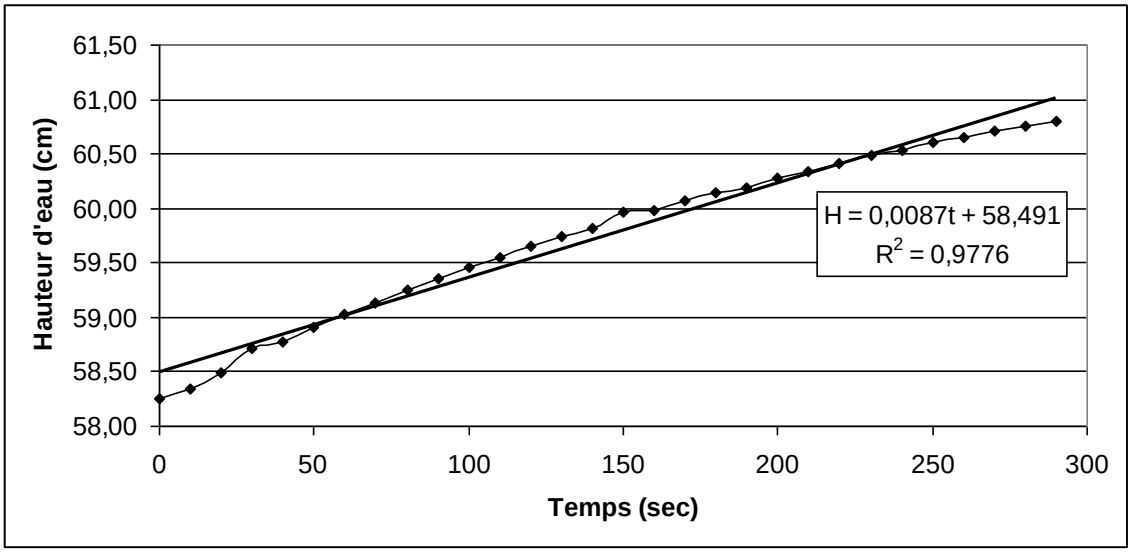


Figure B.2 : Courbe de remplissage – Essai du 30 janvier 2009.

$\Delta H / \Delta t = 0{,}000087$ m/s S $\cong$ 2,7 m^2 **B.6**

$Q_{entrant} = 0{,}23$ l/s **B.7**

Pour la même raison que celle énoncée en B.1.2 nous retenons le débit chronométré moyen de 0,074 l/s.

B.3 L'essai rehaussé du 16 mars 2009

B.3.1 Les paramètres de départ

Tableau B.5 : Paramètres de départ – Essai rehaussé du 16 mars 2009.

Distance sonde ultrasons/fond du canal (mm)	1100
Largeur de l'encoche de crête (cm)	4,5
Cote de la crête (pieds)	2,148
Cote du sommet de l'écran d'aluminium (pieds)	2,024
Lecture pointe courbe débit nul (pied)	0,571
Lecture pointe droite débit nul (pied)	0,056

B.3.2 Le calcul du débit entrant et la courbe de remplissage

Par lecture aux pointes courbe et droite

Encore une fois, le très faible débit d'écoulement génère des hauteurs de charge trop faibles et ne permet pas l'utilisation de la courbe de tarage du déversoir parabolique à paroi mince du canal d'essai.

Par chronométrage

Tableau B.6 : Évaluation du débit entrant par chronométrage – Essai rehaussé du 16 mars 2009.

