

Université du Québec  
Institut National de la Recherche Scientifique  
Centre Eau, Terre et Environnement

**PRISE EN COMPTE PAR LE LOGICIEL HYDROTEL DES  
LACS ET RÉSERVOIRS À SORTIES MULTIPLES**

Par

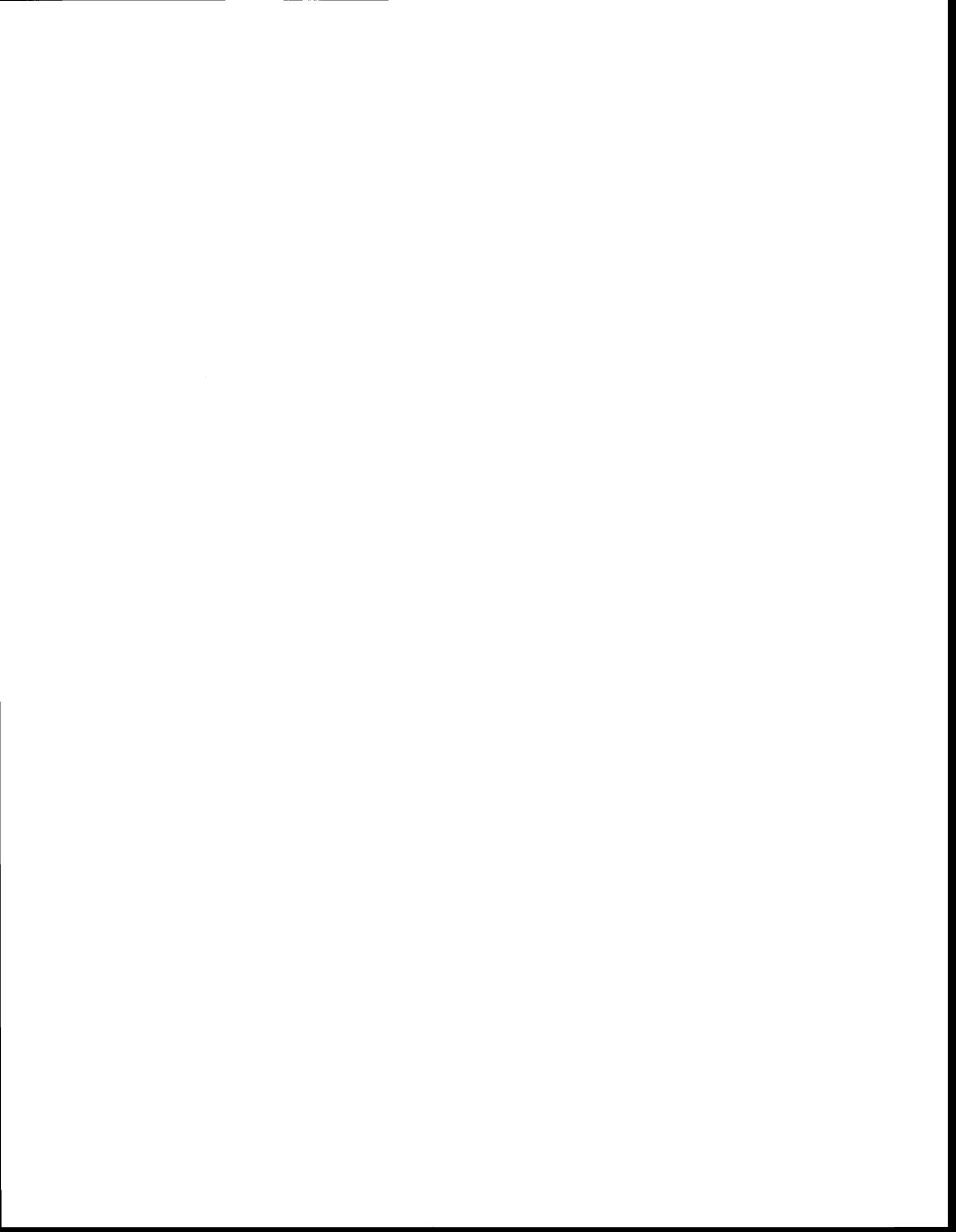
Rémy Bourdillon

Mémoire présenté  
pour l'obtention  
du grade de Maître ès sciences (M.Sc)  
en Science de l'eau

Jury d'évaluation

Examineur externe : Luc Roy  
Examinatrice interne : Sophie Duchesne  
Directeur de recherche : Alain N. Rousseau  
Co-directeur de recherche : Yves Secretan

9 septembre 2008



## REMERCIEMENTS

---

Je tiens à remercier toutes les personnes qui m'ont soutenu tout au long de ce projet, en particulier :

*Alain Rousseau*, pour sa disponibilité, ses qualités d'écoute et de support aussi bien académique que psychologique;

*Yves Secretan*, pour son suivi d'une valeur inestimable de mes travaux et ses conseils avisés;

*Alain Royer*, pour son support technique;

*Philippe Boucher*, pour son aide lors de la transcription des programmes;

*Richard Turcotte* et *Julie Lafleur*, pour la fourniture de données et leur rôle dans l'organisation de visites de terrain;

*Ludger-Michel Tremblay*, *Normand Dufour* et *Réjean Thibault*, pour leur accueil et les promenades qu'ils m'ont offertes dans les très beaux sites des lacs Kénogami et en Croix;

*Marc-André Robin*, pour son support technique lors du relevé de bathymétrie au lac Kénogami;

*Lisa-Marie Pâquet*, pour son temps passé à convertir les données bathymétriques et à m'expliquer comment m'en servir;

*Vladimir Antonoff*, pour son assistance lors des relevés de débits au lac en Croix;

*Luc Roy*, pour tous les efforts qu'il a déployés afin de nous fournir des données bathymétriques du lac Kénogami.



## RÉSUMÉ

---

Dans le cadre de ce projet, un effort particulier a été porté sur la modélisation des lacs qui, par leur étendue et leur nombre, conditionnent fortement la forme des écoulements dans le Nord québécois. Le commencement logique était de déterminer comment HYDROTEL prenait en compte ces éléments du réseau hydrographique, et de lister ce qui pouvait être ajouté à cette modélisation. Le cas des lacs à sorties multiples, rencontré fréquemment dans ce type de région, mais aussi un peu partout dans le monde, au moins durant une partie de l'année, a eu droit à un traitement particulier. Il s'agit là d'un point important pour la production hydroélectrique dans un souci d'évaluation précise des apports.

Pour effectuer une telle modélisation, il est nécessaire de connaître la relation liant niveau du lac et débit sortant à chacun des exutoires. Il faut aussi modifier l'algorithme existant de traitement des lacs dans HYDROTEL afin que celui-ci soit capable d'aborder de tels cas.

L'algorithme produit a été validé de manière théorique sur un exemple simple, ce qui a, en outre, permis de mettre en évidence l'existence d'un critère de convergence à respecter lors de la mise en place d'une simulation.

Le logiciel CEQUEAU, autre réalisation de l'INRS-ETE, est également doté d'un algorithme de calcul des écoulements dans les lacs. Ce programme, qui nécessite lui aussi la connaissance des relations niveau/débit, a été implémenté à HYDROTEL pour ensuite être comparé avec la méthode utilisée jusqu'à présent. C'est l'exemple du lac Ludger (Laurentides) qui a été utilisé à cette fin. Les résultats montrent l'intime proximité qui existe entre ces deux algorithmes, qui parviennent tous deux à modéliser l'écoulement de manière satisfaisante.

Pour aider l'utilisateur du programme qui ne dispose pas toujours d'autant de données qu'il le souhaiterait, une méthode a été développée pour permettre d'approximer une telle relation. Elle est basée sur la modélisation hydrodynamique 2D et fait appel à un autre outil de simulation, en l'occurrence le logiciel MODELEUR/HYDROSIM, développé lui aussi à l'INRS-ETE. Le cas de figure choisi a été celui du lac Kénogami (Saguenay-Lac-Saint-Jean), parce qu'il existait une application HYDROTEL de son bassin versant qui ne traitait pas explicitement des deux sorties.

Ce projet a permis d'acquérir de nombreuses connaissances sur le fonctionnement des lacs, en particulier sur les éléments influençant les écoulements dans ces derniers. Cette expertise est un précieux atout pour qui veut s'employer à modéliser les processus hydrologiques dans des zones telles que le Québec septentrional, et qui sera irrémédiablement amené à prendre en compte cette problématique.



## TABLE DES MATIÈRES

---

Remerciements.....	iii
Résumé.....	v
Table des matières.....	vii
Liste des figures .....	xiii
Liste des tableaux.....	xv
Liste des photographies.....	xvii
1. Introduction.....	1
1.1 Importance des lacs au Québec.....	1
1.2 Mise en contexte .....	3
1.3 Les lacs à sorties multiples .....	4
1.3.1 Formation.....	4
1.3.2 Dans la littérature et le monde scientifique.....	6
1.4 Les écoulements dans les lacs.....	7
1.4.1 Effet sur l'écoulement.....	7
1.4.2 Résumé.....	9
1.5 Objectifs.....	9
1.6 Organisation du mémoire.....	10
2. La modélisation hydrologique .....	13
2.1 Généralités sur les modèles hydrologiques.....	13
2.1.1 Classification par définition du processus d'écoulement.....	14
2.1.2 Classification par définition du domaine spatial.....	15
2.1.3 Classification par définition du domaine temporel.....	15
2.1.4 Résumé.....	15
2.1.5 Critères de choix .....	17
2.2 Le modèle hydrologique HYDROTEL.....	17
2.2.1 Représentation discrétisée du bassin versant .....	18
2.2.2 Simulation des processus hydrologiques .....	22
3. Modèle d'écoulement en lac avec HYDROTEL .....	25
3.1 Système d'équations de base .....	25
3.2 Résolution .....	26
3.3 Proposition de modification de l'algorithme .....	28
3.4 Prise en compte du laminage .....	31

3.5	Condition initiale .....	32
3.6	Cas où le niveau est trop bas pour alimenter les sorties .....	33
3.7	Interface utilisateur .....	34
3.8	Programme informatique .....	34
3.9	Résumé.....	35
4.	Validation de l'algorithme .....	37
4.1	Utilisation d'un exemple théorique en régime stationnaire .....	37
4.2	Détermination d'un critère de convergence .....	40
4.3	Validation sur un cas réel.....	44
4.4	Conclusion .....	45
5.	Méthode utilisée par le logiciel CEQUEAU.....	47
5.1	Fonctionnement de l'algorithme .....	47
5.2	Données nécessaires.....	50
5.3	Cas où le niveau devient inférieur au seuil le plus bas .....	51
5.4	Laminage à surface constante .....	52
5.5	Condition initiale .....	52
5.6	Présentation de l'interface utilisateur.....	52
5.7	Programme informatique .....	53
5.8	Vérification de l'algorithme sur un exemple théorique .....	53
5.9	Convergence de l'algorithme .....	54
5.10	Résumé.....	59
6.	Test de l'algorithme sur une série temporelle.....	61
6.1	Cas d'étude.....	62
6.1.1	Description du lac Ludger.....	62
6.1.2	Données disponibles .....	64
6.2	Méthode .....	65
6.2.1	Relation niveau/débit aux vannes .....	66
6.2.2	Relation niveau/débit au déversoir.....	67
6.2.3	Choix des séquences de simulation.....	67
6.2.4	Détermination des débits entrants dans le lac Ludger .....	68
6.3	Résultats.....	73
6.3.1	Séquence 1 : du 4 au 29 août 2002 (594 pas de temps) .....	73
6.3.2	Séquence 2 : du 30 mars au 24 avril 2001 (592 pas de temps).....	78
6.3.3	Séquence 3 : du 25 mars au 14 avril 2002 (468 pas de temps).....	81
6.3.4	Séquence 4 : du 3 au 14 mai 2002 (264 pas de temps).....	83
6.3.5	Séquence 5 : du 14 au 18 avril 2002 (96 pas de temps).....	84
6.4	Influence du niveau initial .....	85
6.5	Conclusions.....	87

7.	Reconstruction d'une relation niveau/débit à l'aide de la modélisation hydrodynamique 2D.....	91
7.1	Présentation de MODELEUR/HYDROSIM .....	92
7.1.1	Présentation de HYDROSIM.....	92
7.1.2	Présentation de MODELEUR.....	96
7.2	Présentation de la méthode .....	99
7.2.1	Performance de la méthode.....	99
7.2.2	Cas d'étude.....	100
7.3	Recréation de la bathymétrie .....	102
7.3.1	Dans la littérature .....	103
7.3.2	Modèle numérique d'altitude.....	107
7.4	Modélisation hydrodynamique .....	108
7.4.1	Conversion des données.....	108
7.4.2	Méthode pour retrouver les relations niveau/débit à Portage-des-Roches....	110
7.4.3	« Chemin de convergence ».....	112
7.4.4	Première simulation avec $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$ .....	113
7.4.5	Deuxième simulation avec $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$ .....	116
7.4.6	Autres simulations .....	119
7.5	Déduction de la relation niveau/débit .....	120
7.6	Limitations de la méthode et causes d'erreur .....	122
8.	Conclusion .....	123
8.1	Comment l'algorithme de calcul des écoulements en lac d'HYDROTEL peut-il être modifié afin d'intégrer le cas où un lac présente plusieurs sorties? .....	124
8.2	Y a-t-il d'autres exemples de programmes pouvant répondre à ce type de problème?.....	126
8.3	Comment déterminer les paramètres nécessaires à la mise en place d'une simulation de lac? .....	127
8.4	Comment mieux prendre en compte le laminage de l'écoulement? .....	128
8.5	Travaux futurs à réaliser .....	129
	Bibliographie.....	131
	Annexes.....	137
A.	Paramètres influant sur l'écoulement dans les lacs.....	139
A.1	Le vent .....	139
A.2	Profondeur et forme du lac .....	141
A.3	Évaporation.....	142
A.4	Présence de glace .....	143

B.	Simulation des écoulements en rivière avec HYDROTEL.....	145
B.1	Bases théoriques : Équations de Saint-Venant.....	145
B.1.1	Hypothèses de calcul.....	145
B.1.2	Équation de conservation de la masse .....	145
B.1.3	Équation de conservation de la quantité de mouvement.....	147
B.2	Simplification des équations de Saint-Venant .....	148
B.2.1	Cas de l'onde diffusante.....	150
B.2.2	Cas de l'onde cinématique .....	153
C.	Calcul de valeurs des caractéristiques de la section exutoire .....	157
C.1	Théorie .....	157
C.2	Quelques exemples .....	158
C.2.1	Déversoir rectangulaire .....	158
C.2.2	Déversoir rectangulaire avec contraction.....	159
C.2.3	Déversoir en V .....	160
C.3	Conclusion sur la valeur des paramètres.....	160
D.	Programmation des méthodes HYDROTEL-modifiée et CEQUEAU .....	163
E.	Test de la méthode HYDROTEL-modifiée : cas du lac en Croix .....	171
E.1	Présentation du lac en Croix .....	171
E.2	Justification du choix .....	172
E.3	Méthode .....	173
E.4	Détermination de la surface .....	174
E.5	Calcul des débits .....	176
E.6	Mesures in situ .....	177
E.6.1	Caractéristiques des déversoirs .....	177
E.6.2	Instrumentation pour la mesure des débits.....	177
E.6.3	Résultats.....	178
E.7	Interprétation.....	181
E.7.1	Relations niveau/débit.....	181
E.7.2	Application à la vérification du bon fonctionnement du programme .....	182
E.8	Conclusions.....	184
F.	Mesure des débits en rivière .....	187
G.	Modèle de Saint-Venant à deux dimensions – Forme conservative .....	191

H.	Présentation du lac Kénogami .....	195
H.1	Situation et données morphologiques .....	195
H.2	Données climatiques .....	196
H.3	À propos du bassin versant .....	196
H.4	Hydrographie .....	197
H.5	Débits .....	198
H.6	Un peu d'histoire.....	198
H.7	Gestion actuelle.....	203
H.8	Travaux prévus dans un futur proche.....	205
I.	Données disponibles pour la modélisation du seuil de Pibrac.....	207
I.1	Données existant dans la littérature .....	207
I.2	Données relevées sur le terrain .....	208
I.3	Corroboration des hypothèses de travail.....	210
I.4	Analyse des résultats.....	212
I.5	Bathymétrie à Pibrac-Est .....	212
J.	Résultats des simulations avec HYDROSIM .....	215
J.1	Isosurfaces de niveau d'eau .....	215
J.2	Profils en long.....	217



## LISTE DES FIGURES

---

Figure 1.1 Schéma d'un lac morainique en phase de retrait de glacier .....	5
Figure 1.2 Laminage d'une crue au passage d'un lac : hydrogrammes amont et aval .....	7
Figure 1.3 Laminage d'une crue au passage d'un lac : variation du volume emmagasiné. 8	8
Figure 2.1 Classifications des modèles hydrologiques .....	16
Figure 2.2 Direction d'écoulement de chaque maille vers une voisine .....	19
Figure 2.3 Identification du bassin versant à partir de la maille exutoire .....	20
Figure 2.4 Détermination des UHRH dans PHYSITEL à partir du MNA .....	21
Figure 2.5 Détermination des UHRH sur le bassin de la rivière Chaudière .....	21
Figure 3.1 Organigramme de calcul avec la version actuelle d'HYDROTEL .....	28
Figure 3.2 Exemple de lac à $n$ sorties .....	29
Figure 3.3 Interface pour la simulation des écoulements dans les lacs à sorties multiples ..	34
Figure 4.1 Tronçons utilisés dans HYDROTEL .....	38
Figure 4.2 Hydrogramme pour un lac de 10 000 m <sup>2</sup> .....	41
Figure 4.3 Valeur du pas de temps maximum en fonction du débit pour différentes surfaces .....	43
Figure 5.1 Hydrogramme pour un lac de 10 000 m <sup>2</sup> – $Q_e = 20$ m <sup>3</sup> /s .....	55
Figure 5.2 Valeur du pas de temps maximum en fonction du débit pour différentes surfaces .....	57
Figure 6.1 Modèle numérique d'altitude du bassin versant de la rivière du Nord .....	63
Figure 6.2 Bassin versant de la rivière du Nord sous HYDROTEL .....	64
Figure 6.3 Caractéristiques du barrage Ludger .....	66
Figure 6.4 Interface « lac à sorties multiples » pour la simulation .....	72
Figure 6.5 Nuage de points mettant en relation les débits calculés par les méthodes HYDROTEL-modifiée et CEQUEAU sur la séquence 1 .....	75
Figure 6.6 Débits mesuré et simulés sur la séquence 1 .....	75
Figure 6.7 Nuage de points mettant en relation les débits [m <sup>3</sup> /s] calculés par les méthodes HYDROTEL-modifiée et CEQUEAU sur la séquence 2 .....	78
Figure 6.8 Débits mesurés et simulés sur la séquence 2 .....	79
Figure 6.9 Nuage de points mettant en relation les débits .....	81
Figure 6.10 Débits mesurés et simulés sur la séquence 3 .....	81
Figure 6.11 Débits mesurés et simulés sur la séquence 4 .....	83
Figure 6.12 Débits mesuré et simulés sur la séquence 5 .....	84
Figure 6.13 Simulations sur la séquence 1 avec niveaux initiaux différents .....	86
Figure 7.1 Discrétisation des variables à l'aide des éléments T6L et L3L dans HYDROSIM .....	94
Figure 7.2 Bathymétrie du lac Kénogami et topographie des alentours .....	102
Figure 7.3 Section de l'emplacement du barrage de Portage-des-Roches .....	106
Figure 7.4 Bathymétrie utilisée à l'exutoire de la rivière Chicoutimi .....	106
Figure 7.5 Semis de points utilisés pour la simulation du lac Kénogami .....	108
Figure 7.6 Maillage hydrodynamique .....	109
Figure 7.7 Topographie simulée par MODELEUR .....	110
Figure 7.8 Visualisation de la relation niveau/débit .....	111

Figure 7.9 Isosurfaces de niveau d'eau et ligne de découvrement – $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$ .....	114
Figure 7.10 Profil en long à l'aval – $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$ .....	114
Figure 7.11 Vecteurs vitesse à la sortie du lac – $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$ .....	115
Figure 7.12 Maillage hydrodynamique restreint .....	116
Figure 7.13 Isosurfaces de niveau d'eau sur maillage restreint – $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$ .....	117
Figure 7.14 Profil en long à l'aval avec maillage restreint – $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$ .....	117
Figure 7.15 Vecteurs vitesse à la sortie du lac avec maillage restreint – $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$ ..	118
Figure 7.16 Isosurfaces de niveau dans la partie aval – $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$ .....	118
Figure 7.17 Débit sortant en fonction de la hauteur d'eau sur le seuil .....	120
Figure 7.18 Points calculés par simulation et courbe analytique à Portage-des-Roches	121
Figure A.1 Équilibre des forces dans un lac soumis à l'effet du vent .....	140
Figure A.2 Expression de la contrainte du vent en fonction de sa vitesse .....	141
Figure B.1 Volume de contrôle pour l'application du bilan de masse .....	146
Figure C.1 Écoulement en amont et au droit d'un déversoir .....	157
Figure C.2 Profil d'un déversoir rectangulaire .....	158
Figure C.3 Profil d'un déversoir rectangulaire avec contraction .....	159
Figure C.4 Profil d'un déversoir en V .....	160
Figure E.1 Courbes bathymétriques du lac en Croix .....	175
Figure E.2 Vue du lac en Croix avec le logiciel ArcGIS .....	176
Figure F.1 Répartition de la vitesse avec la profondeur dans un canal prismatique rectiligne .....	187
Figure F.2 Calcul du débit en rivière d'après plusieurs mesures de vitesse sur la largeur .....	188
Figure G.1 Notations du modèle de Saint-Venant bidimensionnel horizontal .....	192
Figure H.1 Bassin versant du lac Kénogami .....	196
Figure H.2 Les ouvrages de retenue du lac Kénogami .....	198
Figure H.3 Carte du lac Kénogami datant de 1857 .....	199
Figure H.4 Niveaux d'opération du lac .....	204
Figure I.1 Sections sur la rivière aux Sables .....	208
Figure I.2 Positionnement des points relevés dans le lit de la rivière aux Sables .....	212
Figure I.3 Bathymétrie utilisée à l'exutoire de la rivière aux Sables .....	213
Figure J.1 Isosurfaces de niveau d'eau – $Q = 50 \text{ m}^3/\text{s}$ .....	215
Figure J.2 Isosurfaces de niveau d'eau – $Q = 100 \text{ m}^3/\text{s}$ .....	215
Figure J.3 Isosurfaces de niveau d'eau – $Q = 200 \text{ m}^3/\text{s}$ .....	216
Figure J.4 Isosurfaces de niveau d'eau – $Q = 250 \text{ m}^3/\text{s}$ .....	216
Figure J.5 Niveau de surface – $Q = 50 \text{ m}^3/\text{s}$ .....	217
Figure J.6 Niveau de surface – $Q = 100 \text{ m}^3/\text{s}$ .....	217
Figure J.7 Niveau de surface – $Q = 200 \text{ m}^3/\text{s}$ .....	218
Figure J.8 Niveau de surface – $Q = 250 \text{ m}^3/\text{s}$ .....	218

## LISTE DES TABLEAUX

---

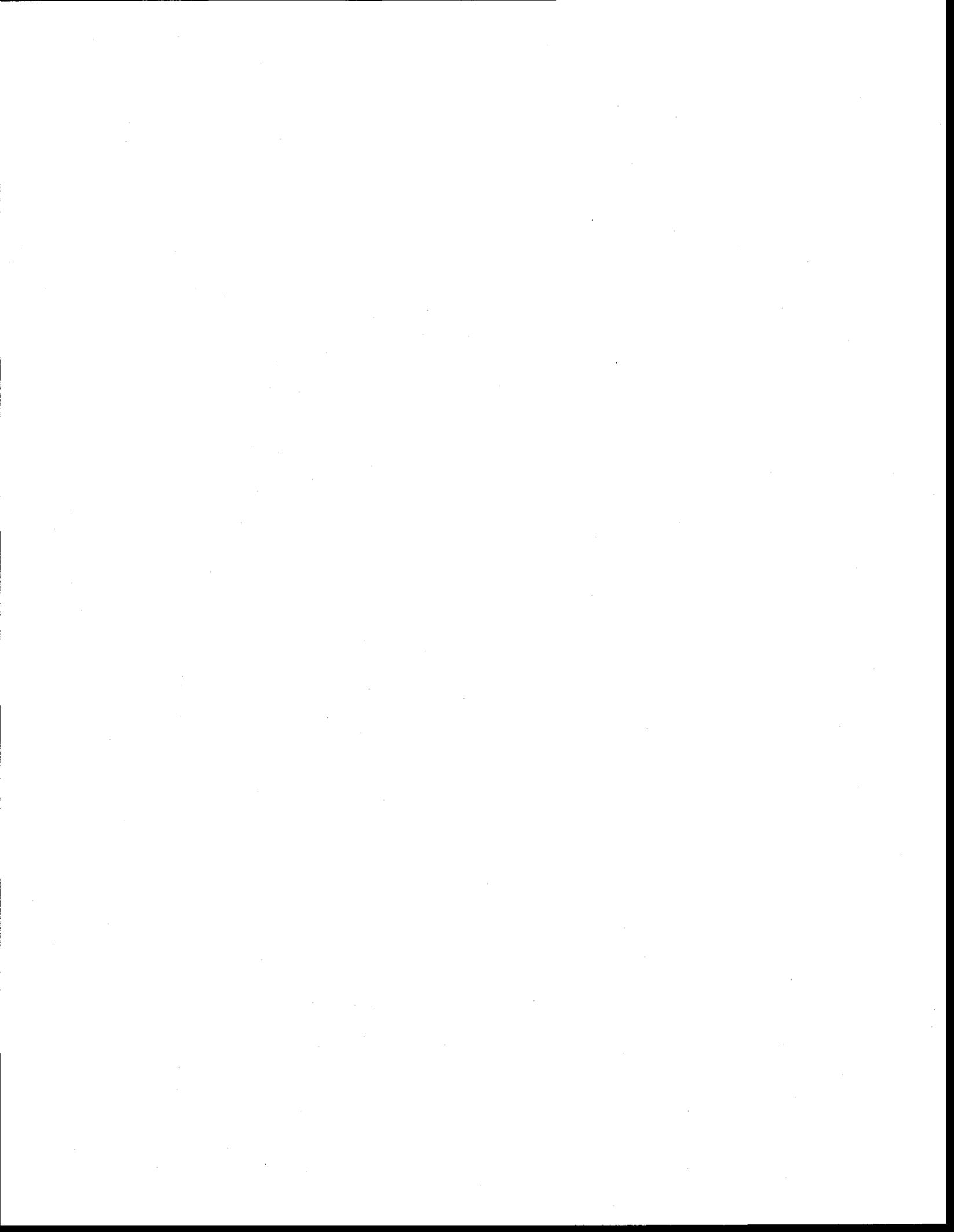
Tableau 2.1 Bilan des algorithmes disponibles pour chaque sous-modèle.....	23
Tableau 4.1 Caractéristiques des sections de sortie .....	38
Tableau 4.2 Résultats de simulation stationnaire sur un lac à cinq sorties (HYDROTEL-modifiée).....	39
Tableau 4.3 Application de la méthode de Newton-Raphson au calcul du niveau.....	40
Tableau 4.4 Valeur des débits sortants .....	40
Tableau 4.5 Pas de temps maximum ne créant pas d'oscillations dans l'hydrogramme aval.....	42
Tableau 5.1 Calcul des termes de l'équation (5.3) pour différentes cotes.....	48
Tableau 5.2 Calcul des débits .....	49
Tableau 5.3 Résultats de simulation stationnaire sur un lac à cinq sorties (CEQUEAU)	54
Tableau 5.4 Pas de temps maximum ne créant pas d'oscillations dans l'hydrogramme aval.....	56
Tableau 6.1 Séquences utilisées lors de la simulation .....	68
Tableau 6.2 Courbe de surface du lac Ludger .....	71
Tableau 6.3 Calcul des débits sortants pour la séquence 1, 25 premiers pas de temps ....	74
Tableau 6.4 Comparaison du débit mesuré et des débits simulés sur trente pas de temps de la séquence 1 .....	77
Tableau 6.5 Comparaison du débit mesuré et des débits simulés sur trente pas de temps de la séquence 2 .....	80
Tableau 6.6 Premiers pas de temps de la séquence 4 .....	84
Tableau 7.1 Niveaux dans le lac et le cours d'eau aval, et vitesses maximales.....	119
Tableau B.1 Signification physique des différents termes de l'équation.....	149
Tableau B.2 Différents types d'onde .....	149
Tableau E.1 Relevé de débit à l'exutoire principal - août 2007.....	179
Tableau E.2 Relevé de débit à l'exutoire secondaire - août 2007.....	179
Tableau E.3 Relevé de débit à l'exutoire principal - octobre 2007 .....	181
Tableau E.4 Test avec niveau initial inférieur au niveau recherché .....	183
Tableau E.5 Test avec niveau initial supérieur au niveau recherché .....	184



## **LISTE DES PHOTOGRAPHIES**

---

Photo 7.1 Vue de seuils.....	105
Photo E.1 Image satellite du lac en Croix (Google Earth).....	171
Photo E.2 a) Déversoir principal b) Déversoir secondaire c) Règle de mesure du niveau .....	172
Photo H.1 Vue satellite du lac Kénogami (Google Earth).....	195
Photo I.1 Le site d'étude .....	209
Photo I.2 Prise d'un point sur la berge.....	211
Photo I.3 Prise d'un point dans la rivière.....	211



# 1. Introduction

---

## 1.1 Importance des lacs au Québec

Le Québec est un territoire parsemé de lacs : on y compte plus d'un demi-million de plans d'eau, de dimensions très variées. À elle seule, la province détient 3 % des réserves d'eau douce de la planète (Politique Nationale de l'eau, Gouvernement du Québec, 2002).

L'omniprésence des lacs dans le paysage québécois leur confère un rôle sociétal immense, dans la mesure où ils sont utilisés, et ce depuis toujours, à de nombreuses fins. Le Professeur André Hade (2003) les porte quasiment au rang du sacré :

*« De tout temps, les lacs ont exercé chez l'homme une véritable fascination. Ils ont initialement été choisis comme lieu d'installation des communautés en raison des commodités qu'ils offraient pour l'alimentation, l'approvisionnement et le transport. De nos jours [...] l'homme prend conscience de nombreuses autres vertus attribuables aux lacs. C'est ainsi qu'en plus des fonctions utilitaires, les lacs se trouvent maintenant associés aux loisirs, à la détente, l'esthétique, etc. En plus d'être un endroit pratique, le lac est aussi devenu un lieu agréable.*

*À cet égard, avec sa multitude de lacs répartis sur tout le territoire, le Québec constitue un véritable paradis pour la villégiature, la résidence et les loisirs autour du lac. D'ailleurs, ce phénomène s'observe depuis plusieurs dizaines d'années et sa popularité va croissante. »*

On parle donc ici d'une population, d'une culture, d'une manière de vivre en étroit contact avec ses lacs. L'homme a su profiter des lacs, il a su les exploiter, il a enfin appris à en créer : le Québec se classe aujourd'hui parmi les tous premiers producteurs

d'hydroélectricité à l'échelle mondiale (Encyclopédie de l'Agora), grâce aux immenses réservoirs construits dans la deuxième moitié du XX<sup>ème</sup> siècle opérés par la société d'état Hydro-Québec (HQ). Citons par exemple le système hydrique de la Grande Rivière, dans la région de la Baie de James, comportant cinq réservoirs et huit centrales hydroélectriques, développant une puissance totale de 16 000 W (Hydro-Québec Production, 2008). Autre réalisation d'envergure, le barrage Daniel-Johnson ou Manic-5, sur la rivière Manicouagan, d'une hauteur de 214 mètres, qui est le plus grand barrage à voûtes multiples et à contreforts du monde (HQ, 2008).

La création de réservoirs peut également trouver d'autres motivations que la production hydroélectrique, tels la régularisation des cours d'eau pour parer les inondations ou les étiages sévères, ou l'aménagement de plans d'eau dans une optique strictement récréotouristique.

Les enjeux économiques se rapportant aux lacs ont donc toujours été très importants, et le deviennent de plus en plus. C'est tout un pan, et non des moindres, de l'économie québécoise qui repose sur cette richesse naturelle fragile, du technicien d'Hydro-Québec au gestionnaire de village de vacances, en passant par le pêcheur ou l'employé du secteur de la construction. Ajoutons à cela que la qualité de vie proposée par un lac attise les forces de mobilisation des riverains, soucieux de garder intact le bijou qui s'étend sous leurs yeux. Dans le même registre, la mise en eau de grands réservoirs s'accompagne systématiquement du haussement de ton de nombreux opposants, qui jugent inacceptables les impacts écologiques que ceux-ci ont sur leur écosystème. Pêle-mêle, on peut citer : la destruction de forêts et/ou de milieux humides, l'inadaptabilité de certaines espèces de poissons aux eaux peu mouvantes, l'impossibilité pour les espèces anadromes de franchir l'obstacle que le barrage présente pour rejoindre les frayères, la mise en suspension dans l'eau pour des dizaines d'années de mercure présent dans les roches et les sols (Hydro-Québec Production, 2006)...

Par conséquent, aménager un réservoir n'est pas une tâche à prendre à la légère, qui doit s'accompagner d'études d'impact et d'audiences publiques très strictes afin de s'assurer

que les nouveaux écosystèmes présenteront une qualité au moins égale à celle de ceux qui ont été engloutis... Quant à la gestion, elle doit à tout moment garder à l'esprit les divergences d'intérêt entre les utilisateurs du plan d'eau, et doit cultiver l'art du compromis afin de satisfaire, dans la mesure du possible, le plus grand nombre de personnes.

## 1.2 Mise en contexte

Le projet de modélisation de l'écoulement dans les lacs à sorties multiples avec le logiciel HYDROTEL (Fortin *et al.*, 2001a,b) s'inscrit dans un autre projet, bien plus vaste : celui d'adapter ledit logiciel, développé à l'INRS-ETE et étalonné sur des bassins versants du Sud-Québec (45° au 49° parallèle), aux bassins versants du Nord boréal québécois.

Des enjeux multiples se rattachent à une telle intention. À court terme, développer un outil pour le gestionnaire des barrages (Complexe La-Grande), en l'occurrence Hydro-Québec, afin qu'il puisse prévoir au mieux ses actions selon les conditions atmosphériques. À plus long terme, c'est tout le fonctionnement des barrages qui est concerné, car :

*« Depuis la deuxième moitié des années 80, les bassins hydroélectriques du milieu boréal québécois ont subi, de manière inattendue, des périodes de faible hydraulité. Au cours de celles-ci, on a noté que les apports aux réservoirs suite à des événements pluvieux d'importance pouvaient tarder et que ce déphasage était vraisemblablement associé à la capacité de stockage importante des milieux humides et lacs de ces bassins. Dans un contexte de changements climatiques (CC), les conséquences de ces périodes sur la disponibilité de la ressource et la capacité de produire de l'hydroélectricité pourraient être extrêmement importantes. » (Rousseau, 2006)*

Les bassins du Nord québécois sont caractérisés par un climat froid avec peu de précipitations (température annuelle moyenne entre -2,5 et -5 °C; précipitations annuelles entre 600 et 900 mm); un fort pourcentage de ces bassins est couvert par des lacs et des milieux humides interconnectés : au-delà de 20 à 30 %. La modélisation hydrologique doit être capable de prendre en compte l'impact de ces milieux sur l'écoulement. Évaporation et laminage, entre autres, vont être très importants dans ces lacs, d'autant plus que certains sont de taille très importante : le bassin versant du Complexe de la rivière La-Grande s'étend sur une superficie de 177 000 km<sup>2</sup>... Les lacs deviennent donc de véritables conditionneurs de l'écoulement.

De nombreuses contraintes se présentent néanmoins pour l'étude de tels bassins, notamment financières et logistiques. C'est pourquoi, pour l'étude des lacs, il n'est pas envisageable d'utiliser un bassin versant du Nord québécois. On se rabattra sur des lacs du Québec méridional, plus facilement accessibles et soumis à un climat moins rigoureux.

### **1.3 Les lacs à sorties multiples**

#### *1.3.1 Formation*

La multitude de lacs présents au Canada est issue de la fonte de l'inlandsis laurentidien, durant la période du quaternaire. C'est cette déglaciation, accompagnée d'une intense érosion, qui a façonné le relief du bouclier canadien, qui était jadis un secteur de montagnes très élevées, d'altitudes de l'ordre de celles que l'on retrouve dans la chaîne de l'Himalaya (Pagé, 1999). Il s'agit donc de lacs glaciaires, dont le processus de formation est assez simple : le retrait des glaciers dépose au sol les roches emprisonnées dans ces derniers. Par endroits, on observe des amas de roches, appelés moraines, qui peuvent former un barrage à l'écoulement. L'eau s'accumule donc en amont des moraines jusqu'à dépassement de leur crête, formant ainsi un lac. Un obstacle géologique

naturel présent à la surface du sol peut aussi jouer ce rôle de barrage (on parle alors de verrou). La **Figure 1.1** montre un lac morainique.

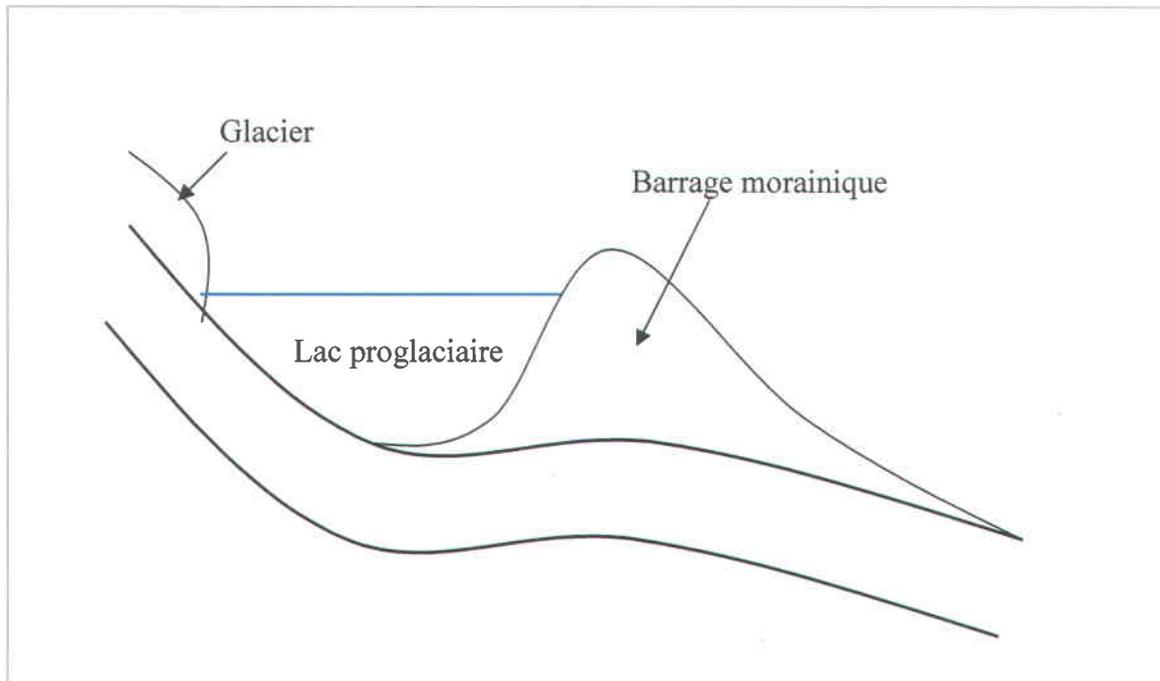


Figure 1.1 Schéma d'un lac morainique en phase de retrait de glacier (inspiré de Cemagref)

Cette déglaciation, à l'échelle géologique, est somme toute assez récente, puisqu'elle aurait eu lieu il y a environ 10 000 ans. Le relief qu'elle a modelé est assez immature, les lignes de partage des eaux étant jeunes et ayant du mal à trouver leur place. Et c'est précisément l'immaturité de ce relief, la malléabilité de son socle qui a donné naissance aux lacs à sorties multiples, particulièrement nombreux dans cette région du globe. De nouveaux exutoires peuvent s'ouvrir à différentes altitudes dans les terrains nouvellement déglacés et n'ayant pas atteint la stabilité. La libération d'un nouvel exutoire peut en court-circuiter un autre, situé plus haut, et ainsi l'assécher, ou créer un équilibre entre ces deux sorties : le cas échéant, on vient d'assister à la création d'un lac à sorties multiples.

Parfois, lors d'un événement pluvieux intense, il se peut que l'eau monte tellement dans le réseau hydrographique qu'elle s'ouvre un nouvel exutoire, offrant ainsi un nouveau parcours au cours d'eau. C'est ce qui s'appelle une avulsion, comme celle que l'on a noté sur la rivière des Ha! Ha! lors des événements de juillet 1996 dans la région du Saguenay,

amenant la disparition d'une petite chute d'eau nommée la Chute-à-Perron (Leclerc *et al.*, 1997). Ce genre d'événement, rarissime, est témoin du non-achèvement du processus de formation du relief canadien.

### *1.3.2 Dans la littérature et le monde scientifique*

Du fait de leur nombre relativement restreint et de leur confinement géographique, les lacs à sorties multiples ne font pas l'objet d'un traitement de faveur dans la littérature scientifique.

À vrai dire, nous n'avons trouvé aucun article scientifique concernant les écoulements dans les lacs à sorties multiples. Il s'agit donc d'un domaine délaissé alors que ceux-ci peuvent donner lieu à des problèmes intéressants, voire à des enjeux importants : il se peut qu'un lac déverse dans des bassins versants différents par ses divers exutoires, et ceci a des conséquences importantes sur la prévision des débits en aval.

Explorer cette voie peut aussi permettre d'entrer dans le domaine des lacs à comportement irrégulier, comme ceux soumis à des variations saisonnières importantes. Par exemple dans les régions avec des saisons de pluie : du fait de la hausse du niveau d'eau, un exutoire peut se transformer en une entrée d'eau ou inversement. Au Québec, on peut trouver des cas similaires dans le Nord, où le relief est très plat. Selon les conditions atmosphériques, les écoulements inter-lacs peuvent se faire dans un sens ou dans l'autre.

On peut donc se trouver en présence de lacs qui ne sont à sorties multiples que lors d'une période donnée. L'écoulement change alors considérablement, et tout le défi de la modélisation sera de présenter une certaine souplesse afin d'être capable de prendre en compte ces différences.

## 1.4 Les écoulements dans les lacs

### 1.4.1 Effet sur l'écoulement

Les lacs sont d'une grande importance sur le passage d'une crue dans un réseau hydrographique. En effet, on peut considérer qu'un lac agit comme un « amortisseur » : quand une rivière a des capacités d'emmagasinement d'eau très limitées du fait de possibilités réduites de débordement, le lac, lui, contient toujours un volume important d'eau; donc la perturbation provoquée par la crue lui apparaît moins importante d'un point de vue relatif, et il réagit de manière plus douce.

De manière plus précise, l'effet d'un lac sur l'écoulement va être double : il va « retarder » la crue, i.e. augmenter le temps avant le passage du débit de pointe, et écrêter la crue, c'est-à-dire faire diminuer le débit de pointe. Le lac va donc emmagasiner une partie du volume de crue et ainsi induire une forme de « fonction de transfert » entre son amont et son aval : ce processus est appelé le *laminage* (Figures 1.2 et 1.3).

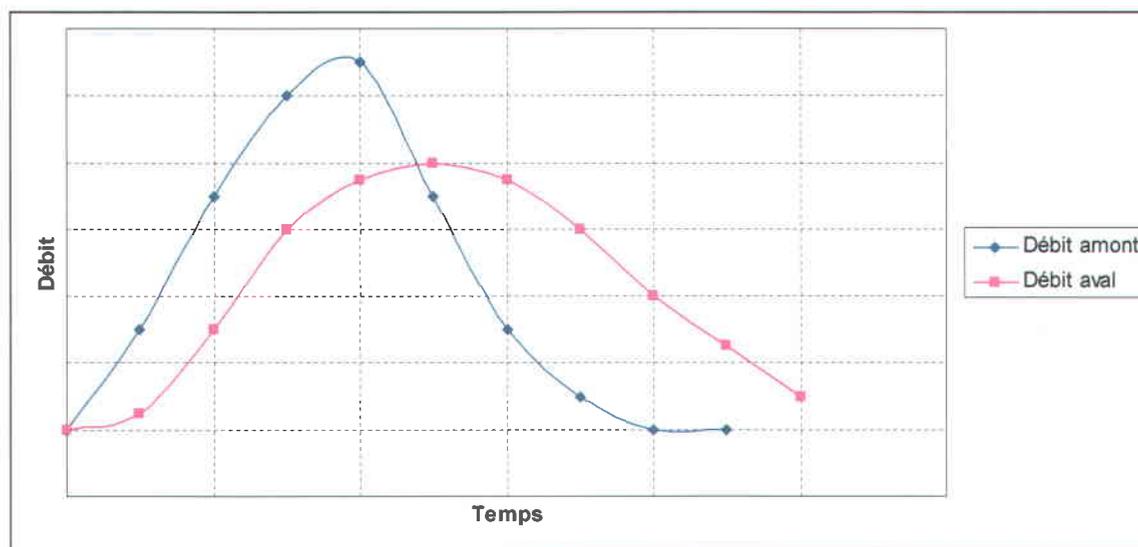


Figure 1.2 Laminage d'une crue au passage d'un lac : hydrogrammes amont et aval

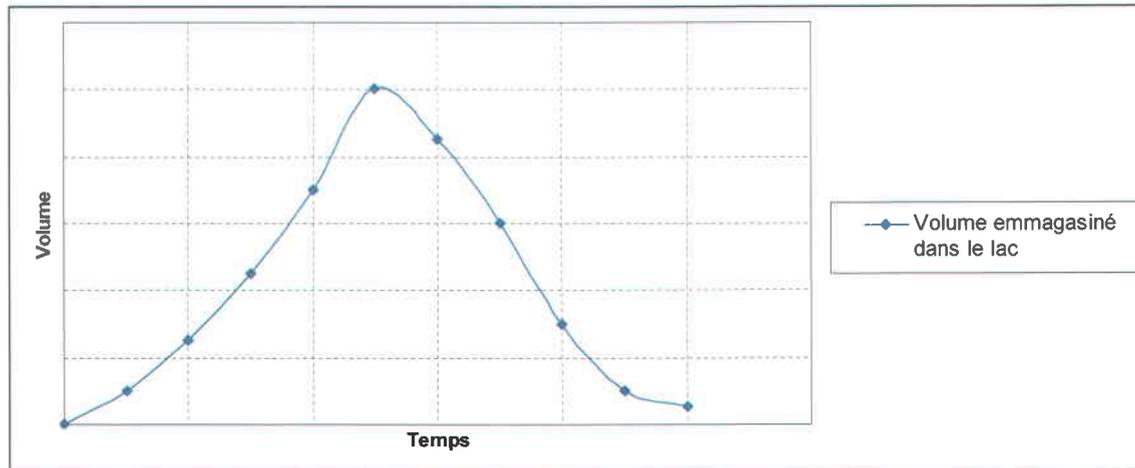


Figure 1.3 Laminage d'une crue au passage d'un lac : variation du volume emmagasiné

Le laminage d'une crue dans un lac va dépendre principalement de la superficie de ce dernier : plus il est grand, plus il est capable d'emmagasiner. L'autre élément très important de contrôle de l'écoulement est la forme de la section de sortie : il s'agit, dans des conditions naturelles, d'un seuil où l'on observe une coupure hydraulique entre l'amont (lac) et l'aval (cours d'eau). À ce titre, il s'agit d'une section de contrôle où l'on peut établir une relation entre le débit et le niveau d'eau, via une loi de seuil.