Temps nécessaire à l'accumulation d'un litre d'eau passant par le déversoir parabolique (sec)	**Débit entrant (l/s)**
11,67	0,086
11,33	0,088
11,60	0,086
11,47	0,087
	moyenne : 0,087 l/s

Au moyen de la courbe de remplissage

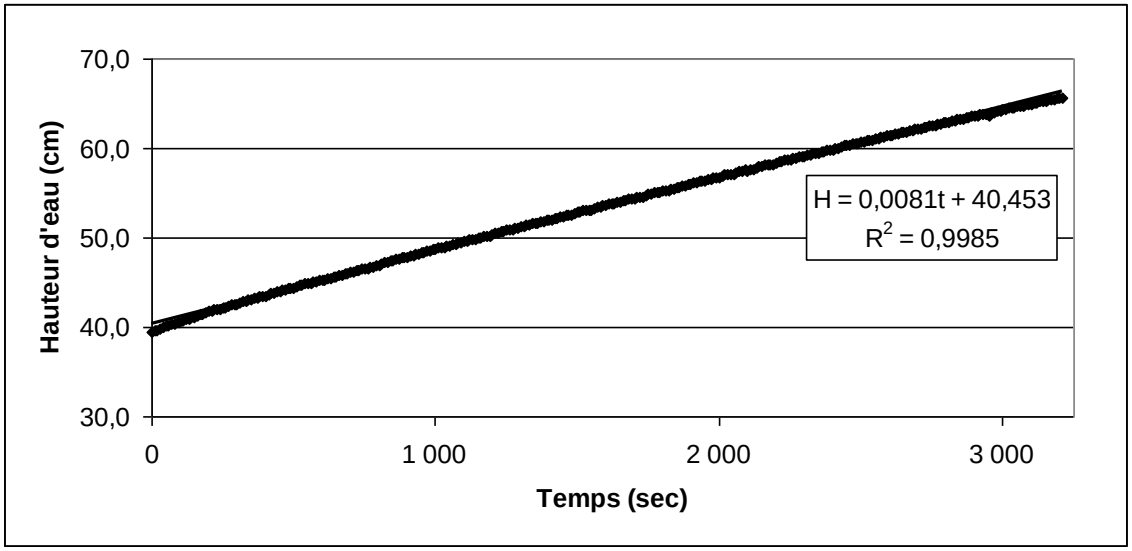


Figure B.3 : Courbe de remplissage – Essai rehaussé du 16 mars 2009.

$\Delta H / \Delta t = 0{,}000081$ m/s S $\cong$ 2,7 m^2 **B.8**

$Q_{entrant} = 0{,}22$ l/s **B.9**

Encore une fois, pour la même raison, nous retenons le débit moyen obtenu par chronométrage de 0,087 l/s.

Annexe C : Le calcul des flèches

D'une manière générale, le calcul des flèches dépend du type de chargement appliqué et de la manière dont l'élément sollicité est ancré. Le rideau d'étanchéité étant assimilé à une poutre cantilever, nous avons recours aux formules structurales classiques de calcul des flèches. Parce que les efforts appliqués au rideau se traduisent par la combinaison de chargements rectangulaires et triangulaires, nous utilisons les relations C.1 et C.2 où **w** et **l** correspondent respectivement au chargement maximal appliqué ainsi qu'à la longueur sur laquelle s'évalue la flèche.

$$\Delta x_{rec} = \frac{w}{24EI}\left(x^4 - 4l^3x + 3l^4\right) \qquad \textbf{C.1}$$

$$\Delta x_{triang} = \frac{w}{120EI * l}\left(x^5 - 5l^4x + 4l^5\right) \qquad \textbf{C.2}$$

$$w = \gamma * h * b \qquad I = \frac{be^3}{12} \qquad \textbf{C.3}$$

C.1 Le sol en poussée

Si **Hem** < **Hsol** :

C.4

$$\Delta x_{rec-solpoussée} = \frac{\left[\gamma'_{sol}\left(Hsol - Hem\right) * b\right]\left(x^4 - 4\left(H - Hsol\right)^3 x + 3\left(H - Hsol\right)^4\right)}{24 * E * \left(\frac{be^3}{12}\right)}$$

$$\Delta x_{rec-solpoussée} = \frac{\gamma'_{sol}\left(Hsol - Hem\right)\left(x^4 - 4\left(H - Hsol\right)^3 x + 3\left(H - Hsol\right)^4\right)}{2 * E * e^3}$$