Entre autres facteurs pouvant influencer l'écoulement dans un lac, nous pouvons citer :

- la forme de la crue, que détermine l'hydrogramme  $Q_e(t)$ , donnée par le hétéogramme modifié par son transit dans le bassin versant. Plus la crue sera subite, plus le laminage sera efficace. Le cas de figure le plus défavorable vis-à-vis des inondations est une crue se présentant graduellement pour atteindre le débit de pointe en fin d'hydrogramme;
- le niveau initial d'eau dans le lac : la surface occupée par le lac dépend directement de ce niveau et influence le laminage. On peut même imaginer de se retrouver face à un même lac ayant des réponses totalement différentes selon la gamme de niveaux dans laquelle on se trouve.

Mais il s'agit ici de paramètres qui ne dépendent pas directement de la morphologie du lac. Toutes les informations les concernant seront contenues dans l'hydrogramme amont, ou dans le résultat d'une simulation passée.

D'autres paramètres, ne dépendant pas de l'hydraulique du lac mais reliés au climat ou à la forme du lac, peuvent influencer l'écoulement. Ils sont présentés à l'**Annexe A**.

#### 1.4.2 Résumé

Au rang des phénomènes influant sur l'écoulement de l'eau dans un lac, on peut discerner, à hydrogramme d'entrée égal, deux catégories : ceux qui sont conditionnés par la bathymétrie du lac, telles que la capacité d'emmagasinement et la forme de la section de sortie; et ceux dépendant des conditions climatiques.

Notons aussi qu'il existe un « effet mémoire » dans un lac, qui se manifeste au travers du niveau initial sur la période observée.

### 1.5 Objectifs

Le projet s'intègre dans un contexte plus global défini par Rousseau (2006) :

*« La modélisation de l'écoulement et du stockage dans les lacs et les réservoirs de grande envergure demande une attention particulière. Une analyse plus approfondie de cette modélisation en comparaison avec le traitement actuel de ces processus par l'algorithme d'écoulement en rivière et en lac HYDROTEL sera effectuée afin de déterminer l'intérêt de l'adapter au contexte des superficies moyennes de ces lacs et réservoirs que l'on retrouve dans les bassins versants hydroélectriques. »*

Les objectifs furent par la suite modifiés pour s'assurer que le logiciel HYDROTEL (Fortin *et al.*, 1995; Fortin *et al.*, 2001a,b; Turcotte *et al.*, 2003, Fortin et Royer, 2006) soit capable de calculer les écoulements dans les lacs et réservoirs à sorties multiples et pour développer une procédure à adopter en cas de manque de données physiques et/ou hydriques, de même que pour améliorer le traitement par HYDROTEL du phénomène de laminage dans les lacs. De là, les différentes interrogations qui ont orienté ce travail sont les suivantes :

- (i) Comment l'algorithme de calcul utilisé par HYDROTEL peut-il être modifié afin d'intégrer le cas où un lac présente plusieurs sorties?
- (ii) Y a-t-il d'autres exemples de programmes pouvant répondre à ce type de problème?
- (iii) Comment déterminer les paramètres nécessaires à la mise en place d'une simulation de lac?
- (iv) Comment mieux prendre en compte le laminage de l'écoulement?

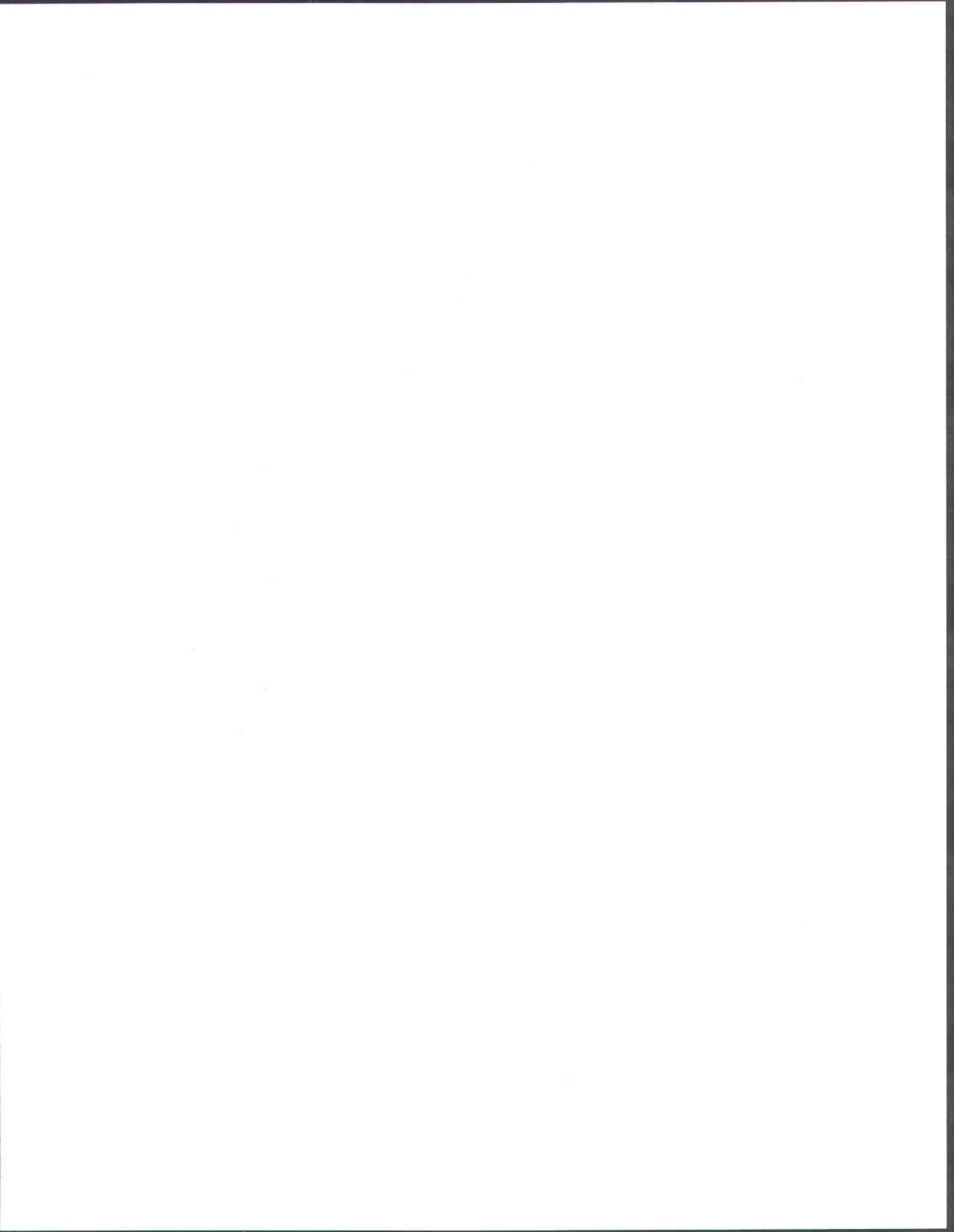
D'un point de vue plus global, le projet vise à améliorer le traitement par HYDROTEL de l'écoulement dans les lacs en ne considérant que des aspects hydrauliques, par application des équations physiques régissant l'écoulement.

## **1.6 Organisation du mémoire**

Dans un premier temps, des notions rudimentaires sur la modélisation hydrologique seront données, et le fonctionnement du modèle HYDROTEL sera abordé. Quelques éléments d'ordre théorique sur les écoulements d'eau dans les lacs seront ensuite abordés, et le lien sera fait avec le cas particulier du logiciel HYDROTEL afin de montrer comment ce dernier traite ce type de problèmes et quels sont les paramètres de modélisation. Les modifications apportées au programme afin qu'il puisse prendre en compte le cas des lacs à sorties multiples seront présentées, ainsi que leur validation sur un exemple théorique.

Une autre méthode de calcul des écoulements dans les lacs à sorties multiples sera également décrite et validée sur le même exemple théorique, en l'occurrence celle proposée par le logiciel CEQUEAU (Morin et Paquet, 2007), qui fera office de comparaison avec la méthode utilisée dans le logiciel HYDROTEL. La performance des deux méthodes sera testée sur un exemple simple, celui du lac Ludger, qui dispose d'une seule sortie.

Enfin, l'un des éléments fondamentaux à connaître pour la modélisation des lacs étant la relation liant le niveau du lac et le débit qui s'en échappe, une méthode s'appuyant sur la modélisation hydrodynamique sera présentée afin de déterminer cette relation. Le logiciel MODELEUR/HYDROSIM sera au préalable introduit, et cette méthode sera appliquée au cas du lac Kénogami.



## **2. La modélisation hydrologique**

---

Cette partie a pour objectif de présenter les fondements et les concepts généraux de la modélisation hydrologiques, avec les justifications adéquates lorsque nécessaire. Dans un second temps, le cas particulier du modèle HYDROTEL, au centre de notre projet, sera détaillé. Son fonctionnement et certaines de ses fonctionnalités seront explicités.

### **2.1 Généralités sur les modèles hydrologiques**

L'objectif premier d'un modèle hydrologique est de calculer l'écoulement qui se produit en un point donné d'un cours d'eau connaissant les conditions météorologiques : il s'agit donc d'établir une relation, plus ou moins complexe selon le nombre de paramètres pris en compte, entre la précipitation et le débit à l'intérieur d'un bassin versant.

S'il s'agit d'un concept ancien, l'arrivée de l'informatique a permis à la modélisation hydrologique de franchir de nombreuses étapes, en l'occurrence dans l'étude de phénomènes plus nombreux et plus complexes. En résumé, on pourrait dire que pour mener à bien son but, la modélisation hydrologique s'intéresse à la représentation des variations spatiales et temporelles des flux d'eau à l'échelle d'un bassin versant à l'aide de bilans de masse, de quantité de mouvement et d'énergie thermique (Villeneuve *et al.*, 1998).

Il existe un très grand nombre de modèles hydrologiques. En effet, selon ce que l'on veut modéliser, selon l'endroit où l'on se trouve, selon le type d'usage que l'on veut faire des résultats ou encore selon les préférences personnelles, on n'a pas les mêmes priorités de modélisation. Aucun modèle ne saurait prétendre satisfaire tout le monde, à défaut d'être

optimal pour tous. Ajoutons à cela que tous les modèles hydrologiques sont en perpétuelle évolution, et sont parfois utilisés à d'autres fins par le biais de couplage avec d'autres modèles (d'érosion, de qualité de l'eau, de climat...), et l'on comprendra aisément qu'il est fort difficile d'en dresser une liste exhaustive.

On peut cependant essayer de les catégoriser. Là encore, il n'existe pas de loi infaillible, et la classification se fait à plusieurs niveaux.

### *2.1.1 Classification par définition du processus d'écoulement*

Il existe deux façons de calculer l'écoulement dans un bassin versant. La première est de mettre en place des équations décrivant la réponse du bassin en question à une précipitation. Lesdites équations seront réutilisées à chaque fois qu'on a une précipitation pour calculer l'écoulement qu'elle apporte.

Ces équations sont issues de la physique newtonienne, et sont utilisées pour décrire les processus de passage de la précipitation à l'écoulement. Ces processus peuvent être simplifiés, et on parle alors de *modèle conceptuel*; dans le cas contraire, il s'agit d'un *modèle physique*. Bien évidemment, de par les lourdeurs que cela représente, il est quasiment impossible de mettre sur pied un modèle totalement physique, qui de plus serait très peu opérable : il s'agit donc d'une notion toute relative.

La seconde manière de calculer l'écoulement est, en quelque sorte, de se référer à l'« histoire » ou à la morphologie du bassin versant, pour déduire les débits en un point donné à partir des précipitations sans utiliser l'arsenal mathématique qui compose les modèles physico-conceptuels. Ceci peut-être fait par l'utilisation de *modèles déterministes* (modèles empiriques ou hydrogrammes unitaires) ou de *modèles stochastiques* (régressions et auto-régressions linéaires, modèles non linéaires). Les modèles conceptuels et physiques sont des modèles déterministes.

### 2.1.2 Classification par définition du domaine spatial

Un modèle hydrologique peut considérer le bassin versant comme un tout indivisible, et l'on parle alors de *modèle global*, ou au contraire effectuer ses simulations sur des subdivisions du bassin versant (sous-bassins versants, carreaux de grille). Il s'agit des *modèles distribués*, qui ont l'avantage d'être plus aptes à représenter les hétérogénéités des caractéristiques physiques du bassin ou de la répartition des précipitations.

### 2.1.3 Classification par définition du domaine temporel

Enfin, on peut vouloir simuler un écoulement en temps continu ou alors s'intéresser à un événement particulier, comme par exemple la crue associée à un épisode de précipitation. Ceci permet de distinguer les *modèles continus* des *modèles événementiels*.

La distinction peut également se faire au niveau du choix du pas de temps, qui peut-être de différents ordres de grandeur, allant de la seconde à l'année.

### 2.1.4 Résumé

Finalement, nous arrivons aux classifications de la **Figure 2.1**, présentées par Ancil *et al.* (2005).

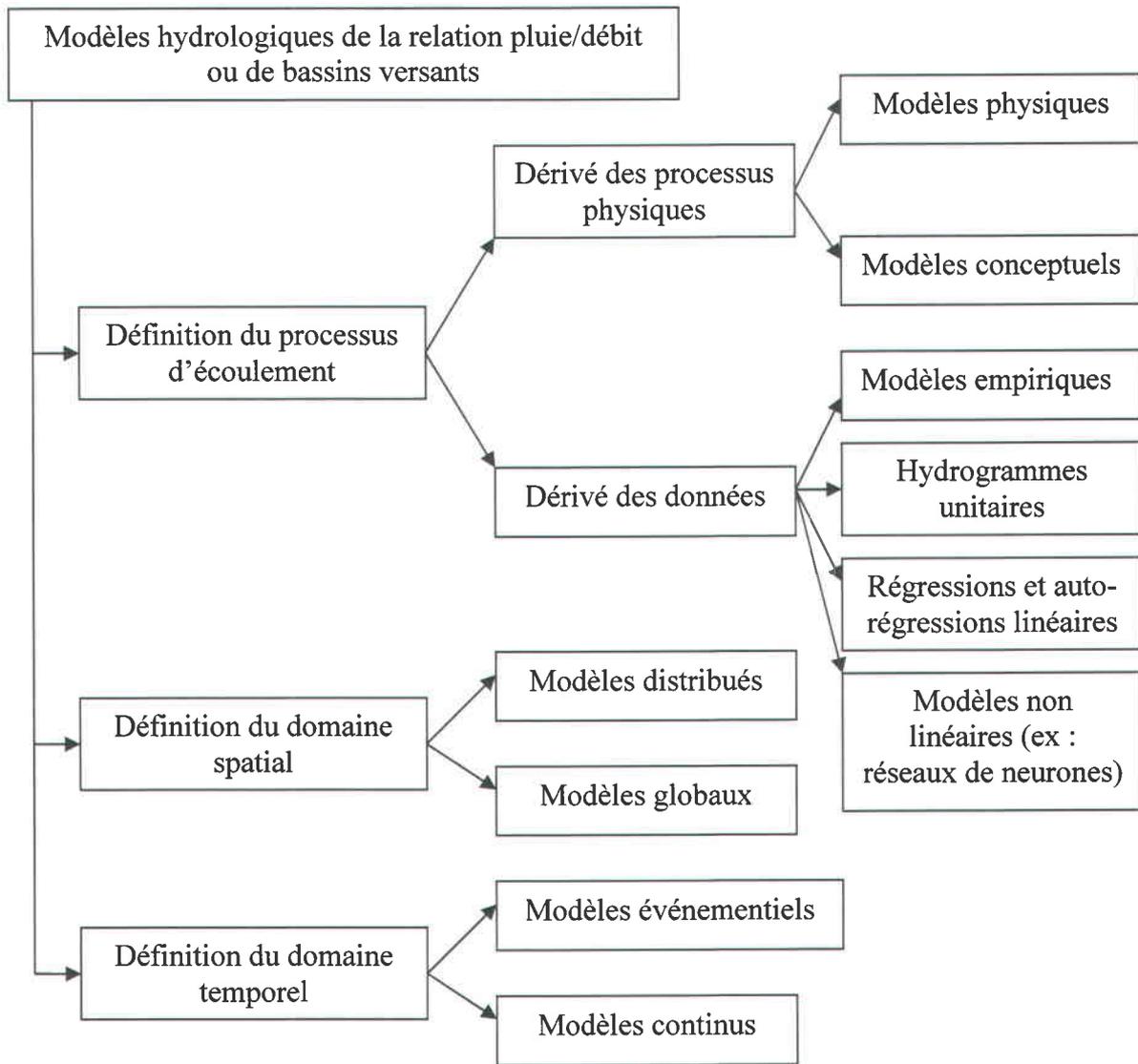


Figure 2.1 Classifications des modèles hydrologiques (Anctil *et al.*, 2005)

Le modèle HYDROTEL se définit comme un modèle physique distribué. S'il est habituellement utilisé sur une base continue, on peut aussi se limiter à l'étude d'un seul événement pluvieux. Il faut toutefois savoir que dans ce dernier cas, la qualité de la simulation sera fortement influencée par les conditions initiales (contenu en eau des couches de sol, niveaux d'eau et débits au temps  $t=0$ , entre autres).

### 2.1.5 Critères de choix

Selon les classifications explicitées ci-dessus, chaque utilisateur peut déterminer ce qui est le plus adapté dans son cas précis et ainsi cerner le type de modèle hydrologique dont il a besoin.

Mais le choix peut s'avérer moins simple dans la réalité qu'en théorie, dans la mesure où bien d'autres paramètres entrent en considération pour le choix du modèle. Outre les objectifs de l'utilisateur, le type et le nombre de données hydrométéorologiques et physiographiques dont il dispose vont être un puissant déterminant du modèle à adopter. Comme dans toute activité humaine, l'aspect financier va également jouer un rôle important, de la même manière que la qualité et la quantité des ressources humaines et technologiques à disposition de l'opération. Enfin, il est évident qu'on ne modélise pas de la même manière le bassin des Grands Lacs et celui de la rivière Chaudière. Superficie et caractéristiques physiques du bassin versant vont influencer le choix du modèle, car de nombreux outils ont été développés pour une région, un climat précis.

## 2.2 Le modèle hydrologique HYDROTEL

HYDROTEL est un modèle hydrologique distribué qui a été développé depuis la fin des années 1980 à l'INRS-Eau, devenu INRS-ETE, au Québec, et au Laboratoire d'Hydrologie et de Modélisation (LHM) de l'Université de Montpellier-II, France. L'objectif était alors de créer un modèle capable de simuler la variabilité spatiale des phénomènes à l'intérieur d'un bassin versant sur la base d'informations spatiales provenant de la télédétection et des systèmes d'information géographique (SIG). HYDROTEL fait partie de la première génération de logiciels capables d'utiliser ces données.

En fait, ce n'est pas véritablement HYDROTEL qui utilise cette information, mais plutôt PHYSITEL (Royer *et al.*, 2006; Turcotte *et al.*, 2001), un logiciel conçu spécifiquement

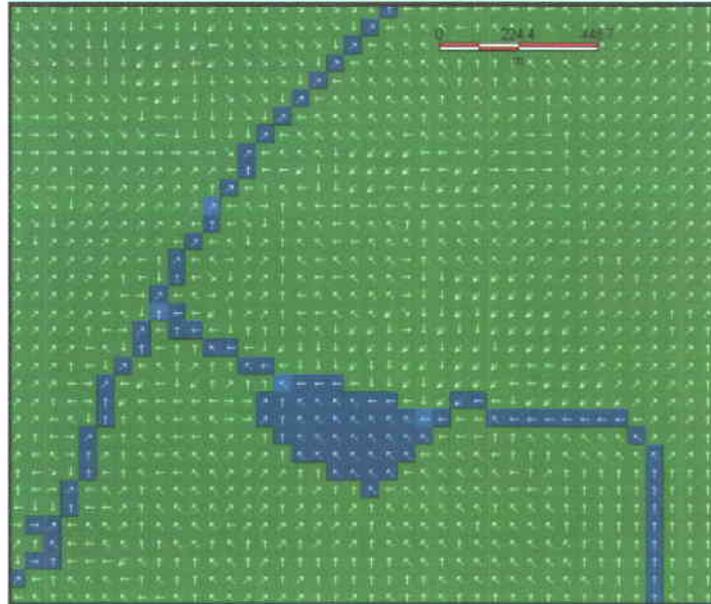
pour la préparation de bases de données de bassin d'HYDROTEL. Les processus hydrologiques seront ensuite modélisés sur des sous-entités du bassin versant, appelées Unités Hydrologiques Relativement Homogènes (UHRH).

### *2.2.1 Représentation discrétisée du bassin versant*

Pour mener à bien une simulation, HYDROTEL a besoin de la structure du drainage, de la distribution spatiale des types de sol et des classes d'occupation du sol sur le bassin. Il y a donc un gros travail à réaliser en amont de la simulation.

C'est le logiciel PHYSITEL qui va s'occuper de ces tâches préliminaires. Les données proviennent d'une discrétisation matricielle des altitudes rencontrées dans le bassin versant, organisées sous forme de Modèle Numérique d'Altitude (MNA).

À partir du MNA, PHYSITEL détermine la direction de l'écoulement sur chaque maille en comparant l'altitude de la maille considérée avec celles de ses voisines. Huit directions sont possibles : Nord, Sud, Est, Ouest, Nord-est, Nord-ouest, Sud-est et Sud-ouest. La **Figure 2.2** montre un exemple de directions d'écoulement sur un réseau de mailles carrées.



**Figure 2.2** Direction d'écoulement de chaque maille vers une voisine (Fortin et Royer, 2006)

De manière à pouvoir distinguer les lacs des plaines, il importe de compléter le MNA par un réseau hydrographique vectoriel, ainsi que pour mieux préciser les directions d'écoulement dans les rivières à méandres. Ledit réseau hydrographique va être représenté sous forme matricielle par PHYSITEL, en assemblant les mailles sous-jacentes au réseau vectoriel. Le MNA est alors modifié afin de prendre en compte les informations contenues dans le réseau matriciel ainsi généré. Les altitudes peuvent localement être modifiées pour faciliter l'écoulement de l'eau vers le réseau : de manière imagée, on peut dire que le MNA est « creusé » pour y inclure le réseau hydrographique. À partir du MNA modifié, PHYSITEL calcule les pentes de l'ensemble des mailles.

Connaissant ainsi toutes les directions d'écoulement et la maille-exutoire du bassin (précisée par l'utilisateur selon ses besoins de modélisation), PHYSITEL est capable de déterminer les limites du bassin versant : toutes les mailles voisines de l'exutoire et dont l'écoulement se dirige vers celui-ci font donc partie du bassin versant, et en répétant l'opération de proche en proche, on peut reconstruire l'ensemble du bassin. La **Figure 2.3**, extraite du manuel d'HYDROTEL (Fortin et Royer, 2006), montre l'exemple de la reconstitution du bassin versant de la rivière Chaudière. La maille exutoire est indiquée en rouge.