C.5

$$\Delta x_{triang-solpoussée} = \frac{\left[\gamma'_{sol}\left(H-Hsol\right)*b\right]\left(x^5-5\left(H-Hsol\right)^4 x+4\left(H-Hsol\right)^5\right)}{120*E*\left(\frac{be^3}{12}\right)\left(H-Hsol\right)}$$

$$\Delta x_{triang-solpoussée} = \frac{\gamma'_{sol}\left(x^5-5\left(H-Hsol\right)^4 x+4\left(H-Hsol\right)^5\right)}{10*E*e^3}$$

$$\Delta x_{solpoussée} = \Delta x_{rec-solpoussée} + \Delta x_{triang-solpoussée} \qquad \textbf{C.6}$$

Si **Hem = Hsol** :

$$\Delta x_{rec-solpoussée} = 0 \qquad \textbf{C.7}$$

$$\Delta x_{triang-solpoussée} = \frac{\gamma'_{sol}\left(x^5-5\left(H-Hsol\right)^4 x+4\left(H-Hsol\right)^5\right)}{10*E*e^3} \qquad \textbf{C.8}$$

$$\Delta x_{solpoussée} = \Delta x_{rec-solpoussée} + \Delta x_{triang-solpoussée} \qquad \textbf{C.9}$$

C.2 L'eau en poussée

Tout comme dans le cas du sol en poussée, si **Hem** < **Hsol** :

C.10

$$\Delta x_{rec-eaupoussée} = \frac{\gamma_{eau}\left(Hsol-Hem+Lame\right)\left(x^4-4\left(H-Hsol\right)^3 x+3\left(H-Hsol\right)^4\right)}{2*E*e^3}$$

$$\Delta x_{triang-eaupoussée} = \frac{\gamma_{eau}\left(x^5 - 5(H-Hsol)^4 x + 4(H-Hsol)^5\right)}{10 * E * e^3} \quad \textbf{C.11}$$

$$\Delta x_{eaupoussée} = \Delta x_{rec-eaupoussée} + \Delta x_{triang-eaupoussée} \quad \textbf{C.12}$$

Si **Hem** = **Hsol** :

C.13

$$\Delta x_{rec-eaupoussée} = \frac{\gamma_{eau} * Lame * \left(x^4 - 4(H-Hsol)^3 x + 3(H-Hsol)^4\right)}{2 * E * e^3}$$

$$\Delta x_{triang-eaupoussée} = \frac{\gamma_{eau}\left(x^5 - 5(H-Hsol)^4 x + 4(H-Hsol)^5\right)}{10 * E * e^3} \quad \textbf{C.14}$$

$$\Delta x_{eaupoussée} = \Delta x_{rec-eaupoussée} + \Delta x_{triang-eaupoussée} \quad \textbf{C.15}$$

C.3 Le sol en butée

Si **Hev** < **Hsol** :

C.16

$$\Delta x_{rec-solbutée} = \frac{\gamma_{sol}(Hsol-Hev)\left(x^4 - 4(H-Hsol)^3 x + 3(H-Hsol)^4\right)}{2 * E * e^3}$$

$$\Delta x_{triang-solbutée} = \frac{\gamma_{eau}\left(x^5 - 5(H-Hsol)^4 x + 4(H-Hsol)^5\right)}{10 * E * e^3} \quad \textbf{C.17}$$

$$\Delta x_{solbutée} = \Delta x_{rec-solbutée} + \Delta x_{triang-solbutée} \quad \textbf{C.18}$$

Jusqu'à présent, nous avons évalué la flèche engendrée par des efforts agissant sur la pleine hauteur du rideau. Dans le cas du sol en butée, il n'en est pas toujours ainsi. Si l'érosion à l'aval **Hev** surcreuse au delà du sol recouvrant le rideau **Hsol**, nous devons effectuer le calcul de la flèche en deux temps. Il convient d'utiliser la relation C.20 le long du segment 1 lorsque **(Hev – Hsol)** ≥ **x** (figure C.1) et de limiter l'utilisation de la formule classique C.2 au segment 2, lorsque **(Hev – Hsol)** < **x** (figures C.2).

Si **Hev** ≥ **Hsol** et si **(Hev – Hsol)** ≥ **x** :

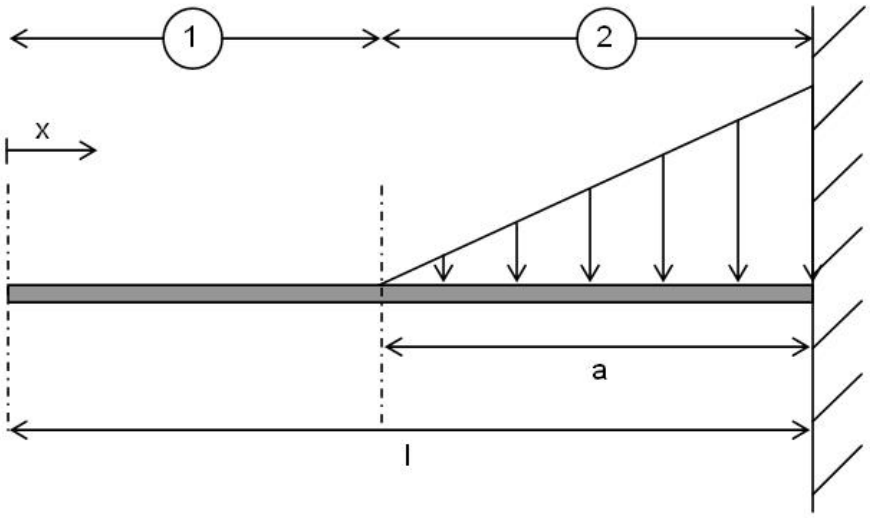


Figure C.1 : Disposition des variables nécessaires au calcul de la flèche le long du segment 1.

$$\Delta x_{rec-solbutée} = 0 \qquad \textbf{C.19}$$

$$\Delta x_{triang-solbutée} = \frac{wa^4}{30EI} + \frac{wa^3}{24EI}(l - a - x) \qquad \textbf{C.20}$$

où $w = \gamma_{sol}\left(H - H_{ev}\right) * b$

$a = \left(H - Hev\right)$

$l = \left(H - Hsol\right)$

C.21

$$\Delta x_{triang-solbutée} = \frac{\left[\gamma_{sol}\left(H - Hev\right) * b\right]\left(H - Hev\right)^4}{30 * E * \left(\frac{be^3}{12}\right)} + \frac{\left[\gamma_{sol}\left(H - Hev\right)b\right]\left(H - Hev\right)^3\left(l - a - x\right)}{24 * E * \left(\frac{be^3}{12}\right)}$$

où $\left(l - a - x\right) = Hev - Hsol - x$

$$\Delta x_{triang-solbutée} = \frac{12 * \gamma_{sol}\left(H - Hev\right)^5}{30 * E * e^3} + \frac{\gamma_{sol}\left(H - Hev\right)^4\left(Hev - Hsol - x\right)}{2 * E * e^3}$$

$$\Delta x_{solbutée} = \Delta x_{rec-solbutée} + \Delta x_{triang-solbutée} \qquad \textbf{C.22}$$

Si **Hev** ≥ **Hsol** et si **(Hev** – **Hsol)** < **x** :