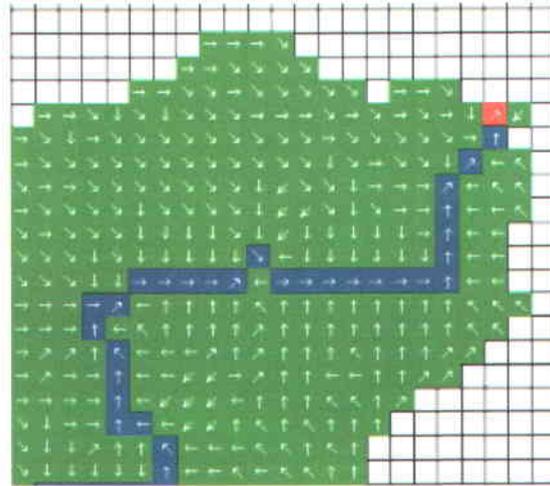


Figure 2.3 Identification du bassin versant à partir de la maille exutoire (Fortin et Royer, 2006)

L'étape suivante consiste à partitionner ce bassin versant en UHRH. L'utilisateur définit un seuil qui va servir à déterminer les tronçons du réseau : les tronçons (on en voit un en bleu sur la **Figure 2.3**) sont formés des mailles qui drainent un nombre de mailles supérieur à la valeur du seuil, ce calcul se faisant à partir de l'exutoire et en remontant vers le haut du bassin. Une fois les tronçons déterminés, chacun d'entre eux se voit attribuer une UHRH, qui est la réunion de toutes les mailles s'écoulant en direction de ce tronçon. Cette partition du bassin versant en UHRH et tronçons de rivières est importante puisque c'est précisément sur ces éléments que vont être estimés les différents processus hydrologiques.

En outre, l'utilisateur peut fusionner manuellement des UHRH en fonction des caractéristiques du terrain (relief, végétation, sous-sol...) ou des données météorologiques disponibles. En revanche, pour les subdiviser, il faut agir sur le seuil de précision et reprendre tout le processus.

La récapitulation des étapes pour déterminer les UHRH est présentée schématiquement sur la **Figure 2.4**. La **Figure 2.5** montre un exemple d'UHRH, sur le bassin de la rivière Chaudière.

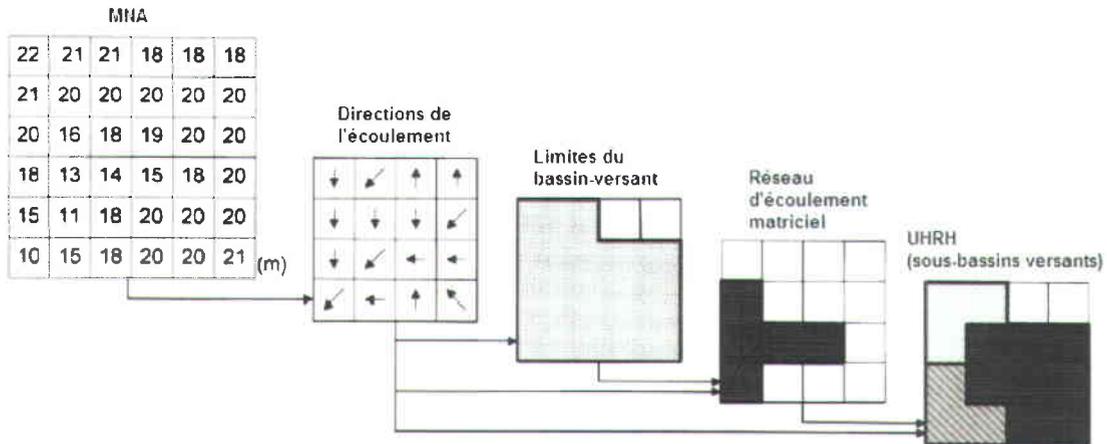


Figure 2.4 Détermination des UHRH dans PHYSITEL à partir du MNA (Turcotte et al., 2001)

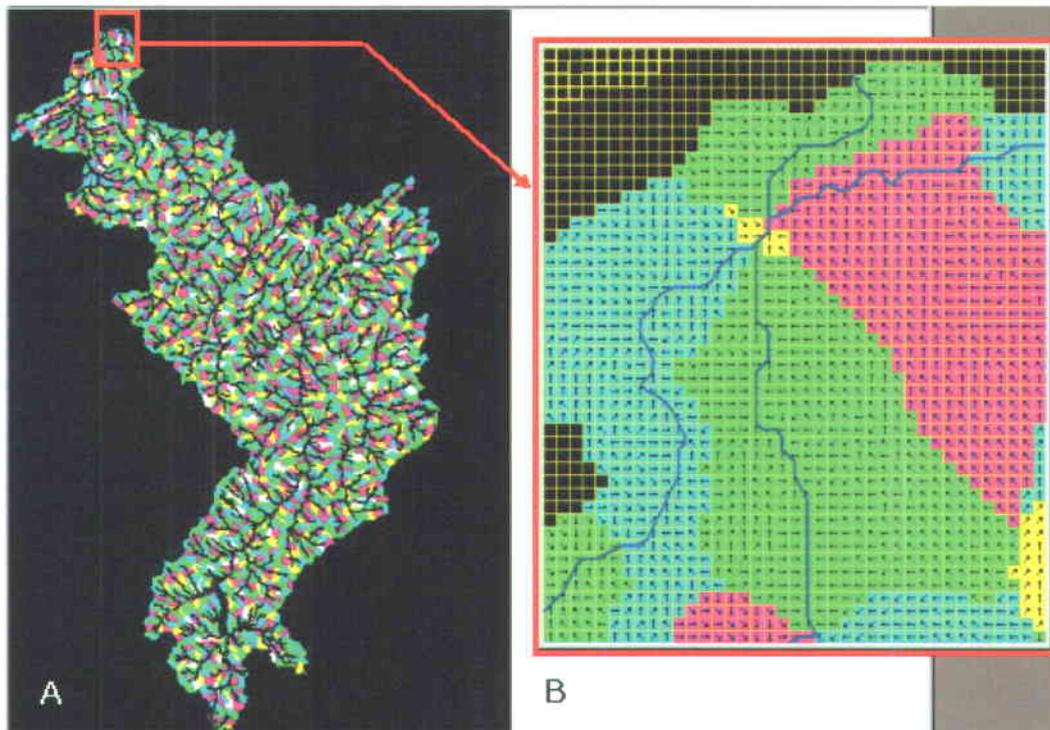


Figure 2.5 Détermination des UHRH sur le bassin de la rivière Chaudière (Fortin et Royer, 2006)

Pour effectuer des simulations, HYDROTEL a besoin d'autres données :

- **L'occupation du sol** : ce type d'information est obtenu grâce à la télédétection. Elle est répartie en classes considérées comme « *significativement différentes en ce qui a trait à leur effet sur les processus hydrologiques* » (Fortin et al., 1995).

Par exemple, pour la simulation de la fonte de neige, on considère trois classes d'occupation du sol : forêt de conifères, forêt de feuillus, zone ouverte. Chacune de ces classes est caractérisée par des attributs quantitatifs tels l'albédo, l'indice foliaire, la profondeur racinaire, etc. Le pourcentage d'occupation de chaque classe sur chaque maille est calculé comme étant le rapport entre le nombre total de pixels correspondant à la classe en question et le nombre total de pixels sur la maille.

- **Les types de sol** : pour les déterminer, on aura recours aux cartes et ouvrages adéquats afin de connaître le type précis et ses caractéristiques hydrauliques. PHYSITEL associe à chaque UHRH les propriétés hydrauliques du type de sol majoritaire sur sa superficie. Par défaut, on prendra celles proposées par Rawls et Brakensiek (1989) (Fortin *et al.*, 1995), qui peuvent être modifiées au besoin.

En résumé, pour faire fonctionner PHYSITEL, les données d'entrée nécessaires sont :

- Trois matrices numériques : d'altitude (MNA), d'occupation du sol, de types de sol;
- Un réseau hydrographique vectoriel.

### *2.2.2 Simulation des processus hydrologiques*

Six processus hydrologiques sont traités par HYDROTEL, chacun d'entre eux constituant un sous-modèle proposant plusieurs algorithmes de simulation. Le **Tableau 2.1** présente ces différents algorithmes.

Tableau 2.1 Bilan des algorithmes disponibles pour chaque sous-modèle

<i>Sous-modèle</i>	<i>Algorithmes disponibles</i>
1. Interpolation des données météorologiques	1.1 Polygones de Thiessen
	1.2 Moyenne pondérée des trois stations les plus proches
2. Accumulation et fonte de la neige	2.1 Approche mixte (degrés-jours / bilan énergétique)
	3.1 Thornthwaite
3. Évapotranspiration potentielle	3.2 Linacre
	3.3 Penman-Monteith
	3.4 Priestley-Taylor
	3.5 Hydro-Québec
	4.1 Bilan Vertical en 3 Couches de sol (BV3C)
4. Bilan d'eau vertical	
5. Écoulement sur la partie terrestre du bassin	5.1 Équation d'onde cinématique
6. Écoulement en rivière	6.1 Équation d'onde cinématique
	6.2 Équation d'onde diffusante

Durant ce travail, nous nous sommes surtout intéressés aux écoulements en rivières, présentés à l'**Annexe B** du présent rapport.

Les différents algorithmes présentés ci-dessus sont soit empiriques, soit dérivés de processus physiques. Ce qui va déterminer le choix de tel ou tel algorithme par l'utilisateur est prioritairement le type de données dont il dispose.



### 3. Modèle d'écoulement en lac avec HYDROTEL

---

Dans cette partie,  $Q_{entrant}$  ou  $Q_e$  désigne tous les débits entrants dans le lac, qu'ils proviennent d'un affluent ou du ruissellement du bassin versant<sup>1</sup>.  $Q_{sortant}$  ou  $Q_s$  désigne le débit sortant du lac.

#### 3.1 Système d'équations de base

Pour calculer les écoulements, HYDROTEL utilise deux formules :

- la première est un **bilan de masse sur l'ensemble du lac** : la variation du volume avec le temps est égale à la différence des débits entrant et sortant.  $V$  est le volume du lac,  $A$  sa superficie et  $h$  la hauteur d'eau au-dessus du seuil<sup>2</sup> :

$$\frac{dV}{dt} = A \frac{dh}{dt} = Q_{entrant} - Q_{sortant} = Q_e - Q_s \quad (\text{Éq. 3.1})$$

- la seconde est une **relation entre le débit sortant du lac et la hauteur d'eau** sur le seuil.  $C$  et  $k$  sont des paramètres dépendant de la forme de la section de sortie :

$$Q_{sortant}(t) = Ch(t)^k \quad (\text{Éq. 3.2})$$

Pour des exemples concernant les valeurs de  $C$  et  $k$ , consulter l'**Annexe C**.

---

<sup>1</sup> Dans l'écriture du programme, il est par contre nécessaire de séparer ces deux apports.

<sup>2</sup> On utilise la hauteur d'eau située au-dessus du seuil, car elle définit le volume participant à l'écoulement. Par ailleurs, la surface du lac est ici supposée constante car le niveau varie peu.

On a donc affaire à des variables temporelles,  $Q_{sortant}$  dépendant de  $h$  qui dépend du temps.

Il est important de noter que la superficie  $A$  du lac est ici considérée comme étant constante dans le temps. Il s'agit d'une approximation importante, la surface inondée par un lac évoluant avec le niveau d'eau dans ce dernier.

La valeur du pas de temps étant égale à  $\Delta t$ , on indexe par  $t$  la valeur d'une variable au pas de temps courant et par  $t - \Delta t$  sa valeur au pas de temps précédent. Le but est de calculer le débit sortant au pas de temps courant, ou  $Q_{s,t}$ , étant donné que toutes les autres grandeurs (y compris le débit sortant au pas de temps précédent,  $Q_{s,t-\Delta t}$ ) sont déjà connues. Pour ce faire, on utilisera un schéma implicite de Crank-Nicholson : toutes les grandeurs considérées sont exprimées comme étant la moyenne de leurs valeurs au début ( $t-\Delta t$ ) et à la fin ( $t$ ) du pas de temps considéré.

L'équation (3.1) devient donc :

$$A \frac{h_t - h_{t-\Delta t}}{\Delta t} = \frac{Q_{e,t} + Q_{e,t-\Delta t}}{2} - \frac{Q_{s,t} + Q_{s,t-\Delta t}}{2} \quad (\text{Éq. 3.3})$$

Ou encore :

$$f(h_t) = h_t - h_{t-\Delta t} + (Q_{s,t} + Q_{s,t-\Delta t} - Q_{e,t} - Q_{e,t-\Delta t}) \frac{\Delta t}{2A} = 0 \quad (\text{Éq. 3.4})$$

### 3.2 Résolution

Pour un pas de temps donné, l'équation (3.4) est résolue par une méthode de Newton-Raphson du premier ordre afin de déterminer  $h_t$ .  $Q_{e,t}$ ,  $Q_{e,t-\Delta t}$  et  $Q_{s,t-\Delta t}$  (calculé au pas de temps précédent) sont connus et, d'après la relation niveau débit (Équation (3.2)),  $h_{t-\Delta t}$  peut être calculé par :

$$h_{t-\Delta t} = \left( \frac{Q_{s,t-\Delta t}}{C} \right)^{1/k} \quad (\text{Éq. 3.5})$$

Pour appliquer la méthode de Newton-Raphson, on doit définir une valeur initiale pour la grandeur que l'on cherche, ici  $h_t$ . En prenant  $Q_{s,t} = Q_{s,t-\Delta t}$ , on trouve une valeur initiale :

$$h_t^{(0)} = h_{t-\Delta t} + \left( \frac{Q_{e,t} + Q_{e,t-\Delta t}}{2} - Q_{s,t-\Delta t} \right) \frac{\Delta t}{A} \quad (\text{Éq. 3.6})$$

Pour chaque valeur de  $h_t^{(i)}$ , on calcule  $f(h_t^{(i)})$  et  $f'(h_t^{(i)})$ ,  $f'$  étant la dérivée de  $f$ .

$$f(h_t^{(i)}) = h_t^{(i)} - h_{t-\Delta t} + \left( Q_{s,t-\Delta t} + C(h_t^{(i)})^k - Q_{e,t} - Q_{e,t-\Delta t} \right) \frac{\Delta t}{2A} \quad (\text{Éq. 3.7})$$

$$f'(h_t^{(i)}) = \frac{df}{dh_t}(h_t^{(i)}) = 1 + Ck (h_t^{(i)})^{k-1} \frac{\Delta t}{2A} \quad (\text{Éq. 3.8})$$

On en déduit une nouvelle valeur approchée  $h_t^{(i+1)}$  de la solution  $h_t$ .

$$h_t^{(i+1)} = h_t^{(i)} - \frac{f(h_t^{(i)})}{f'(h_t^{(i)})} \quad (\text{Éq. 3.9})$$

Ces calculs sont effectués tant que le rapport  $\Delta h = \frac{f(h_t^{(i)})}{f'(h_t^{(i)})}$  est non négligeable, c'est-à-dire tant que  $|\Delta h| > \varepsilon$ , avec  $\varepsilon$  fixé à une valeur de  $10^{-3}$ .

Les différentes étapes sont explicitées sous forme d'organigramme à la **Figure 3.1**.

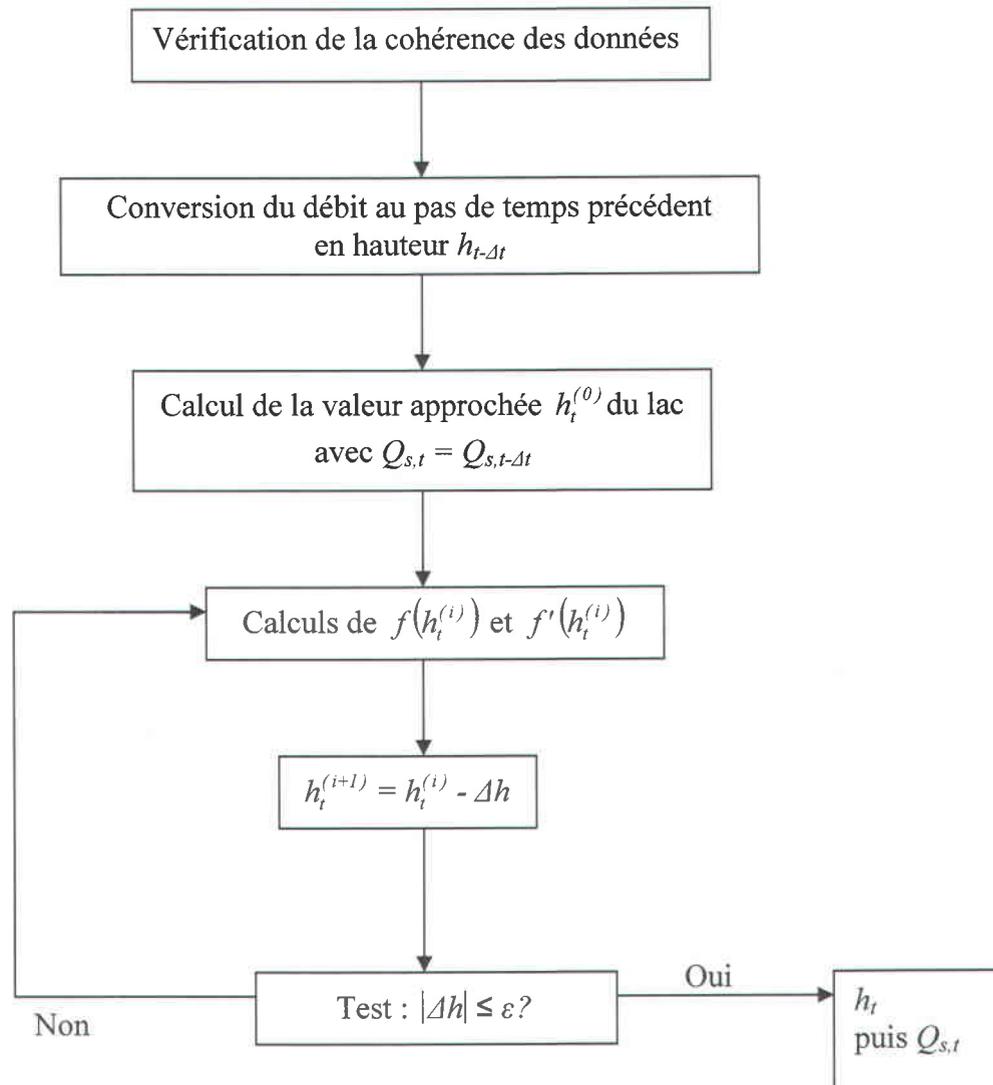


Figure 3.1 Organigramme de calcul avec la version actuelle d'HYDROTEL

On utilise des variables en simple précision pour l'algorithme, en limitant à quinze le nombre d'itérations.

### 3.3 Proposition de modification de l'algorithme

Cet algorithme a été conçu pour un lac avec une seule sortie. L'objectif est de le modifier afin qu'il puisse prendre en compte plusieurs exutoires.

L'algorithme a été réécrit pour un lac à  $n$  sorties. Toutes les sorties ne se situant pas nécessairement au même niveau (**Figure 3.2**), il se peut que sous certaines conditions, il y ait un écoulement par certaines sorties mais pas par d'autres. On est donc obligé d'adapter l'algorithme en ne considérant plus une hauteur dont la référence est fixée sur le seuil, mais tous les seuils d'écoulement, la relation niveau/débit s'écrivant désormais en fonction de la différence entre le niveau d'eau et ces différents seuils :

$$\begin{cases} Q_s^i = C_i (N - z_i)^{k_i} & \text{si } N > z_i \\ Q_s^i = 0 & \text{sinon} \end{cases} \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (\text{Éq. 3.10})$$

$$Q_s^{\text{total}} = \sum_{i=1}^n Q_s^i \quad (\text{Éq. 3.11})$$

La section  $i$  ayant les caractéristiques  $C_i$  et  $k_i$  et voyant de l'eau s'écouler au-delà de la cote  $z_i$  à un débit  $Q_s^i$ .  $N$  est le niveau d'eau dans le lac.  $Q_s^{\text{total}}$  est le débit total sortant du lac, somme des débits sortant par les diverses sorties.

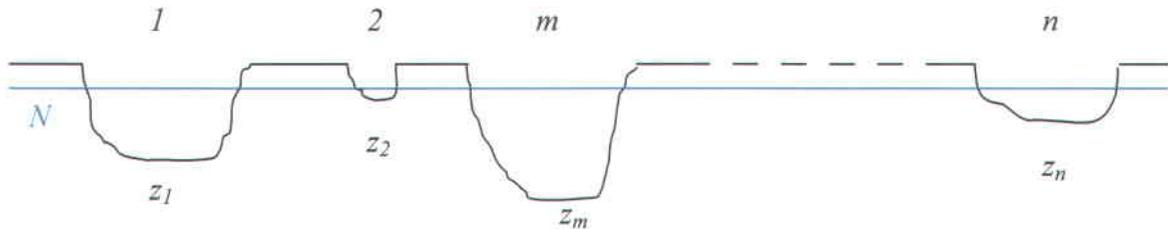


Figure 3.2 Exemple de lac à  $n$  sorties

Ainsi, au lieu de calculer des hauteurs d'eau, le programme calculera des niveaux, c'est-à-dire des altitudes. Il peut s'agir d'altitudes relatives ou absolues (par rapport au zéro des cartes). Le processus reste le même : détermination du niveau au pas de temps précédent, actualisation du niveau grâce à la méthode de Newton-Raphson du premier ordre, déduction du débit correspondant.

Pour calculer le niveau, il nous suffit d'utiliser une des  $n$  relations niveau/débit, les  $n$  débits  $Q_{s,t-\Delta t}^i$  sortant du lac au temps  $t-\Delta t$  étant connus. Mais il se peut que toutes les sorties ne contribuent pas à la vidange du lac. Par conséquent, nous utiliserons l'équation correspondant au seuil le plus bas, c'est-à-dire celle où le terme  $N-z_i$  est le plus élevé. Notons  $m$  cette section, on calculera donc le niveau comme étant égal à :

$$N = (Q_m / C_m)^{1/k_m} + z_m \quad (\text{Éq. 3.12})$$

L'équation à résoudre est ici :

$$f(N_t) = N_t - N_{t-\Delta t} + (Q_{s,t-\Delta t}^{total} + Q_{s,t}^{total} - Q_{e,t} - Q_{e,t-\Delta t}) \frac{\Delta t}{2A} \quad (\text{Éq. 3.13})$$

$N_t, N_{t-\Delta t}$  : niveaux du lac à la fin du pas de temps courant et du pas de temps précédent, respectivement;

$Q_{s,t}^{total}, Q_{s,t-\Delta t}^{total}$  : débits totaux sortants du lac à la fin du pas de temps courant et du pas de temps précédent, respectivement;

$Q_{e,t}, Q_{e,t-\Delta t}$  : débits entrants dans le lac à la fin du pas de temps courant et du pas de temps précédent, respectivement.

$Q_{s,t}^{total}$  est la somme des débits sortants par les  $n$  sorties au temps  $t$  :

$$Q_{s,t}^{total} = \sum_{i=1}^n C_i (N_t - z_i)^{k_i} \quad (\text{Éq. 3.14})$$

Le niveau  $N_{t-\Delta t}$  est donné par :

$$N_{t-\Delta t} = (Q_{m,t-\Delta t} / C_m)^{1/k_m} + z_m \quad (\text{Éq. 3.15})$$

Par la suite, on calcule une première approximation  $N_t^{(0)}$  de  $N_t$  par un bilan de masse avec débit sortant  $Q_{s,t}^{total}$  égal à  $Q_{s,t-\Delta t}^{total}$ .

$$N_t^{(0)} = N_{t-\Delta t} + \left( \frac{Q_{e,t} + Q_{e,t-\Delta t}}{2} - Q_{s,t-\Delta t}^{total} \right) \frac{\Delta t}{A} \quad (\text{Éq. 3.16})$$

Pour chaque valeur approchée  $N_t^{(j)}$  de  $N_t$ , on calcule  $f(N_t^{(j)})$  et sa dérivée  $f'(N_t^{(j)})$

$$f(N_t^{(j)}) = N_t^{(j)} - N_{t-\Delta t} + \left( Q_{s,t-\Delta t} + \sum_{i=1}^n C_i (N_t^{(j)} - z_i)^{k_i} - Q_{e,t} - Q_{e,t-\Delta t} \right) \frac{\Delta t}{2A} \quad (\text{Éq. 3.17})$$

$$f'(N_t^{(j)}) = \frac{\partial f}{\partial N_t}(N_t^{(j)}) = 1 + \left( \sum_{i=1}^n C_i k_i (N_t^{(j)} - z_i)^{k_i-1} \right) \frac{\Delta t}{2A} \quad (\text{Éq. 3.18})$$

Et la valeur du niveau est incrémentée de la même manière :

$$N_t^{(j+1)} = N_t^{(j)} - \frac{f(N_t^{(j)})}{f'(N_t^{(j)})} \quad \text{tant que } |\Delta h| = \left| \frac{f(N_t^{(j)})}{f'(N_t^{(j)})} \right| > \varepsilon \quad (\text{Éq. 3.19})$$

### 3.4 Prise en compte du laminage

Le programme ci-dessus prend en compte le laminage dans une certaine mesure, par le biais de la surface  $A$  : l'eau va se répartir sur toute cette surface. Mais tel qu'il est écrit, le programme ne prend pas en compte les variations de  $A$ , tant et si bien que le lac, quelle que soit son niveau, gardera la même superficie. La capacité de laminier n'évolue pas avec le niveau d'eau.

Pour faire varier  $A$  avec le niveau, l'ajout d'une fonction s'est avéré nécessaire. Cette dernière déduit la superficie inondée par interpolation linéaire à partir de « paliers de surface » définis à différents niveaux. Si le niveau  $N$  du lac est situé entre deux niveaux  $N_i$  et  $N_{i+1}$  pour lesquels les surfaces inondées respectives  $A_i$  et  $A_{i+1}$  sont connues, alors la surface inondée  $A$  est calculée par :

$$A = A_i + \frac{N - N_i}{N_{i+1} - N_i} (A_{i+1} - A_i) \quad (\text{Éq. 3.20})$$

Il existe également des méthodes analytiques pour trouver la surface ou le volume du lac en fonction de la profondeur (Nilsson *et al.*, 2008). Évidemment, il se peut que la bathymétrie du lac à modéliser soit inconnue, et que l'on ait seulement une idée de sa surface. La possibilité de simuler avec surface constante doit donc être conservée.

### 3.5 Condition initiale

Étant donné qu'à chaque pas de temps le programme a besoin du débit sortant au pas précédent, il est nécessaire de spécifier une condition initiale sur le débit ou le niveau d'eau. Dans la version actuelle d'HYDROTEL, qui utilisait des hauteurs sur seuil, les calculs démarraient avec une hauteur nulle et donc un débit sortant nul, ce qui ne saurait refléter la réalité : une forte erreur s'introduit dès le début du calcul, amplifiée par le phénomène de laminage dans le lac. Si, pour des simulations sur de longues périodes, cette erreur est relativement peu importante, ce n'est plus le cas pour des simulations à court terme, voire à moyen terme pour des réservoirs de grande capacité.

Il convient de démarrer la simulation avec un niveau initial donné. La solution qui s'impose naturellement est de fournir une valeur du niveau du lac au début de la simulation. Mais ceci n'est pas si simple (cette donnée n'est pas toujours accessible) et, dans un souci d'efficacité, représente une lourdeur puisque l'on demande une donnée d'entrée supplémentaire.

Une autre solution, plus simple, est de conserver l'idée de vacuité du réseau à  $t=0$ , ce qui signifie que l'on commence la simulation avec un niveau initial du lac égal à celui du seuil le plus bas (aucun débit sortant du lac). Pour limiter l'effet des conditions initiales, on a alors tout intérêt à utiliser une période de simulation plus longue que celle qui nous intéresse réellement, en avançant de plusieurs pas de temps la date de début de

simulation. Nous reviendrons sur ce point lors de l'application de la méthode au lac Ludger (**Partie 6**).

### **3.6 Cas où le niveau est trop bas pour alimenter les sorties**

Un lac ne peut jamais voir sa surface se positionner en-deçà du niveau du seuil le plus bas, sauf en cas de sécheresse et/ou de taux d'infiltration élevés. Or, il se peut toutefois que le programme nous donne un tel cas de figure.

Imaginons que le débit entrant dans le lac vienne à diminuer drastiquement : on a alors, sur un pas de temps, un fort débit de sortie non compensé par le débit entrant; en conséquence logique, le niveau calculé par le programme baisse... et il se peut qu'il baisse tellement qu'il devienne inférieur au niveau du seuil le plus bas, ce qui n'est pas compatible avec le fonctionnement d'HYDROTEL. En effet, évaporation et infiltration sont simulées à grandeur d'UHRH et ne permettent donc pas au niveau du lac de descendre plus bas que ce que l'hydraulique de surface lui permet. On s'assurera donc en tout temps que la différence entre le niveau du lac et le niveau du seuil le plus bas est toujours positive ou nulle.

Par conséquent, si, au cours d'un pas de temps donné, le programme calcule un niveau inférieur au niveau du seuil le plus bas, on attribue automatiquement la valeur du niveau du seuil le plus bas au niveau du lac à la fin du pas de temps concerné; les débits sortants du lac deviennent automatiquement nuls. Dans le cas d'une entrée manuelle du niveau initial, si ce dernier n'est pas supérieur au niveau du seuil le plus bas, on égalisera ces deux paramètres.

### 3.7 Interface utilisateur

L'interface entre l'utilisateur et le programme est présentée à la **Figure 3.3**. Toutes les grandeurs et les différents cas de figure présentés précédemment y apparaissent.

Nombre de sorties: 3

Niveau initial: 11

Déterminer le niveau initial automatiquement

Algorithme

Méthode CEQEAU

Méthode Bourdillon

Sorties

	Seuil d'écoulem...	Paramètre C	Paramètre k
1	12.000000	17.500000	1.500000
2	10.000000	22.000000	0.500000
3	11.000000	22.000000	0.500000

Niveaux

Surface constante: 200000

	Niveau	Surface
1		200000.000000
2		209999.984375
3		220499.968750
4		231524.953125
5		243101.187500

OK Annuler

Figure 3.3 Interface pour la simulation des écoulements dans les lacs à sorties multiples

### 3.8 Programme informatique

Le programme en langage C++ rédigé avec les conventions d'écriture du logiciel HYDROTEL, écrit par Philippe Boucher, stagiaire à l'INRS-ÉTÉ, d'après une version écrite sous Visual Basic, se trouve à l'**Annexe D** du présent rapport.

### 3.9 Résumé

La méthode utilisée dans HYDROTEL a donc été enrichie afin d'être capable de calculer les débits dans un lac possédant plusieurs sorties et de prendre en compte une variation de la surface inondée avec le niveau. D'autres éléments sources de problèmes rencontrés en faisant fonctionner le programme, tels que le niveau initial du lac ou une non-alimentation des sorties, ont également pu être abordés.

Dans la suite du mémoire, on appellera « HYDROTEL-modifiée » cette méthode.



## 4. Validation de l'algorithme

---

Pour vérifier que l'algorithme fonctionne bien, il faut le valider à l'aide d'exemples concrets. Dans ce chapitre, on utilise un exemple fictif sur un cas simple, dont la solution peut être vérifiée mathématiquement.

### 4.1 Utilisation d'un exemple théorique en régime stationnaire

On peut vérifier que le programme prend bien en compte les données et calcule des résultats cohérents vis-à-vis de la théorie grâce à un cas théorique simple en régime stationnaire : considérons un lac alimenté par un débit constant de  $20 \text{ m}^3/\text{s}$  provenant de la rivière en amont. Aucun écoulement latéral, provenant du sous-bassin du lac, n'est recensé.

Concrètement, on construit un tel cas de figure dans HYDROTEL grâce à un complexe de deux tronçons : le tronçon amont est défini comme « barrage avec historique », ce qui signifie qu'on contrôle en tout temps le débit qu'il relâche, débit défini dans le temps grâce à une station hydrométrique; le tronçon aval est le lac à sorties multiples. Ce cas est présenté à la **Figure 4.1**. La simulation sera réalisée avec cinq sorties. Deux sorties seront mises au même niveau et trois autres auront les mêmes paramètres  $C$  et  $k$ , afin de vérifier que l'égalité de ces paramètres pour plusieurs sorties ne pose pas problème. Les caractéristiques des cinq sections de sortie apparaissent au **Tableau 4.1**.

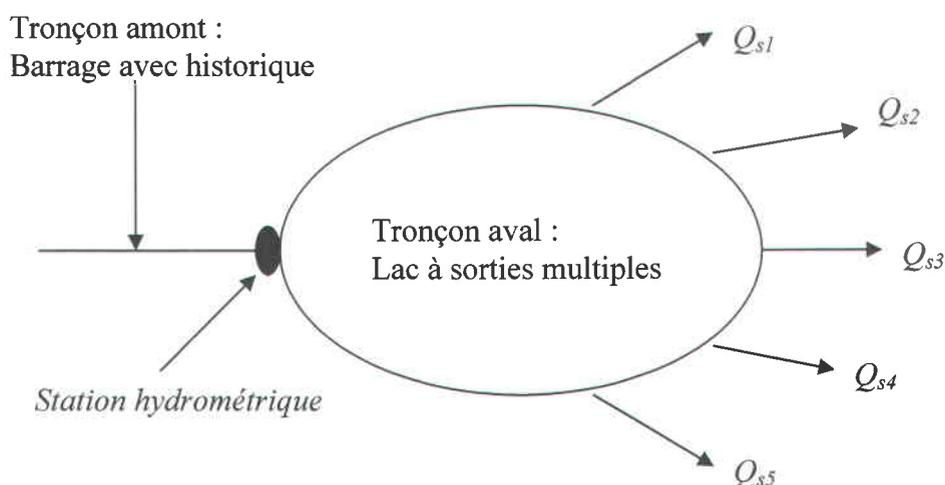


Figure 4.1 Tronçons utilisés dans HYDROTEL

Tableau 4.1 Caractéristiques des sections de sortie

Sortie	Seuil [m]	Paramètre C	Paramètre k
1	100,0	20	1,5
2	100,0	10	1,8
3	100,2	5	1,5
4	100,3	5	1,5
5	100,4	5	1,5

Pour s'assurer qu'il n'y ait aucun autre apport d'eau dans le lac, les précipitations et l'humidité de l'air sont fixées égales à zéro en tout temps. Le débit entrant dans le lac est entré dans le fichier correspondant à la station hydrométrique : on le prend égal à 20 m<sup>3</sup>/s. La surface est de 1 000 000 m<sup>2</sup>, ou 1 km<sup>2</sup>.

Le **Tableau 4.2** montre les résultats avec un pas de temps égal à trois heures. Le niveau initial du lac est égal au niveau du seuil le plus bas, soit 100 m.

On arrive à un régime stationnaire au bout de vingt pas de temps, avec un niveau du lac stabilisé à 100,684 m. Vérifions à présent si ces résultats correspondent à la théorie.

Tableau 4.2 Résultats de simulation stationnaire sur un lac à cinq sorties (HYDROTEL-modifiée)

Pas de temps	Débit amont [m <sup>3</sup> /s]	Débit sortant [m <sup>3</sup> /s]					Débit total sortant [m <sup>3</sup> /s]	Niveau du lac [m]
		1	2	3	4	5		
0	20	0	0	0	0	0	0	100
1	20	1,830	0,567	0,001	0	0	2,398	100,203
2	20	4,507	1,673	0,351	0,093	0	6,625	100,370
3	20	6,884	2,781	0,785	0,418	0,138	11,005	100,491
4	20	8,604	3,634	1,125	0,701	0,350	14,414	100,570
5	20	9,716	4,205	1,351	0,897	0,509	16,678	100,618
6	20	10,392	4,558	1,491	1,019	0,611	18,072	100,646
7	20	10,790	4,768	1,574	1,092	0,673	18,897	100,663
8	20	11,018	4,890	1,622	1,135	0,709	19,374	100,672
9	20	11,149	4,959	1,649	1,159	0,730	19,646	100,677
10	20	11,223	4,999	1,664	1,173	0,742	19,801	100,680
11	20	11,264	5,021	1,673	1,180	0,749	19,888	100,682
12	20	11,288	5,034	1,678	1,185	0,753	19,937	100,683
13	20	11,301	5,041	1,681	1,187	0,755	19,965	100,683
14	20	11,308	5,045	1,682	1,189	0,756	19,980	100,684
15	20	11,313	5,047	1,683	1,190	0,757	19,989	100,684
16	20	11,315	5,048	1,684	1,190	0,757	19,994	100,684
17	20	11,316	5,049	1,684	1,190	0,757	19,997	100,684
18	20	11,317	5,049	1,684	1,190	0,757	19,998	100,684
19	20	11,317	5,050	1,684	1,190	0,757	19,999	100,684
20	20	11,317	5,050	1,684	1,190	0,757	19,999	100,684
21	20	11,318	5,050	1,684	1,190	0,757	20,000	100,684
22	20	11,318	5,050	1,684	1,190	0,757	20,000	100,684
23	20	11,318	5,050	1,684	1,190	0,757	20,000	100,684

En régime stationnaire, la somme des débits sortant du lac est égale au débit y entrant. Soit, en remplaçant les paramètres par leurs valeurs respectives,  $N$  étant le niveau du lac :

$$20(N - 100)^{1,5} + 10(N - 100)^{1,8} + 5(N - 100,2)^{1,5} + 5(N - 100,3)^{1,5} + 5(N - 100,4)^{1,5} = 20$$

Ou encore :

$$f(N) = 4(N - 100)^{1,5} + 2(N - 100)^{1,8} + (N - 100,2)^{1,5} + (N - 100,3)^{1,5} + (N - 100,4)^{1,5} - 4 = 0 \quad (\text{Éq. 4.1})$$

L'équation (4.1) peut être résolue grâce à une méthode de Newton-Raphson du premier ordre. Le calcul de sa dérivée  $f'$  est nécessaire :

$$f'(N) = 6(N - 100)^{1,5} + 3,6(N - 100)^{1,8} + 1,5(N - 100,2)^{1,5} + 1,5(N - 100,3)^{1,5} + 1,5(N - 100,4)^{1,5} \quad (\text{Éq. 4.2})$$

On prend comme valeur de départ  $N_0 = 100,5$ . Dans le **Tableau 4.3** apparaît le cheminement pour arriver à la convergence de la méthode (correction négligeable).

**Tableau 4.3 Application de la méthode de Newton-Raphson au calcul du niveau**

Itération	$N [m]$	$F(N)$	$f'(N)$	Correction [m]	Niveau corrigé [m]
1	100,500	-1,726	8,277	-0,209	100,709
2	100,709	0,256	10,644	0,024	100,684
3	100,684	0,003	10,396	$< 10^{-3}$	

On voit que le résultat est ici de 100,684 m pour le niveau, comme dans la simulation HYDROTEL. Les débits correspondants, calculés grâce aux cinq relations niveau/débit, sont donc également les mêmes, comme on peut le voir au **Tableau 4.4**. Ceci valide la méthode en régime stationnaire.

**Tableau 4.4 Valeur des débits sortants**

Sortie	Débit [ $m^3/s$ ]
1	11,31
2	5,05
3	1,68
4	1,19
5	0,76

## 4.2 Détermination d'un critère de convergence

Le cas théorique explicité ci-dessus permet de mettre en lumière un aspect important du problème : on peut observer des oscillations avant obtention du régime stationnaire. Ce cas apparaît notamment lorsque l'on diminue la superficie du plan d'eau. La **Figure 4.2** montre l'hydrogramme obtenu à la sortie du lac avec le même débit amont que précédemment ( $20 m^3/s$ ), mais avec une superficie de  $10\ 000 m^2$  au lieu de  $1 km^2$ . On

travaille avec une seule sortie active, en l'occurrence la n°1 (les caractéristiques des autres sorties ne sont pas portées dans l'interface).

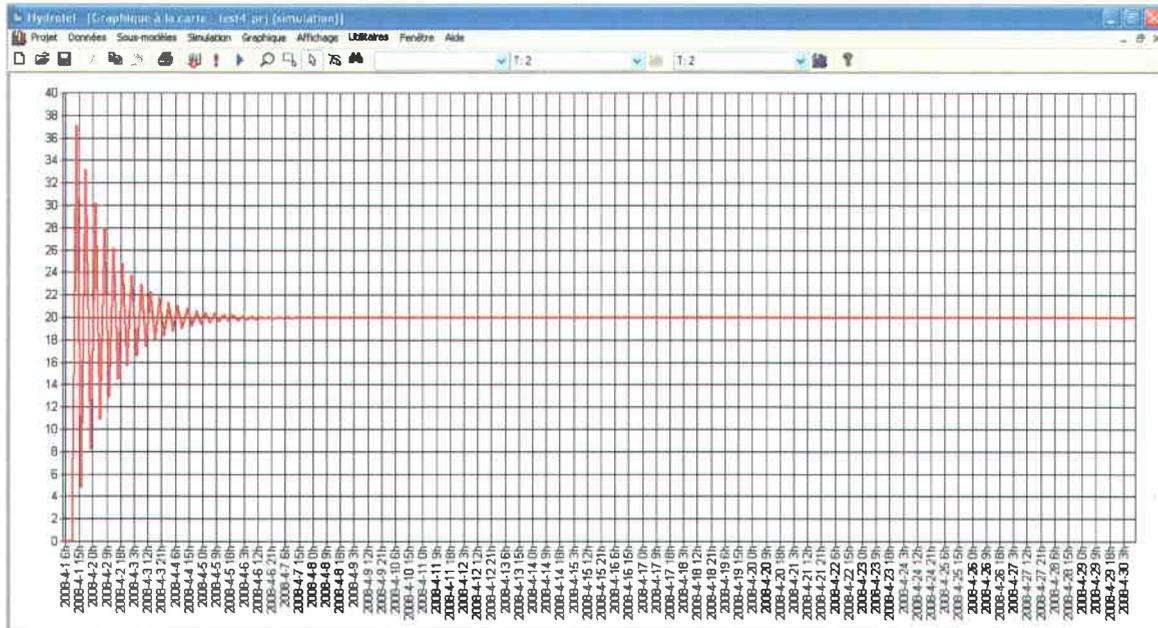


Figure 4.2 Hydrogramme pour un lac de 10 000 m<sup>2</sup>

Le premier débit sortant du lac est de 37,2 m<sup>3</sup>/s, ce qui est bien supérieur aux 20 m<sup>3</sup>/s. En fait, tout se passe comme si, sur le premier pas de temps, le lac emmagasinait de l'eau qui ne sort qu'à partir de la fin dudit pas de temps. À ce moment-là, on a alors un très fort débit (dû à un niveau élevé) qui provoque l'expulsion d'un très grand volume d'eau sur le second pas de temps. Le niveau diminue alors, et on a un débit beaucoup plus faible à la fin du second pas de temps, d'où accumulation d'eau sur le troisième pas de temps, et ainsi de suite. Ce problème d'oscillations est dû à une discontinuité dans la valeur du débit : ici, on a imposé un débit entrant de 20 m<sup>3</sup>/s au début de la séquence alors qu'à  $t = 0$  aucun débit ne sort du lac.

On peut donc penser que les valeurs du triplet (variation du débit entrant; superficie du lac; pas de temps) ne peuvent être indépendantes les unes des autres. Un critère doit exister pour que l'on soit certain de ne pas observer ces oscillations qui peuvent se répercuter sur l'ensemble du réseau en aval.

Ce problème d'oscillations avec la méthode de Crank-Nicholson est un cas courant, qui s'observe en cas de discontinuité (Smith, 1985), comme c'est ici le cas.

Pour trois superficies de lac (10 000, 100 000 et 1 000 000 m<sup>2</sup>), et pour des débits amont de 1, 2, 5, 10, 20, 50 et 100 m<sup>3</sup>/s, on a noté le pas de temps maximum qui ne fait pas osciller le système au début de la simulation, là où apparaît la discontinuité. Le critère retenu ici est que le débit à l'issue du premier pas de temps ne doit pas être plus de 1 % supérieur au débit amont. Les résultats apparaissent au **Tableau 4.5**.

**Tableau 4.5 Pas de temps maximum ne créant pas d'oscillations dans l'hydrogramme aval**

Débit amont [m <sup>3</sup> /s]	Pas de temps maximum sans oscillation [heures]		
	A = 10 000 m <sup>2</sup>	A = 100 000 m <sup>2</sup>	A = 1 000 000 m <sup>2</sup>
1	0,76	7,6	76,6
2	0,60	6,0	60,8
5	0,44	4,4	44,8
10	0,35	3,5	35,5
20	0,28	2,8	28,2
50	0,20	2,0	20,8
100	0,17	1,6	16,6

Le facteur 10 existant d'une superficie à l'autre semble se retrouver dans la valeur des pas de temps. Sur la **Figure 4.3**, on a tracé en double échelle logarithmique le pas de temps *versus* le débit amont pour les trois superficies étudiées.

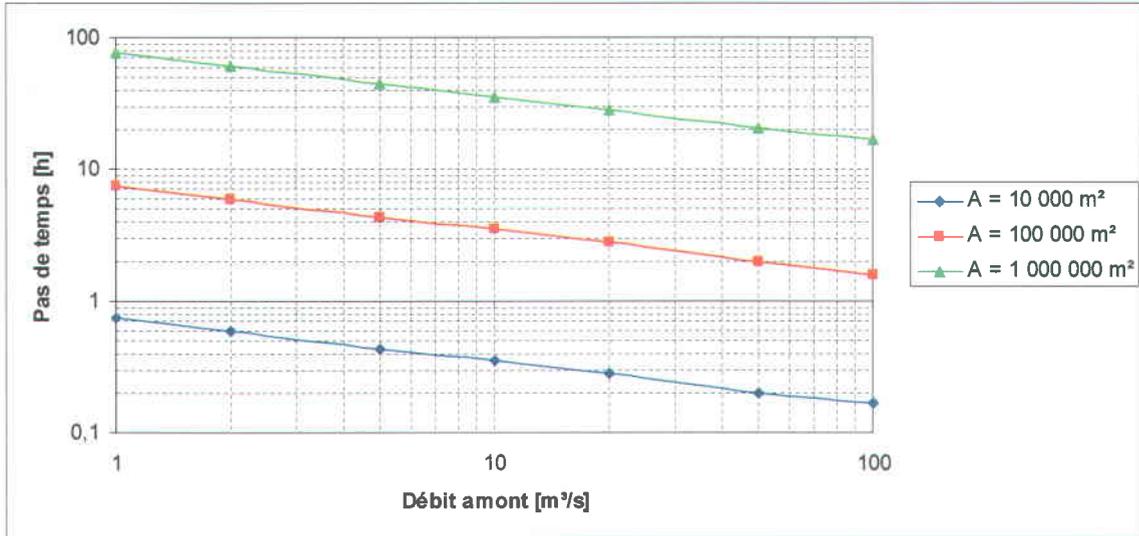


Figure 4.3 Valeur du pas de temps maximum en fonction du débit pour différentes surfaces

Les équations de ces trois courbes sont :

$$\text{Pour } A = 10\,000 \text{ m}^2 : \log(\Delta t) = -0,33\log(\Delta Q) - 0,12$$

$$\text{Pour } A = 100\,000 \text{ m}^2 : \log(\Delta t) = -0,33\log(\Delta Q) + 0,88$$

$$\text{Pour } A = 1\,000\,000 \text{ m}^2 : \log(\Delta t) = -0,33\log(\Delta Q) + 1,88$$

Finalement, l'expression générale des équations de ces trois courbes est :

$$\log(\Delta t) = \log((\Delta Q)^{-1/3}) + \log(A) - 4,12 = \log((\Delta Q)^{-1/3}) + \log(A) - \log(13183)$$

$$\log(\Delta t) = \log \frac{A}{13183(\Delta Q)^{1/3}} \quad (\text{Éq. 4.3})$$

La condition sur  $\Delta t$  est donc, selon qu'on l'exprime en heures ou en secondes :

$$\Delta t < \frac{A}{13183(\Delta Q)^{1/3}} [\text{heures}] \quad (\text{Éq. 4.4a})$$

$$\Delta t < \frac{A}{3,66(\Delta Q)^{1/3}} [\text{secondes}] \quad (\text{Éq. 4.4b})$$

Une valeur sécuritaire semble être :

$$\Delta t < \frac{A}{4(\Delta Q)^{1/3}} [\text{secondes}] \quad (\text{Éq. 4.5})$$

On a ici travaillé en régime permanent avec simplement une discontinuité au début de la simulation (imposition d'un débit de 20 m<sup>3</sup>/s à  $t = 0$ ). En régime non stationnaire, c'est lors d'une brusque augmentation ou diminution de débit sur un pas de temps que les oscillations peuvent se produire : la valeur de  $\Delta Q$  doit être remplacée par  $(\Delta Q)_{max}$ , qui est égal à la discontinuité maximale en valeur absolue au cours de la séquence de simulation  $|Q_{e,t} - Q_{e,t-\Delta t}|_{max}$ .