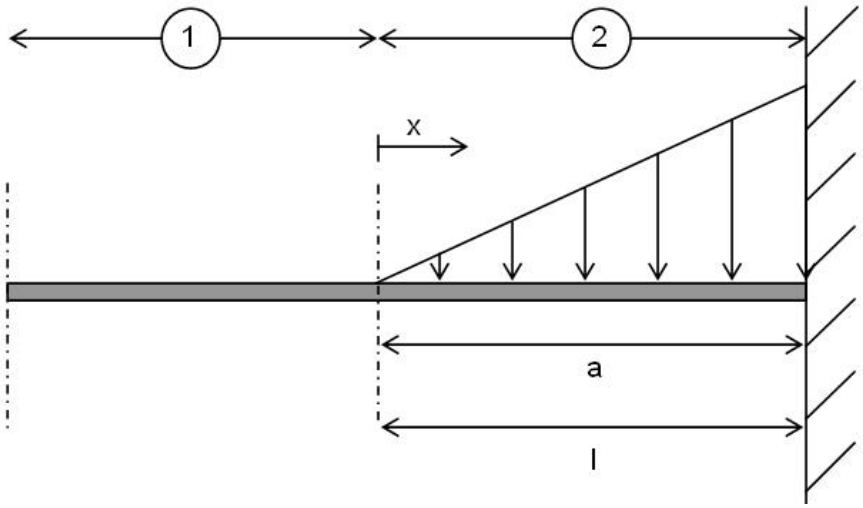


Figure C.2 : Disposition des variables nécessaires au calcul de la flèche le long du segment 2.

$$\Delta x_{rec-solbutée} = 0 \qquad \textbf{C.23}$$

C.24

$$\Delta x_{triang-solbutée} = \frac{\gamma_{sol}\left[\left(x-\left(Hev-Hsol\right)\right)^5 - 5\left(H-Hev\right)^4\left(x-\left(Hev-Hsol\right)\right) + 4\left(H-Hev\right)^5\right]}{10*E*e^3}$$

$$\Delta x_{solbutée} = \Delta x_{rec-solbutée} + \Delta x_{triang-solbutée} \qquad \textbf{C.25}$$

C.4 L'eau en butée

À la manière du sol en butée :

Si **Hev** $\geq$ **Hsol** et si **(Hev** – **Hsol** – **Lame)** $\geq$ **x** :

$$\Delta x_{rec-eaubutée} = 0 \qquad \textbf{C.26}$$

$$\Delta x_{triang-eaubutée} = \frac{12*\gamma_{eau}\left(H-Hev+Lame\right)^5}{30*E*e^3} + \qquad \textbf{C.27}$$

$$\frac{\gamma_{eau}\left(H-Hev+Lame\right)^4\left(Hev-Hsol-Lame-x\right)}{2*E*e^3}$$

$$\Delta x_{eaubutée} = \Delta x_{rec-eaubutée} + \Delta x_{triang-eaubutée} \qquad \textbf{C.28}$$

Si **Hev** ≥ **Hsol** et si **(Hev** – **Hsol** – **Lame)** < **x** :

$$\Delta x_{rec-eaubutée} = 0 \qquad \textbf{C.29}$$

C.30

$$\Delta x_{triang-eaubutée} = \frac{\gamma_{eau} * \left[\begin{array}{l} \left(x - \left(Hev - Hsol - Lame\right)\right)^5 - 5\left(H - Hev + Lame\right)^4 * \\ \left(x - \left(Hev - Hsol - Lame\right)\right) + 4\left(H - Hev + Lame\right)^5 \end{array} \right]}{10 * E * e^3}$$

$$\Delta x_{eaubutée} = \Delta x_{rec-eaubutée} + \Delta x_{triang-eaubutée} \qquad \textbf{C.31}$$

Annexe D : Le rehaussement de la digue Moncouche (2009)

Apparaissent ici deux vues de la digue Moncouche rehaussée. La vue en plan (figure D.1) utilise une échelle de 1:400. Par contre, la vue en coupe (figure D.2) est exagérée verticalement puisqu'elle utilise une échelle horizontale de 1:500 et une échelle verticale 1:250. Les plans tracés par **Qualitas-Cegertec** datent du 2 octobre 2008.

Madame Hélène Tremblay, ingénieure à la direction des barrages publics du Centre d'expertise hydrique du Québec, nous confirmait, le 13 août 2009 que les travaux de rehaussement de la digue Moncouche avaient été complétés, à peu de chose près, selon les plans de 2002 d'Hydro-Québec.

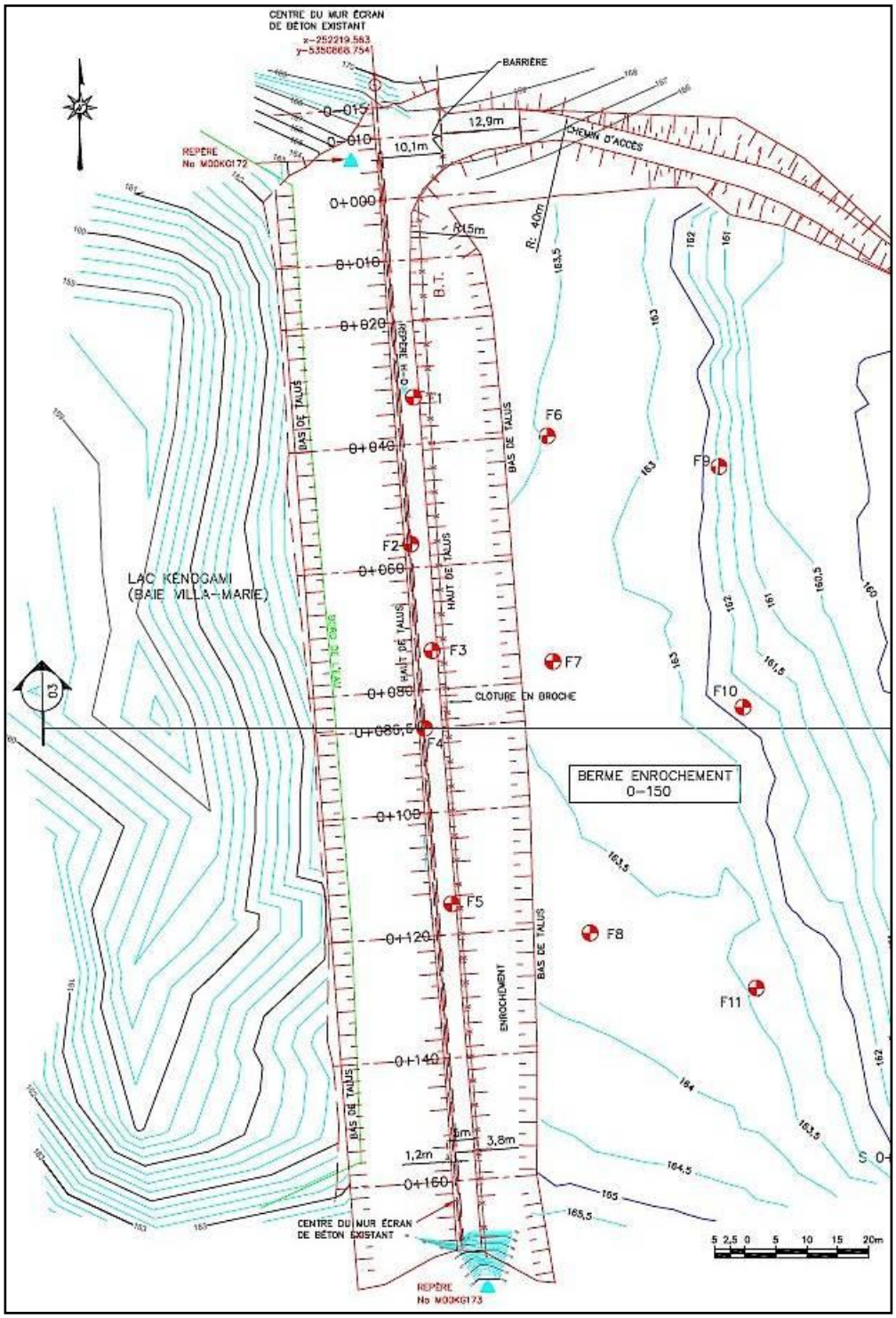


Figure D.1 : Vue en plan de la digue Moncouche rehaussée en 2009 (archivage 10795-001B).