### 4.3 Validation sur un cas réel

Le cas du lac en Croix a été utilisé pour valider l'approche présentée ci-dessus. Cependant, cet exemple s'est révélé insatisfaisant, dans la mesure où il était impossible de connaître le débit entrant dans le lac, et les débits qui en sortaient étaient très faibles, donc soumis à de très grandes erreurs de mesure. On a pu y vérifier que le logiciel recréait bien le partage des débits aux deux exutoires, mais on n'a pas pu faire de simulations sur de longues séries temporelles, ne connaissant pas les débits entrants. Cet exemple est développé à l'**Annexe E**.

## 4.4 Conclusion

Le logiciel a montré qu'il était capable de reproduire le partage des débits entre deux sorties d'après les conditions fixées par les relations niveau/débit. En revanche, il est impossible d'affirmer à ce stade du travail qu'il reproduit bien les écoulements en lac, car on n'a pas pu tester le laminage de l'écoulement.

Cet aspect fera l'objet d'une étude à part, dans la **Partie 6** du présent mémoire, où cette méthode sera comparée avec celle issue du logiciel CEQUEAU (Morin et Paquet, 2007).



## 5. Méthode utilisée par le logiciel CEQUEAU

---

CEQUEAU (Morin et Paquet, 2007) est un autre outil de modélisation hydrologique développé à l'INRS-ETE antérieurement à HYDROTEL. Il s'agit d'un modèle déterministe distribué qui prend en compte les caractéristiques physiographiques du bassin versant et leurs variations dans l'espace et le temps grâce à un découpage du bassin versant en éléments carrés – les « carreaux entiers » – eux-mêmes subdivisés par les lignes de partage des eaux pour former des « carreaux partiels ».

On n'utilisera pas directement le logiciel CEQUEAU ici; en fait, c'est la méthode qu'il utilise qui sera reprogrammée dans HYDROTEL à des fins de comparaison des résultats.

### 5.1 Fonctionnement de l'algorithme

Pour la vidange des lacs, CEQUEAU utilise les mêmes équations qu'HYDROTEL (bilan de masse et relation niveau/débit), mais les résout en utilisant la méthode de Goodrich (1931, cité par Morin et Paquet, 2007) : le débit évacué est exprimé comme une fonction polynomiale (de degré inférieur à 5) du volume  $V_t$  dans le lac au temps  $t$ , et on obtient une équation du type :

$$\frac{2V_t}{\Delta t} + f(V_t) - \alpha = 0 \quad (\text{Éq. 5.1})$$

où  $\alpha$ , connu, dépend des conditions au pas de temps précédent et des apports.

Cette équation est résolue par dichotomie sur un intervalle qui doit être déterminé à chaque pas de temps.

En fait, il s'agit ici d'un bilan de masse :

$$\frac{V_t - V_{t-\Delta t}}{\Delta t} = \frac{Q_{e,t} + Q_{e,t-\Delta t}}{2} - \frac{Q_{s,t} + Q_{s,t-\Delta t}}{2} \quad (\text{Éq. 5.2})$$

On regroupe les termes inconnus ( $V_t$  et  $Q_{s,t}$ ) :

$$\frac{2V_t}{\Delta t} + Q_{s,t} = \frac{2V_{t-\Delta t}}{\Delta t} - Q_{s,t-\Delta t} + Q_{e,t} + Q_{e,t-\Delta t} \quad (\text{Éq. 5.3})$$

Or  $V_t$  et  $Q_{s,t}$  sont tous deux reliés au niveau du lac de manière univoque. On peut donc construire un tableau nous donnant ces valeurs pour différents niveaux du lac (**Tableau 5.1**). Les données inscrites dans ce tableau sont inspirées d'un exemple proposé par Morin (2007).

**Tableau 5.1** Calcul des termes de l'équation (5.3) pour différentes cotes

Cote [m]	Surface [m <sup>2</sup> ]	Volume [m <sup>3</sup> ]	Débit par sortie [m <sup>3</sup> /s]		Débit total [m <sup>3</sup> /s]	V/ Δt [m <sup>3</sup> /s]	2V/ Δt - Q <sub>s</sub> [m <sup>3</sup> /s]	2V/ Δt + Q <sub>s</sub> [m <sup>3</sup> /s]
			1	2				
1	200000		0	0	0			
2	210000	205000	0	0	0	28,5	57,0	57,0
3	220500	420250	0	0	0	58,4	116,8	116,8
4	231525	646263	0	0	0	89,8	179,6	179,6
5	243101	883576	0	0	0	122,7	245,4	245,4
6	255256	1132754	0	0	0	157,3	314,6	314,6
7	268019	1394392	0	0	0	193,7	387,4	387,4
8	281420	1669112	0	0	0	231,8	463,6	463,6
9	295491	1957567	0	0	0	271,9	543,8	543,8
10	310266	2260446	0	0	0	314,0	628,0	628,0
11	325779	2578468	0	22	22	358,1	694,2	738,2
12	342068	2912391	0	32	32	404,5	777,0	841,0
13	359171	3263011	18	39	57	453,2	849,4	963,4
14	377130	3631161	50	45	95	504,3	913,6	1103,6
15	395986	4017720	91	50	141	558,0	975,0	1257,0

À l'aide de ce tableau, on peut calculer les termes de l'équation (5.3) à partir de la connaissance de la cote de la surface du lac et des relations niveau/débit aux sorties. Inversement, on peut déduire la cote voire un autre terme en partant d'un terme donné. Il suffit d'appliquer une interpolation linéaire.

Le procédé de calcul va donc être le suivant :

- Au premier pas de temps : calcul de  $\frac{2V}{\Delta t} - Q_s$ , grâce à une interpolation dans le **Tableau 5.1** d'après la valeur du niveau initial;
- À partir du deuxième pas de temps : calcul des apports  $Q_{e,t} + Q_{e,t-\Delta t}$ ;
- Calcul de  $\frac{2V}{\Delta t} + Q_s$  au pas de temps courant, par sommation des apports et de la valeur de  $\frac{2V}{\Delta t} - Q_s$  au pas de temps précédent;
- Déduction de la cote de la surface libre par interpolation dans le **Tableau 5.1**;
- Déduction du débit à chaque sortie et du débit total par le même principe d'interpolation;
- Calcul de la valeur de  $\frac{2V}{\Delta t} - Q_s$  au pas de temps courant, en soustrayant deux fois la valeur du débit total sortant à la valeur au pas de temps courant de  $\frac{2V}{\Delta t} + Q_s$ .

Les résultats sont présentés sous la forme d'un tableau, qui peut prendre la forme du **Tableau 5.2**. Le débit calculé ici est le débit total, somme des deux débits sortants. Si l'on veut connaître chacun de ces deux débits, il suffit de faire une interpolation sur leurs valeurs au lieu de  $Q_s$ .

**Tableau 5.2** Calcul des débits - En bleu : addition ou soustraction - En rouge : interpolation

Temps [h]	Apport [m <sup>3</sup> /s]	$Q_{e,t} + Q_{e,t-\Delta t}$ [m <sup>3</sup> /s]	$\frac{2V}{\Delta t} - Q_s$ [m <sup>3</sup> /s]	$\frac{2V}{\Delta t} + Q_s$ [m <sup>3</sup> /s]	Cote [m]	$Q_s$ [m <sup>3</sup> /s]
0	30		483,7		8,25	
2	30	60	543,7	543,7	9,00	0
4	40	70	613,7	613,7	9,83	0
6	60	100	679,3	713,7	10,78	17,2
8	80	140	759,5	819,3	11,79	29,9
10	110	190	840,9	949,5	12,89	54,3
12	140	250	907,7	1090,9	13,91	91,6

## 5.2 Données nécessaires

Pour faire fonctionner ce programme, il est nécessaire de connaître la variation du volume emmagasiné par le lac en fonction du niveau auquel sa surface se positionne. Or, il est peu commun (sauf dans le cas de barrages utilisés à des fins de régularisation) que l'on connaisse avec précision ce type de données. Il est plus courant d'avoir un profil bathymétrique avec courbes de niveau et dans ce cas, il est facile d'en déduire la courbe de la superficie inondée  $A$  en fonction du niveau. De là, on en déduit le volume par une intégrale qui se transforme en somme : par exemple, pour trouver le volume  $V_j$  à la ligne de niveau  $j$  :

$$V_j = V(h_0) + \sum_{i=1}^j (h_i - h_{i-1}) \frac{A_i + A_{i-1}}{2} \quad (\text{Éq. 5.4})$$

$h_0$  étant la hauteur de référence.

Pour une hauteur  $h$  située entre les lignes  $j$  et  $j+1$ , le volume  $V$  est calculé par interpolation linéaire de la surface :

$$V(h_j < h < h_{j+1}) = V_j + (h - h_j) \frac{A_j + A_{j+1}}{2} \quad (\text{Éq. 5.5})$$

Une question importante est de savoir le véritable effet du volume du lac sur l'écoulement : est-il vraiment nécessaire de bien connaître la courbe de volume du lac en fonction de la profondeur, et ce jusqu'au plus profond? Reprenons les calculs précédents avec un lac dont le volume a été augmenté d'une valeur fixe (qui ne varie pas avec le niveau d'eau dans le lac)  $\Delta V$ .  $\Delta V$  peut représenter une augmentation du volume due, par exemple, à la présence d'une fosse dans le fond du lac. L'équation (6.3) devient, pour un lac de volume  $V + \Delta V$  :

$$\frac{2(V + \Delta V)_t}{\Delta t} + Q_{s,t} = \frac{2(V + \Delta V)_{t-\Delta t}}{\Delta t} - Q_{s,t-\Delta t} + Q_{e,t} + Q_{e,t-\Delta t} \quad (\text{Éq. 5.6})$$

Donc :

$$\frac{2V_t}{\Delta t} + Q_{s,t} + \frac{2(\Delta V)_t}{\Delta t} = \frac{2V_{t-\Delta t}}{\Delta t} - Q_{s,t-\Delta t} + Q_{e,t} + Q_{e,t-\Delta t} + \frac{2(\Delta V)_{t-\Delta t}}{\Delta t} \quad (\text{Éq. 5.7})$$

Mais  $\Delta V$  est constant, donc  $(\Delta V)_t = (\Delta V)_{t-\Delta t}$ , et on retrouve donc l'équation (5.3). Le volume  $\Delta V$  de la fosse n'a donc aucune importance.

Ceci est important, car cela signifie que nous pouvons le faire dans le sens inverse, c'est-à-dire en *soustrayant* du volume : si nous avons une bonne idée des niveaux supérieur et inférieur entre lesquels la surface du lac va se situer lors d'une simulation, alors nous pouvons nous contenter de spécifier les surfaces qui correspondent à la gamme de niveaux qu'ils définissent.

Par exemple, pour un lac dont on sait que le niveau va fluctuer entre 150,3 et 151,8 m et dont on connaît les courbes bathymétriques à tous les mètres, on peut se contenter de fournir au programme les valeurs de la surface du lac aux niveaux 150, 151 et 152 m. Les calculs de débits n'en seront aucunement changés.

### 5.3 Cas où le niveau devient inférieur au seuil le plus bas

Si le programme calcule un niveau inférieur au seuil le plus bas, on attribue automatiquement la valeur du seuil au niveau du lac. La valeur de  $2V/\Delta t - Q_s$  correspondante est directement cherchée dans le tableau et utilisée au pas de temps suivant.

## **5.4 Laminage à surface constante**

Dans le cas où l'on souhaite réaliser une simulation à surface constante quelle que soit le niveau (peu d'expansion horizontale possible pour le plan d'eau, simulation à très court terme, manque de données bathymétriques...), il va tout de même y avoir un laminage puisque le volume du lac va augmenter ou diminuer selon le débit entrant. Cette option est donc prévue dans le programme.

Néanmoins, pour calculer les différentes grandeurs qui apparaissent au **Tableau 5.1**, on a besoin de mettre en place une gamme de niveaux. On peut la « fabriquer », par exemple en prenant, comme premier niveau, le niveau du seuil le plus bas moins 5 mètres, et comme niveau du seuil le plus haut plus 3 mètres. On prendra en fait les parties entières des niveaux ainsi générés pour plus de cohérence, et un tableau sera construit par le programme dans l'interface.

## **5.5 Condition initiale**

Comme dans la méthode HYDROTEL-modifiée, la condition initiale porte sur le niveau du lac. En son absence, une valeur par défaut égale au seuil d'écoulement le plus bas (aucun écoulement) sera utilisée.

## **5.6 Présentation de l'interface utilisateur**

L'interface est la même que celle utilisée dans la méthode HYDROTEL-modifiée (**Figure 3.3**). Il suffit simplement de sélectionner « méthode CEQUEAU », les données d'entrée étant strictement les mêmes.

## 5.7 Programme informatique

Le programme en langage C++ rédigé avec les conventions d'écriture du logiciel HYDROTEL est consigné à l'**Annexe D** du présent rapport.

## 5.8 Vérification de l'algorithme sur un exemple théorique

On va ici faire le même exercice que celui réalisé avec la méthode HYDROTEL-modifiée, à savoir : simulation en régime permanent dans un lac à cinq sorties ayant une superficie de 1 km<sup>2</sup>. Les caractéristiques des sections de sortie (seuil d'écoulement, paramètres  $C$  et  $k$ ) sont présentées au **Tableau 4.1**. Avec la méthode HYDROTEL-modifiée, on trouvait que le niveau se stabilisait à la cote 100,684.

Pour la méthode CEQUEAU, les résultats apparaissent au **Tableau 5.3**. Le débit entrant est de 20 m<sup>3</sup>/s. On se retrouve dans la même situation qu'avec la méthode HYDROTEL-modifiée : le débit évacué, partagé entre cinq sorties, est égal au débit entrant; on retrouve la même valeur pour le niveau : 100,684 m. Les relations niveau/débit étant les mêmes, on retrouve bien les mêmes débits en sortie.

**Tableau 5.3 Résultats de simulation stationnaire sur un lac à cinq sorties (CEQUEAU)**

Pas de temps	Débit amont [m <sup>3</sup> /s]	Débit sortant [m <sup>3</sup> /s]					Débit total sortant [m <sup>3</sup> /s]	Niveau du lac [m]
		1	2	3	4	5		
0	20	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	100,000
1	20	1,509	0,450	0,000	0,000	0,000	1,959	100,179
2	20	3,959	1,432	0,261	0,039	0,000	5,690	100,340
3	20	6,391	2,543	0,691	0,342	0,087	10,055	100,467
4	20	8,296	3,478	1,063	0,648	0,309	13,794	100,556
5	20	9,566	4,127	1,320	0,870	0,487	16,369	100,612
6	20	10,336	4,529	1,479	1,009	0,603	17,956	100,644
7	20	10,779	4,763	1,571	1,090	0,671	18,874	100,662
8	20	11,025	4,893	1,623	1,136	0,710	19,388	100,672
9	20	11,160	4,965	1,651	1,161	0,732	19,669	100,678
10	20	11,233	5,004	1,667	1,175	0,744	19,822	100,681
11	20	11,272	5,025	1,675	1,182	0,750	19,904	100,682
12	20	11,293	5,037	1,679	1,186	0,753	19,949	100,683
13	20	11,305	5,043	1,682	1,188	0,755	19,972	100,684
14	20	11,311	5,046	1,683	1,189	0,756	19,985	100,684
15	20	11,314	5,048	1,684	1,190	0,757	19,992	100,684
16	20	11,316	5,049	1,684	1,190	0,757	19,996	100,684
17	20	11,317	5,049	1,684	1,190	0,757	19,998	100,684
18	20	11,317	5,050	1,684	1,190	0,757	19,999	100,684
19	20	11,318	5,050	1,684	1,190	0,757	19,999	100,684
20	20	11,318	5,050	1,684	1,190	0,757	20,000	100,684
21	20	11,318	5,050	1,684	1,190	0,757	20,000	100,684

### 5.9 Convergence de l'algorithme

En continuant sur ce même exemple théorique, on a effectué, comme avec la méthode HYDROTEL-modifiée, une simulation sur un lac de plus petites dimensions, en l'occurrence de 10 000 m<sup>2</sup>. Les résultats en termes de débit sortant apparaissent sur la **Figure 5.1**; le débit entrant dans le lac est de 20 m<sup>3</sup>/s, le pas de temps est de trois heures et on ne fonctionne qu'avec une seule sortie (la première).

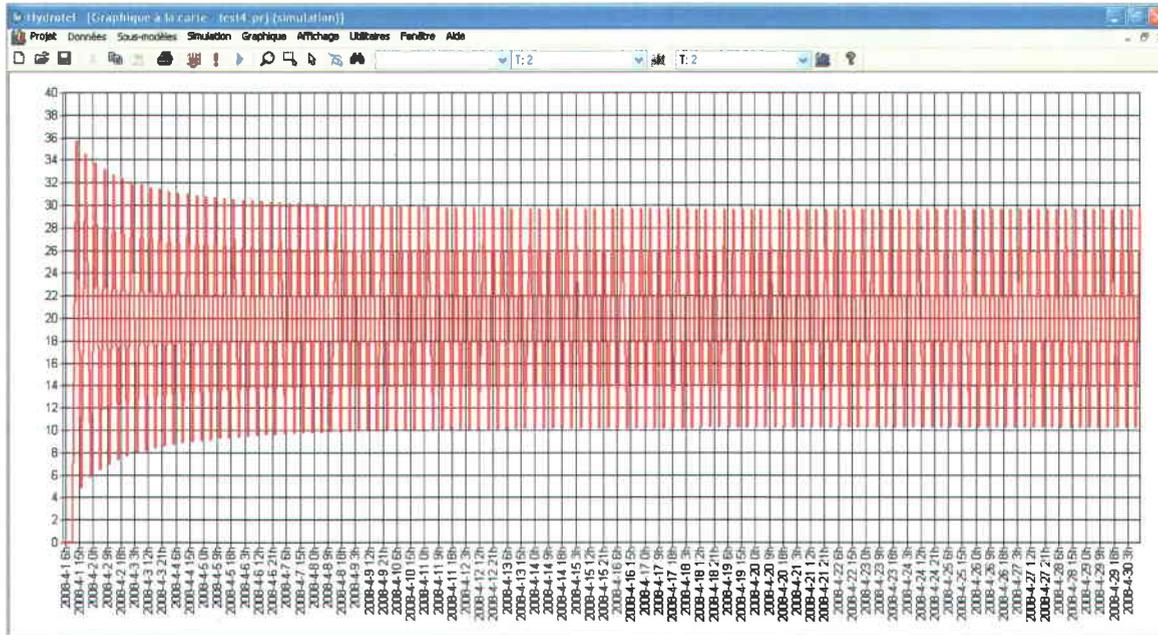


Figure 5.1 Hydrogramme pour un lac de 10 000 m<sup>2</sup> – Q<sub>e</sub> = 20 m<sup>3</sup>/s

On voit clairement sur ce graphique qu'il n'y a pas convergence. La valeur du débit sortant du lac oscille entre 10 et 30 m<sup>3</sup>/s. Il se passe ici la même chose qu'avec la méthode HYDROTEL-modifiée : une grande accumulation d'eau se produit lors du premier pas de temps, générant un débit aval important sur le deuxième pas de temps, forçant le niveau du lac à s'abaisser, et ainsi de suite.

La question est de savoir pourquoi, à l'inverse de la méthode HYDROTEL-modifiée, la méthode CEQUEAU ne converge pas dans ce cas. On se situe dans un cas où la surface  $A$  du lac est faible et le pas de temps  $\Delta t$  est grand. Par conséquent, la différence existant entre le volume  $V_t$  du lac au pas de temps  $t$  et le volume  $V_{t-\Delta t}$  au pas de temps  $t-\Delta t$  ne peut être importante (elle est en fait égale à  $(h_t - h_{t-\Delta t})A$ ). Si l'on divise ces deux volumes par  $\Delta t$ , la différence devient très faible :

$$\frac{V_t}{\Delta t} \approx \frac{V_{t-\Delta t}}{\Delta t}$$

En remplaçant dans l'équation (5.3), on arrive à l'égalité des débits entrant et sortant :

$$Q_{s,t} + Q_{s,t-\Delta t} = Q_{e,t} + Q_{e,t-\Delta t} = 40 [m^3 / s]$$

$Q_{s,t}$  est donc le complément à 40 de  $Q_{s,t-\Delta t}$ . Ce qui est vrai au pas de temps  $t$  l'étant aussi au pas de temps  $t+\Delta t$ ,  $Q_{s,t+\Delta t}$  est donc le complément à 40 de  $Q_{s,t}$  et est donc égal à  $Q_{s,t-\Delta t}$  avec néanmoins une légère correction due à la variation du volume. C'est donc pourquoi on « tourne en rond » entre des valeurs de débit de 10 et 30 m<sup>3</sup>/s.

Comme pour la méthode HYDROTEL-modifiée, on a relevé, pour différentes valeurs de la surface du lac (10 000, 100 000 et 1 000 000 m<sup>2</sup>) et du débit (1, 2, 5, 10, 20, 50 et 100 m<sup>3</sup>/s) la valeur du pas de temps ne donnant pas d'oscillations dans l'hydrogramme aval (débit à la fin du premier pas de temps ne dépassant pas de plus de 10 % le débit entrant). Les résultats figurent dans le **Tableau 5.4**. Pour des valeurs de débit de 1 et 2 m<sup>3</sup>/s, les résultats apparaissent comme étant inconditionnellement stables : on n'observe pas d'oscillation dans l'hydrogramme aval quelle que soit la valeur du pas de temps.

**Tableau 5.4 Pas de temps maximum ne créant pas d'oscillations dans l'hydrogramme aval**

Débit amont [m <sup>3</sup> /s]	Pas de temps maximum sans oscillation [heures]		
	$A = 10\ 000\ m^2$	$A = 100\ 000\ m^2$	$A = 1\ 000\ 000\ m^2$
5	1,10	11,1	110,4
10	0,48	4,8	48,1
20	0,28	2,8	28,3
50	0,21	2,1	21,1
100	0,16	1,6	16,5

À la **Figure 5.2**, on a tracé en échelle logarithmique le pas de temps maximum en fonction du débit.