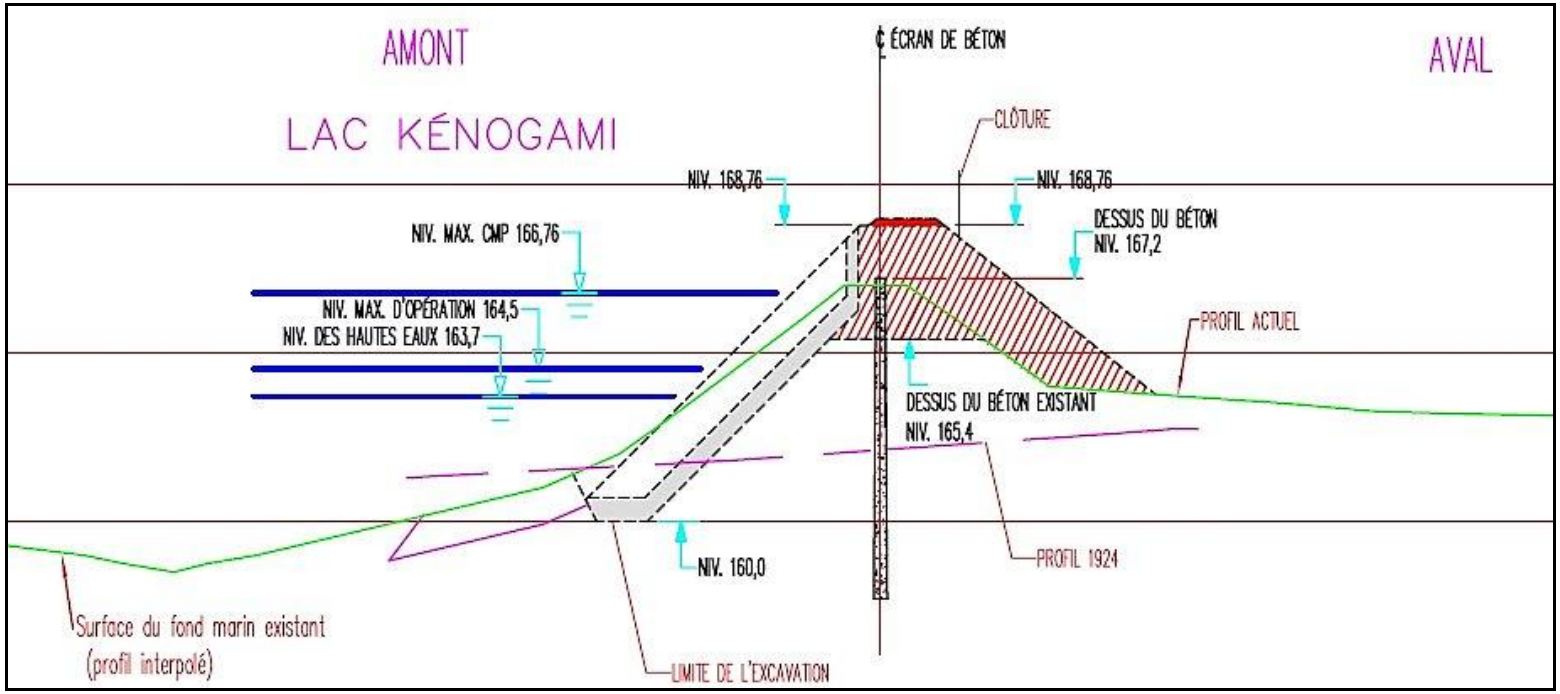


Figure D.2 : Vue en coupe de la digue Moncouche rehaussée en 2009 (archivage 10795-003B).