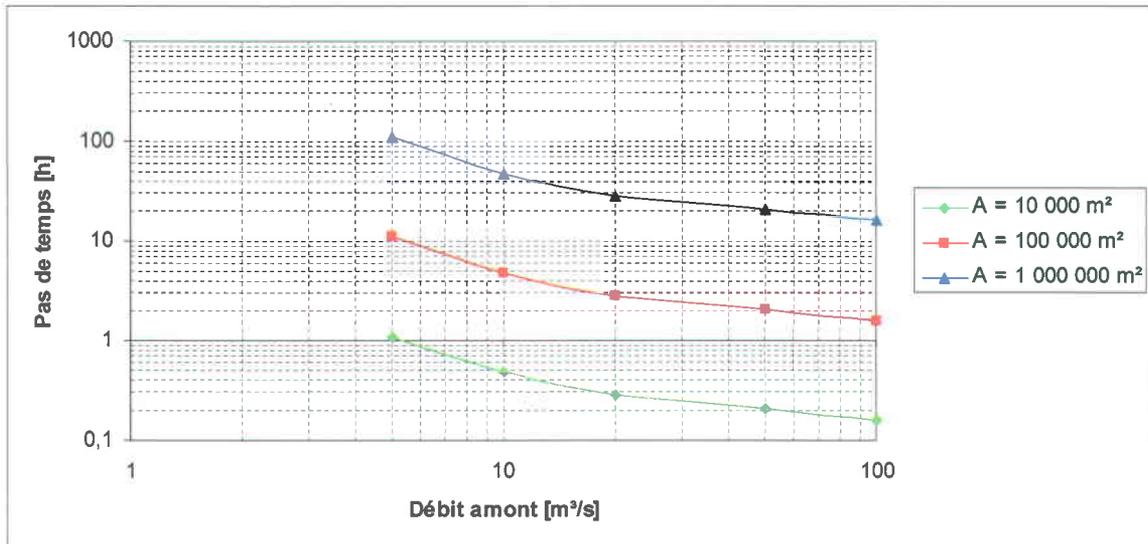


Figure 5.2 Valeur du pas de temps maximum en fonction du débit pour différentes surfaces

On va chercher, comme pour la méthode HYDROTEL-modifiée, à obtenir les équations correspondant à ces points. Bien que cela induise une erreur, on va utiliser une régression linéaire de manière à obtenir un critère similaire à celui de la méthode HYDROTEL-modifiée :

$$\text{Pour } A = 10\,000 \text{ m}^2 : \log(\Delta t) = -0,6\log(\Delta Q) + 0,35$$

$$\text{Pour } A = 100\,000 \text{ m}^2 : \log(\Delta t) = -0,6\log(\Delta Q) + 1,35$$

$$\text{Pour } A = 1\,000\,000 \text{ m}^2 : \log(\Delta t) = -0,6\log(\Delta Q) + 2,35$$

Ce qui donne une expression générale :

$$\log(\Delta t) = -0,6\log(\Delta Q) + \log(A) - 3,65 = \log((\Delta Q)^{-0,6}) + \log(A) - \log(4467)$$

$$\log(\Delta t) = \log \frac{A}{4467(\Delta Q)^{0,6}} \quad (\text{Éq. 5.8})$$

Le critère pour ne pas obtenir d'oscillation serait donc, ici :

$$\Delta t < \frac{A}{4467(\Delta Q)^{0,6}} [\text{heures}] \quad (\text{Éq. 5.9a})$$

$$\Delta t < \frac{A}{1,24(\Delta Q)^{0,6}} [\text{secondes}] \quad (\text{Éq. 5.9b})$$

Une valeur sécuritaire pourrait être :

$$\Delta t < \frac{A}{1,5(\Delta Q)^{0,6}} [\text{secondes}] \quad (\text{Éq. 5.10})$$

Pour les faibles débits, cette formule donne une erreur importante (0,70 h contre 1,10 h pour un débit de 5 m<sup>3</sup>/s et une superficie de 10 000 m<sup>2</sup>, par exemple). Cette erreur confère néanmoins une certaine sécurité, dans la mesure où la valeur du pas de temps critique calculée est alors inférieure à ce qu'elle est expérimentalement.

Le **Tableau 5.4** le montre, la méthode CEQUEAU permet de faire des simulations avec des pas de temps plus importants que la méthode HYDROTEL-modifiée sans obtenir d'oscillation dans l'hydrogramme aval. On pourrait donc conseiller le critère suivant pour choisir la méthode, en rappelant que  $\Delta Q$  doit être remplacé par la discontinuité maximale sur le débit  $(\Delta Q)_{max}$  en cas de régime transitoire :

$$\Delta t < \frac{A}{4(\Delta Q)^{1/3}} : \text{indifférent} \quad (\text{Éq. 5.11a})$$

$$\frac{A}{4(\Delta Q)^{1/3}} < \Delta t < \frac{A}{1,5(\Delta Q)^{0,6}} : \text{méthode CEQUEAU} \quad (\text{Éq. 5.11b})$$

$$\Delta t > \frac{A}{1,5(\Delta Q)^{0,6}} : \text{méthode HYDROTEL-modifiée} \quad (\text{Éq. 5.11c})$$

avec  $\Delta t$  en secondes. Pour  $\Delta t > \frac{A}{1,5(\Delta Q)^{0,6}}$ , on conseille d'utiliser la méthode HYDROTEL-modifiée malgré le fait que les deux méthodes font apparaître des oscillations dans le calcul du débit. Mais on peut obtenir une divergence quasi-totale avec la méthode CEQUEAU, ce qui peut perturber le calcul des débits dans l'ensemble du réseau en aval, alors que dans le cas de la méthode HYDROTEL-modifiée, il y a

convergence après quelques pas de temps, raison pour laquelle on effectuera ce choix. On se souviendra alors qu'il existe toutefois une erreur sur les premiers pas de temps, qui ne seront donc pas pris en compte.

### **5.10 Résumé**

La méthode CEQUEAU s'appuie donc, comme la méthode HYDROTEL-modifiée, sur les caractéristiques physiques du lac et nécessite l'introduction de relations niveau/débit aux sorties. Cette méthode utilise des calculs relativement simples mais peut se montrer capricieuse en cas de mauvais choix des paramètres de simulation.

Il est clair que ces deux méthodes sont très proches, à la différence près qu'HYDROTEL fait intervenir une boucle itérative quand CEQUEAU utilise des interpolations linéaires. On ne s'attend donc pas à obtenir des résultats très différents selon la méthode utilisée; par conséquent, la méthode CEQUEAU fera office de test pour voir si la méthode HYDROTEL donne des résultats physiquement sensés.



## 6. Test de l'algorithme sur une série temporelle

---

Nous nous retrouvons dans la situation où nous avons deux algorithmes disponibles pour résoudre le même problème, quand la version originale d'HYDROTEL n'en disposait que d'un. Il est tout à fait envisageable de conserver ces deux algorithmes; après tout, il existe bien cinq manières différentes de calculer l'évapotranspiration... Ceci dit, dans ce dernier cas, chaque méthode correspond à un jeu de données d'entrée différent. Pour les écoulements dans les lacs, les deux méthodes développées utilisent exactement les mêmes données, c'est simplement la manière de les résoudre qui diffère, alors que toutes deux s'appuient sur un bilan de masse.

Difficile donc de déterminer *a priori* un discriminant permettant de dire quelle méthode est la meilleure dans quel cas en termes de précision, sauf quand la valeur du  $\Delta t$  critique provoquant des oscillations est atteinte. Mais nous pouvons déjà comparer les deux méthodes, en les appliquant à un bassin versant avec lac(s) (à sortie unique) et données, c'est-à-dire les précipitations sur le bassin, le débit sortant et tous les paramètres « habituels ». Deux applications d'HYDROTEL seraient alors appliquées sur ce bassin, chacune avec une méthode de calcul des écoulements en lac différente, et les résultats de ces deux méthodes seraient comparés avec le débit réellement observé.

Ce travail présente un autre intérêt : lorsque nous avons vérifié la méthode HYDROTEL modifiée, nous n'avons aucun moyen de voir à quel point le programme prenait bien en compte le laminage dans le lac. Avec un exemple sur lequel nous disposons de nombreuses données, nous aurons une idée claire.

En fait, nous avons partagé le travail en deux étapes : la première consistait à voir, sur un lac à sorties multiples, si le programme reprenait bien le calcul du partage des débits; la

seconde, sur un lac à sortie unique, consiste à évaluer l'estimation du laminage que donne le programme.

## **6.1 Cas d'étude**

Après discussion avec M. Richard Turcotte du CEHQ, le choix s'est arrêté sur le bassin versant de la rivière du Nord, dans la région des Laurentides. En effet, le logiciel HYDROTEL a déjà été étalonné sur ce bassin par le CEHQ, ce qui nous économise une part importante du travail.

En particulier, il existe un lac dans ce bassin, le lac Ludger, sur le territoire de la municipalité de Sainte-Agathe-des-Monts, pour lequel nous disposons des données brutes d'observations de niveaux et de débits. Il y est possible, à partir de simples lois, de déduire des relations entre le niveau du lac et le débit sortant. À partir de cela et de la modélisation déjà existante du bassin, la voie est toute tracée pour l'application que nous souhaitons mettre en place.

### *6.1.1 Description du lac Ludger*

Le lac Ludger, qui est situé dans le bassin versant de la rivière du Nord, tributaire de la rivière des Outaouais, a une superficie moyenne de 194 ha, et il draine une superficie de 39,1 km<sup>2</sup>. La **Figure 6.1** montre l'échelonnement des altitudes sur le bassin de la rivière du Nord, qui a un relief assez marqué (de 17 m à 865 m d'altitude). Les écoulements se font principalement dans la direction Nord-Sud.

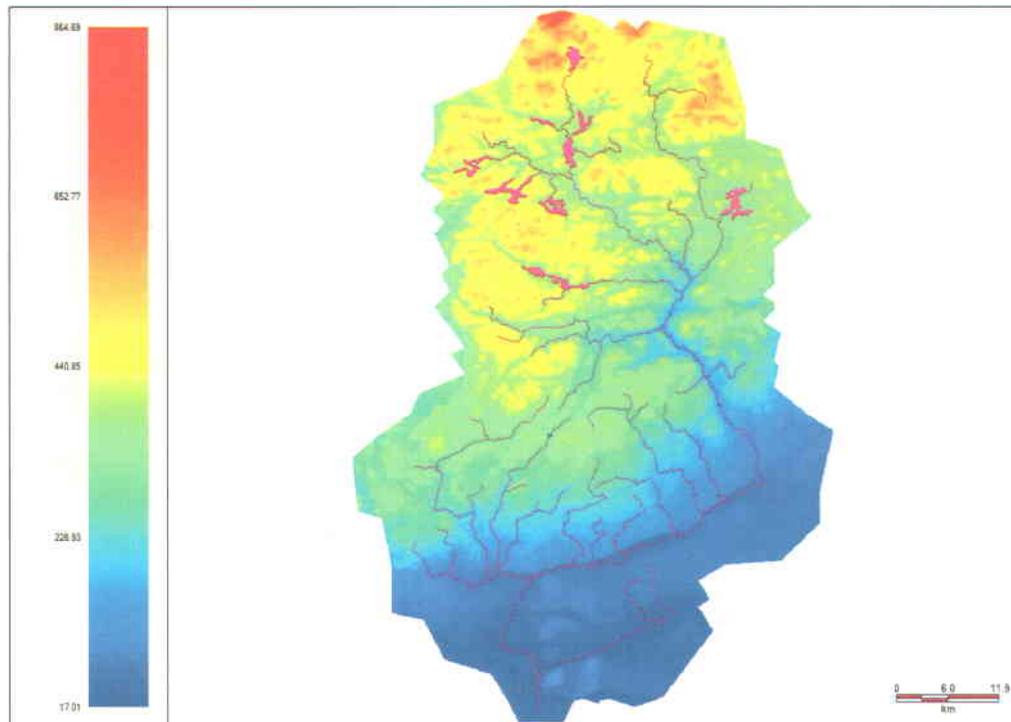


Figure 6.1 Modèle numérique d'altitude du bassin versant de la rivière du Nord

La **Figure 6.2** est issue de l'application HYDROTEL effectuée par le CEHQ sur ce bassin. Le lac Ludger apparaît en rouge. Il se situe donc plutôt en tête de bassin.

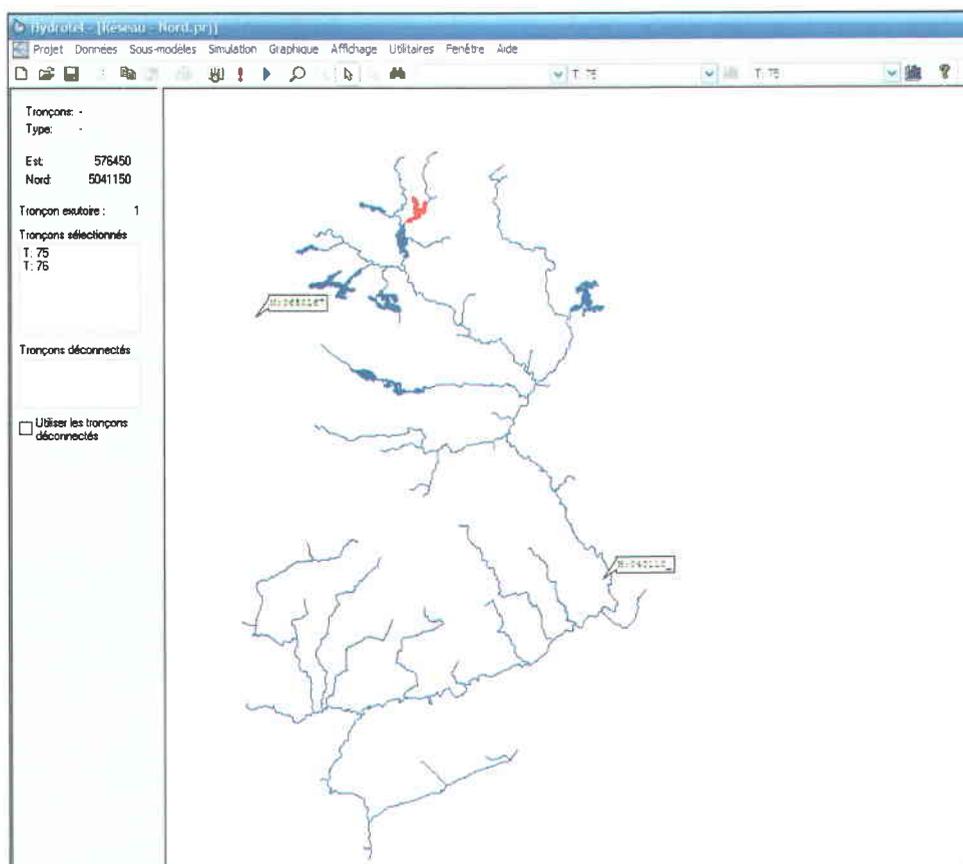


Figure 6.2 Bassin versant de la rivière du Nord sous HYDROTEL

### 6.1.2 Données disponibles

Les données fournies par le CEHQ sont :

- celles nécessaires au calage d'HYDROTEL sur le bassin de la rivière du Nord, réalisé par le CEHQ, à savoir : données physiographiques (données par le logiciel PHYSITEL), hydrométriques, météorologiques, nivométriques;
- les résultats de la simulation de calage, effectuée sur la période allant du 2 novembre 1999 au 1<sup>er</sup> novembre 2005, soit très exactement six ans;
- le relevé des niveaux horaires et des débits sortants du lac Ludger, connus grâce à une courbe de tarage, pour la même période;
- le relevé des ouvertures du barrage Ludger.

Il est à noter que toutes ces données appartiennent au CEHQ, et ne doivent en aucun cas être utilisées hors du cadre de ces travaux de maîtrise sans autorisation préalable.

## 6.2 Méthode

Pour comparer les deux algorithmes, plusieurs simulations vont être mises en place sur le lac Ludger. Chaque simulation sera réalisée deux fois : la première en utilisant l'algorithme HYDROTEL-modifié, la seconde avec la méthode CEQUEAU. Dans les deux cas, il est nécessaire de connaître la relation niveau/débit à l'exutoire du lac Ludger.

Le barrage Ludger est composé de deux vannes à bascule et d'un déversoir fixe pour évacuer l'eau quand le niveau devient trop important. On connaît les caractéristiques de tous ces évacuateurs, et l'historique de l'ouverture des vannes nous est donné. Partant de ceci, on peut déterminer des relations niveau-débit « temporaires », ce terme étant utilisé dans le sens de « valables sur une période donnée ». La période en question correspond à un intervalle de temps sur lequel l'ouverture des vannes ne change pas. Les simulations que nous allons faire sont donc différentes de celles que peut faire le CEHQ, réalisées en entrant les consignes de gestion du barrage dans le modèle : on va créer un lac à relation niveau/débit unique sur une certaine période de temps.

Les caractéristiques des vannes et du déversoir apparaissent à la **Figure 6.3**. L'usage à faire des différentes données sera explicité ultérieurement.

No lieu barrage: 200 - X0005202 - Ludger, Barrage										
Appareil évacuation		Opération		Ouverture recueillie		Débit calculé (m³/s)	Appareil évacuation			
No / Type	Auto.	Ouv. (m)	Nbre poutr.	Actuelle (m)	Date		Haut. (m)	Larg. (m)	Diam. (m)	Seuil (m)
1 / DF	<input type="checkbox"/>					0.04		6.000		375.450
2 / VB	<input type="checkbox"/>	0.20				0.57	1.450	3.000		374.000
3 / VB	<input type="checkbox"/>	0.20				0.57	1.450	3.000		374.000

Figure 6.3 Caractéristiques du barrage Ludger

### 6.2.1 Relation niveau/débit aux vannes

Selon le dossier fonctionnel *Calculer les données des barrages* du Ministère du développement durable, de l'environnement et des parcs (MDDEP), pour une vanne à bascule, le débit est calculé ainsi :

$$D = C_1 * L * (N_1 - F - H_2 + O)^{3/2} [m^3 / s] \quad (\text{Éq. 6.1})$$

où  $D$  est le débit en  $m^3/s$ ,  $C_1$  un coefficient que, par défaut, on prend égal à 1,82 (CEHQ) pour chaque vanne,  $L$  la largeur de chaque vanne en m,  $N_1$  le niveau d'eau en m,  $F$  le niveau du seuil en m,  $H_2$  la hauteur de la vanne en m et  $O$  son ouverture en m. Cette décharge correspond à une seule vanne, et il y en a deux au barrage Ludger. Il faudra donc multiplier le résultat par deux, l'ouverture des deux vannes étant la même.

Nous connaissons toutes ces données, mais le problème ici est que nous n'avons pas une relation du type  $Q = Ch^k$  mais plutôt  $Q = C * (h + H)^k$ , la constante  $H$  étant induite par la vanne et étant égale à  $O - H_2$ . Pour faire disparaître cette constante, on peut « tricher » en l'incluant dans le niveau du seuil  $F$ , qui devient  $F' = F + H_2 - O$ . Il va de soi que chaque fois que l'ouverture de vanne change, le niveau fictif du seuil  $F'$  fait de même.

Les caractéristiques de la paire de vannes sont donc les suivantes :

$$\begin{aligned} C &= 2 * C_1 * L = 2 * 1,82 * 3 = 10,92 \\ k &= 1,5 \end{aligned} \quad (\text{Éq. 6.2})$$

### 6.2.2 Relation niveau/débit au déversoir

Au déversoir, la relation niveau/débit est plus « typique » : le coefficient  $C$  est égal à un coefficient (1,82, selon le CEHQ) multiplié par la largeur déversante, soit 6 m.

On a alors :

$$\begin{aligned} C &= 1,82 * 6 = 10,92 \\ k &= 1,5 \end{aligned} \quad (\text{Éq. 6.3})$$

Notons qu'il existe une différence de 1,45 m entre les seuils des vannes et celui du déversoir. Autant dire que ce dernier ne sera que très peu souvent sollicité.

### 6.2.3 Choix des séquences de simulation

La période de relevé dont nous disposons va de novembre 1999 à novembre 2005. À l'intérieur de cet intervalle d'une longueur de six ans, plusieurs séquences ont été choisies pour la simulation, ceci pour diverses raisons :

- pas de changement de l'ouverture des vannes durant une séquence, la relation niveau/débit ne devant pas changer;
- pas de changement dans le nombre d'évacuateurs alimentés durant la séquence : le déversoir est alimenté soit tout le long de la séquence, soit jamais;
- longueur significative de la séquence : une durée minimale de 100 h a été fixée;
- choix de valeurs « intéressantes » dans les ouvertures des vannes, pour pouvoir étudier différents cas de figure (lame d'eau mince, lame d'eau importante, moyenne...).

Le **Tableau 6.1** présente les différentes séquences choisies pour les simulations.

**Tableau 6.1 Séquences utilisées lors de la simulation**

N°	Début	Fin	Ouverture [m]	Remarques
1	2002-08-04 15 :00	2002-08-29 09 :00	0,1	Ouverture minimum
2	2001-03-30 16 :00	2001-04-24 09 :00	0,9	Ouverture maximum
3	2002-03-25 14 :00	2002-04-14 03 :00	0,55	
4	2002-05-03 12 :00	2002-05-14 12 :00	0,2	Évacuation par le déversoir
5	2002-04-14 15 :00	2002-04-18 15 :00	0,7	Évacuation par le déversoir

Trois séquences se feront à un niveau inférieur à 375,45 m, c'est-à-dire avec les seules vannes assurant l'écoulement. Les deux autres séquences font intervenir le déversoir : on a alors un lac à deux sorties (deux relations niveau/débit avec des seuils différents).

#### 6.2.4 Détermination des débits entrants dans le lac Ludger

Il était prévu que nous fassions une simulation HYDROTEL sur l'ensemble du bassin versant, le logiciel calculant alors lui-même les débits entrants dans le lac, qu'ils soient issus du réseau hydrographique (affluents) ou du ruissellement sur les versants du lac. Cependant, il est apparu que le projet qui nous a été fourni comportait des erreurs dues à des bogues dans des versions antérieures de PHYSITEL. En particulier, le calcul de l'occupation du sol était erroné, ainsi que certains sens d'écoulement.

Cela implique que l'étalonnage du modèle sur ce bassin est, lui aussi, entaché d'erreurs. Il ne nous était donc pas possible d'utiliser la modélisation hydrologique pour trouver les apports au lac – à moins de ré-étalonner le modèle, ce qui est un ouvrage qui dépasse le cadre du travail prévu.

Il fut donc décidé de trouver les apports au lac d'une autre manière : connaissant la courbe d'emménagement du réservoir ainsi que la séquence historique des débits qui en

sortent, n'est-il pas possible de recréer une séquence de débits entrants, ceci par application d'un simple bilan de masse à chaque pas de temps?

Le problème est ici différent de tout ce que nous avons pu faire précédemment pour déterminer le débit sortant d'un lac : par analogie avec l'électronique, on peut dire que le lac était alors une « boîte noire » dont on estimait la « fonction de transfert » pour déduire, à partir du « signal d'entrée » (les apports), le « signal de sortie », c'est-à-dire le débit sortant du lac.

À présent, la fonction de transfert est connue, ainsi que le signal de sortie. C'est le signal d'entrée qu'il nous est donné de chercher.

- *Courbe d'emménagement*

La courbe d'emménagement du lac Ludger se présente sous la forme d'une équation fournie par le CEHQ. Le volume  $V$ , en  $\text{m}^3\text{js}^{-1}$ , emmagasiné par le lac au niveau  $N$  par rapport au niveau de la mer se calcule comme suit:

$$V = 252306,445 - 1367,3285 * N + 1,85216144 * N^2 \quad (\text{Éq. 6.4})$$

Il faut donc le multiplier par le nombre de secondes dans un jour, soit 86 400, pour obtenir sa valeur en  $\text{m}^3$ .

- *Méthode pour le calcul des débits amont*

À chaque pas de temps, soit à chaque heure, on connaît le niveau du lac. Grâce à l'Équation (6.4), on est capable de calculer le volume emmagasiné dans le lac correspondant. Ainsi donc, par simple soustraction des valeurs instantanées du volume à la fin et au début du pas de temps considéré, on peut en déduire la variation du volume  $\Delta V$  sur le pas de temps  $\Delta t$ .

L'équation de bilan de masse, souvent sollicitée dans ce mémoire, s'écrit :

$$\frac{\Delta V}{\Delta t} = Q_e - Q_s$$

$Q_e, Q_s$  : moyenne des débits entrants, sortants sur le pas de temps. En indexant par  $t$  et  $t-\Delta t$  selon le pas de temps considéré, l'équation devient :

$$\frac{\Delta V}{\Delta t} = \frac{Q_{e,t} + Q_{e,t-\Delta t}}{2} - \frac{Q_{s,t} + Q_{s,t-\Delta t}}{2}$$

Ce qui permet de déterminer le débit entrant dans le lac au pas de temps courant :

$$Q_{e,t} = 2 \frac{\Delta V}{\Delta t} + Q_{s,t} + Q_{s,t-\Delta t} - Q_{e,t-\Delta t} \quad (\text{Éq. 6.5})$$

En faisant ce calcul à chaque pas de temps, on recrée donc la série des débits entrants. Dès lors, étant donné qu'on travaille avec des données d'entrée calculées et non observées, on introduit une certaine erreur qu'il faudra prendre en compte tout au long de ce travail.

- *Courbe de surface*

Le fait de connaître le volume grâce à l'**Équation 6.4** nous permet également de déduire la courbe de surface totale du lac selon le niveau de la surface de ce dernier. Le volume s'annule pour  $N = 374$  (hauteur des vannes; le volume calculé est donc en fait le volume emmagasiné *au-dessus du niveau des vannes*). On peut calculer sa valeur pour différents niveaux puis en déduire les surfaces correspondantes, l'augmentation de volume sur une hauteur  $\Delta h$  étant égale à  $A\Delta h$ . Elles sont montrées dans le **Tableau 6.2**, aux 10 cm.

**Tableau 6.2 Courbe de surface  
du lac Ludger**

Niveau [m]	Surface	
	m <sup>2</sup>	ha
374,0	1546822,74	154,68
374,1	1578828,09	157,88
374,2	1610833,44	161,08
374,3	1642838,79	164,28
374,4	1674844,14	167,48
374,5	1706849,49	170,68
374,6	1738854,84	173,89
374,7	1770860,19	177,09
374,8	1802865,54	180,29
374,9	1834870,89	183,49
375,0	1866876,24	186,69
375,1	1898881,59	189,89
375,2	1930886,94	193,09
375,3	1962892,29	196,29
375,4	1994897,64	199,49
375,5	2026902,99	202,69
375,6	2058908,34	205,89
375,7	2090913,68	209,09
375,8	2122919,03	212,29
375,9	2154924,38	215,49
376,0	2186929,73	218,69

- *Vérification de la satisfaction du critère de convergence*

Sur les cinq séquences choisies, la plus grande discontinuité en débit qui existe est égale à 26,35 m<sup>3</sup>/s, lors de la séquence 5. La plus petite surface du lac est de 1546823 m<sup>2</sup>, pour

un niveau de 374 m. Dans ces conditions on a : 
$$\frac{A}{4(\Delta Q)^{1/3}} = \frac{1546823}{4 * 26,35^{1/3}} \approx 130000s \approx 36h.$$

Étant donné que l'on va travailler avec un pas de temps horaire, il n'y aura pas de problème d'oscillation.

- Préparation de la simulation

Finalement, la **Figure 6.4** reprend l'interface tel qu'il doit être rempli dans HYDROTEL. Seuls le seuil d'écoulement au niveau des vannes et le niveau initial changeront d'une simulation à l'autre. Pour les vannes, on utilise un « seuil fictif ». Dans cet exemple, on a considéré la séquence 5, où l'ouverture est de 0,7 m; le seuil fictif se positionne donc à  $374$  (seuil réel) +  $1,45$  (hauteur des vannes) -  $0,7$  (ouverture) =  $374,75$  m (cf. sortie 1).

**Lac à sortie multiple**

Nombre de sorties:

Niveau initial:

Déterminer le niveau initial automatiquement

Algorithme

Méthode CEQEAU

Méthode Bourdillon

Sorties

	Seuil d'écoul...	Paramètre C	Paramètre k
1	374.75	10.92	1.5
2	375.45	10.92	1.5
*			

Niveaux

Surface constante

	Niveau	Surface
	374	1546822.74
	374.1	1578828.09
	374.2	1610833.44
	374.3	1642838.79
	374.4	1674844.14

OK Annuler

Figure 6.4 Interface « lac à sorties multiples » pour la simulation

### 6.3 Résultats

Séquence par séquence, on va comparer ce que donnent les deux algorithmes. Le pas de temps est horaire.

Nous pouvons immédiatement briser le suspense en annonçant que les deux algorithmes vont donner des résultats extrêmement proches. La très légère différence qui existe entre les résultats provient certainement de la boucle itérative de type Newton-Raphson qui apparaît à la fin de la méthode HYDROTEL-modifiée, et non dans CEQUEAU, le reste des différences résidant dans la manière de calculer un bilan de masse sur un pas de temps, en particulier sur les outils mathématiques auxquels les deux algorithmes font appel.

Dans cette partie, on s'attardera donc plus à décrire les écarts des résultats simulés par rapport à ceux observés que les différences entre débits calculés par méthode HYDROTEL-modifiée et méthode CEQUEAU.

#### 6.3.1 Séquence 1 : du 4 au 29 août 2002 (594 pas de temps)

Le **Tableau 6.3** montre les débits sortants calculés par les deux méthodes. Seuls les premiers pas de temps de la simulation sont affichés. L'ouverture est faible : 0,1 m.

La différence dans la valeur des débits selon la méthode employée est absolument infime : sur l'ensemble de la séquence de simulation, le plus grand écart entre deux débits est de 0,2 %. La **Figure 6.5** montre le nuage de points obtenu en confrontant les résultats donnés par les deux méthodes. Ce nuage se situe sur une droite avec ordonnée à l'origine nulle et une pente de 1,0026. Ceci atteste de la proximité des résultats donnés par les deux méthodes.

Tableau 6.3 Calcul des débits sortants pour la séquence 1, 25 premiers pas de temps

Pas [h]	Débit sortant [m <sup>3</sup> /s]			Différence <sup>1</sup> [m <sup>3</sup> /s]
	Mesuré	HYDROTEL	CEQUEAU	
0	0,2940	0,33758021	0,33758021	0
1	0,2991	0,33456060	0,33428617	0,00027
2	0,2957	0,33165004	0,33140270	0,00025
3	0,2889	0,32875502	0,32853459	0,00022
4	0,2906	0,32969107	0,32946457	0,00023
5	0,2940	0,33446939	0,33420388	0,00027
6	0,2906	0,33665783	0,33637623	0,00028
7	0,2906	0,33624402	0,33596845	0,00028
8	0,2906	0,33582639	0,33555683	0,00027
9	0,2889	0,33412281	0,33387001	0,00025
10	0,2872	0,33114374	0,33091838	0,00023
11	0,2839	0,32818144	0,32798336	0,00020
12	0,2790	0,32522459	0,32505374	0,00017
13	0,2872	0,32229221	0,32214835	0,00014
14	0,2774	0,31939906	0,31928183	0,00012
15	0,2807	0,31778554	0,31768363	0,00010
16	0,2758	0,31743390	0,31733601	0,00010
17	0,2758	0,31606091	0,31597610	0,00008
18	0,2678	0,31366577	0,31360310	0,00006
19	0,2694	0,31352856	0,31346768	0,00006
20	0,2758	0,31566413	0,31558456	0,00008
21	0,2616	0,31702749	0,31693644	0,00009
22	0,2632	0,31606042	0,31597878	0,00008
23	0,2678	0,31408060	0,31401736	0,00006
24	0,2632	0,31213643	0,31209120	0,00005
25	0,2694	0,30971556	0,30969259	0,00002

<sup>1</sup> Il s'agit de la différence, pour chaque pas de temps, entre le débit calculé par la méthode HYDROTEL-modifiée et la méthode CEQUEAU.

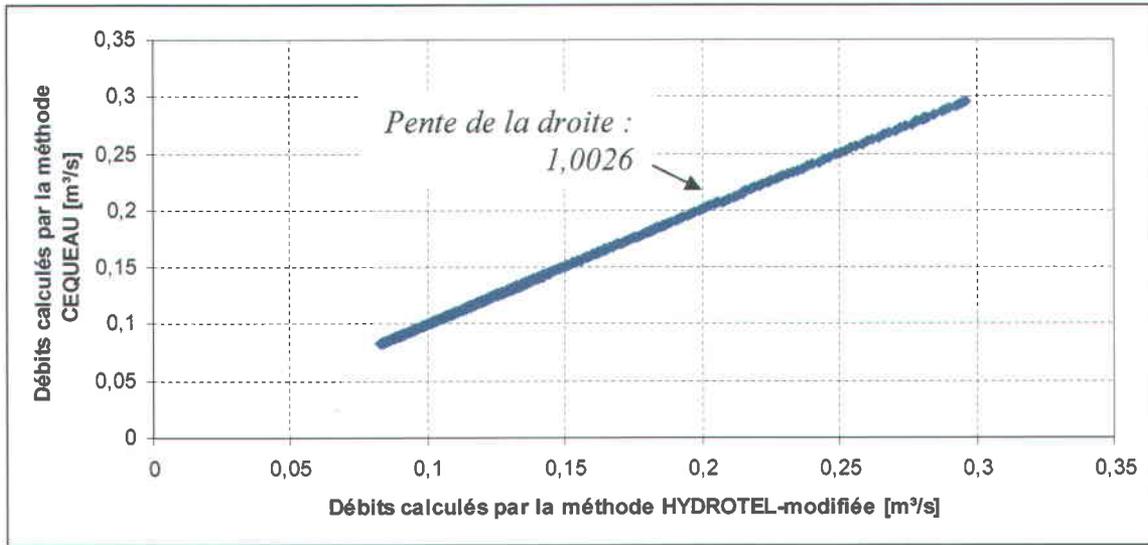


Figure 6.5 Nuage de points mettant en relation les débits calculés par les méthodes HYDROTEL-modifiée et CEQUEAU sur la séquence 1

En ce qui a trait à la comparaison des débits simulés et observés, la Figure 6.6 montre les séries temporelles desdits débits sur l'ensemble de la séquence.

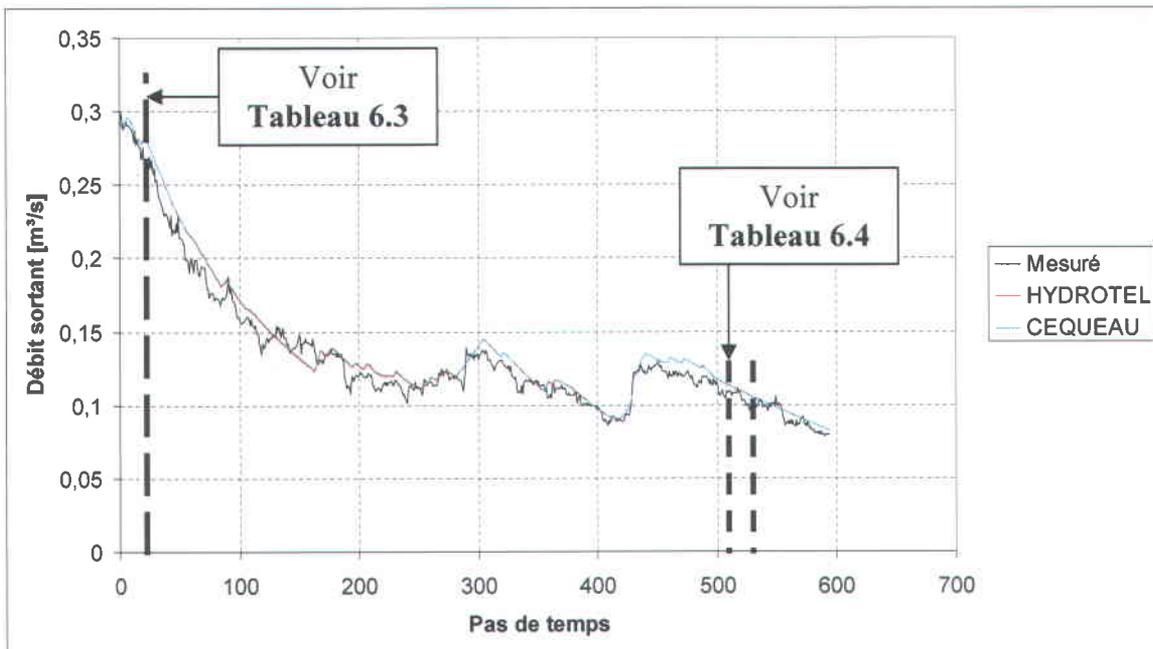


Figure 6.6 Débits mesuré et simulés sur la séquence 1 (les courbes HYDROTEL et CEQUEAU se superposent)

La simulation suit bien ce qui a été observé historiquement. La courbe simulée a par moments du mal à « suivre » la courbe historique, notamment aux alentours du 300<sup>ème</sup> pas de temps, alors qu'on observe un pic de débit en sortie du lac, et quand celui-ci diminue. Localement, l'erreur relative, définie comme le rapport  $\frac{|Q_{simulé} - Q_{mesuré}|}{Q_{mesuré}}$ , peut atteindre 18 %, comme c'est le cas au 193<sup>e</sup> pas de temps, alors que le débit mesuré diminue fortement. L'erreur n'est toutefois que de 5 % au 194<sup>e</sup> pas de temps. L'erreur moyenne sur l'ensemble de la séquence est de 9,7 %.

Le **Tableau 6.4** montre, sur une trentaine de pas de temps où on n'observe pas de pic, les débits mesuré et simulés. Pour chaque pas de temps, on calcule l'erreur que donne la méthode HYDROTEL-modifiée par rapport au débit mesuré. L'erreur maximale globale correspond au maximum de ces erreurs sur la séquence indexée dans ce tableau. Sur l'ensemble de cette séquence, elle atteint 10,6 %.

Pour la méthode HYDROTEL-modifiée, la condition initiale utilisée – et ce sera le cas dans toutes les autres simulations – fut le niveau relevé au tout début de la simulation, soit le 4 août 2002 à 15 :00.

On rappelle qu'il existe une erreur sur les débits entrants, puisque ceux-ci ont dû être calculés, erreur qui peut se retrouver dans l'hydrogramme de sortie sur toute la longueur de la séquence. Il est cependant difficile d'estimer la part de l'erreur dans le calcul du débit sortant due à cette approximation, dans la mesure où nous sommes incapables de quantifier cette dernière.

Il existe également une erreur sur les débits sortants mesurés, la mesure pouvant être perturbée par la présence de glace ou de vent, entre autres.

Tableau 6.4 Comparaison du débit mesuré et des débits simulés sur trente pas de temps de la séquence 1

<i>Pas</i>	<i>Débit sortant [m<sup>3</sup>/s]</i>			<i>Erreur (Méthode)</i>
	<i>Mesuré</i>	<i>HYDROTEL-modifiée</i>	<i>CEQUEAU</i>	<i>HYDROTEL-modifiée</i>
500	0,1136	0,1173	0,1174	0,032
501	0,1083	0,1169	0,1170	0,079
502	0,1066	0,1165	0,1166	0,092
503	0,1066	0,1160	0,1162	0,088
504	0,11	0,1156	0,1158	0,051
505	0,1066	0,1152	0,1154	0,081
506	0,1048	0,1148	0,1150	0,095
507	0,1048	0,1144	0,1145	0,091
508	0,1092	0,1140	0,1141	0,044
509	0,1083	0,1136	0,1137	0,049
510	0,1092	0,1132	0,1133	0,036
511	0,1083	0,1128	0,1129	0,041
512	0,1057	0,1124	0,1125	0,063
513	0,1083	0,1120	0,1121	0,034
514	0,1083	0,1116	0,1118	0,031
515	0,1083	0,1112	0,1114	0,027
516	0,1083	0,1109	0,1110	0,024
517	0,1118	0,1105	0,1106	0,012
518	0,1083	0,1101	0,1103	0,017
519	0,1083	0,1098	0,1099	0,014
520	0,1066	0,1094	0,1095	0,026
521	0,1023	0,1090	0,1092	0,066
522	0,1031	0,1086	0,1088	0,054
523	0,1023	0,1082	0,1084	0,058
524	0,0989	0,1078	0,1080	0,090
525	0,0998	0,1074	0,1076	0,077
526	0,1006	0,1070	0,1072	0,064
527	0,0964	0,1066	0,1068	0,106
528	0,0981	0,1062	0,1064	0,083
529	0,0964	0,1058	0,1059	0,098
530	0,1006	0,1054	0,1055	0,048
		<i>Erreur maximale</i>		0,106

### 6.3.2 Séquence 2 : du 30 mars au 24 avril 2001 (592 pas de temps)

Pour comparer les résultats de cette simulation (ouverture des vannes : 0,9 m), on fait encore appel :

- à un nuage de points confrontant les résultats des deux simulations, à la **Figure 6.7**;
- aux séries temporelles simulées et observée, qui apparaissent à la **Figure 6.8**.

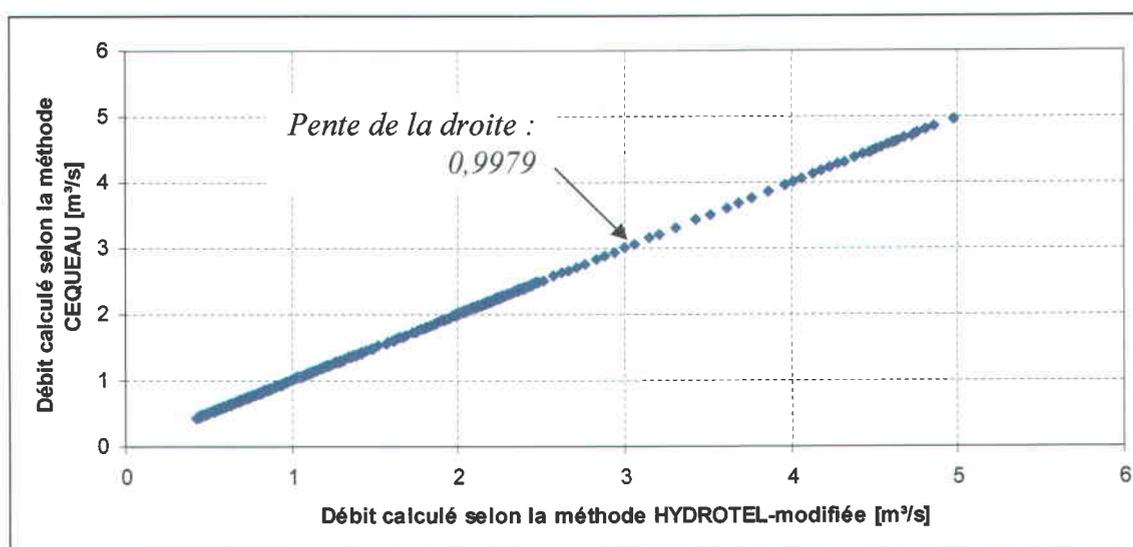


Figure 6.7 Nuage de points mettant en relation les débits calculés par les méthodes HYDROTEL-modifiée et CEQUEAU sur la séquence 2

On a encore quasiment affaire à une droite : la pente de la régression linéaire est égale à 0,998, l'ordonnée à l'origine nulle. Les débits calculés par les deux méthodes sont donc très proches.

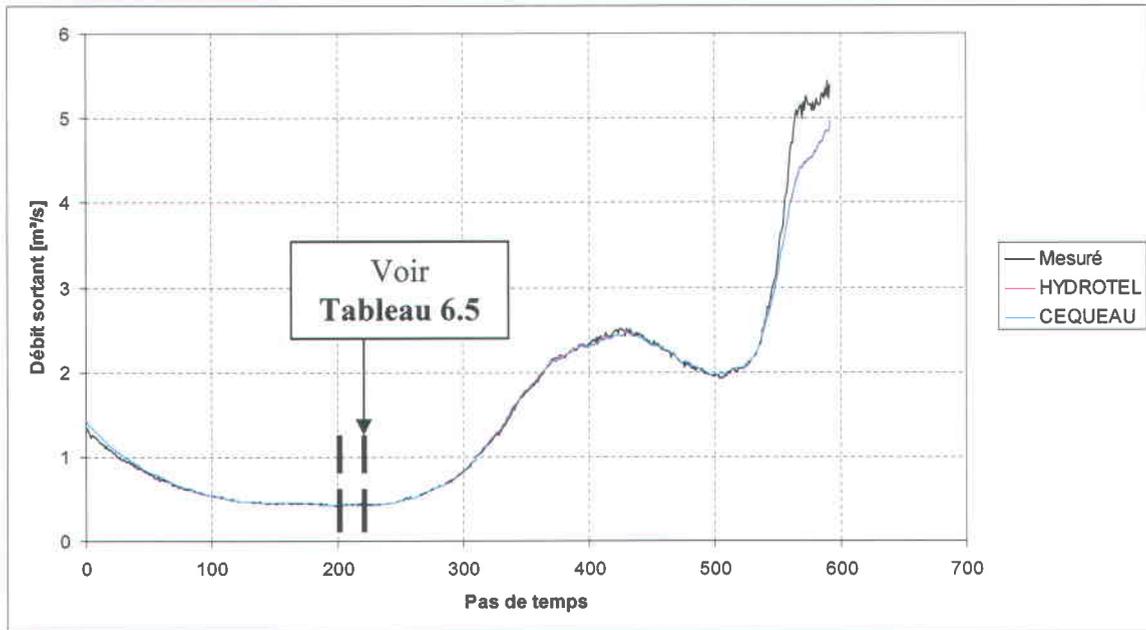


Figure 6.8 Débits mesurés et simulés sur la séquence 2  
(les courbes HYDROTEL et CEQUEAU se superposent)

La simulation est tout à fait satisfaisante à part sur l'extrême fin de la séquence, quand le débit augmente considérablement : la simulation « décroche » alors. Au moment de l'écart le plus important, la valeur mesurée est 1,2 fois plus importante que la valeur simulée. Pour réduire cette erreur, on pourrait essayer d'effectuer des calculs avec un pas de temps plus petit, par exemple un quart d'heure. Mais ceci nous est impossible à réaliser ici, étant donné que nous sommes limités à la fois par les données (connues avec un pas de temps horaire), et par le logiciel (le pas de temps entré dans HYDROTEL doit être entier). L'influence de l'inertie du lac peut aussi se faire sentir en régime transitoire, comme sur la fin de séquence où les débits augmentent fortement, et ceci n'est pas pris en compte dans la simulation.

On notera également qu'il peut encore y avoir une erreur dans les débits mesurés, puisqu'on observe que ceux-ci fluctuent (notamment en fin de séquence) bien que l'ouverture des vannes ne change pas.

Au **Tableau 6.5**, le même travail de calcul d'erreur qu'à la séquence 1 a été réalisé, là aussi sur une trentaine de pas de temps. Dans ce cas, où le débit sortant fluctue moins, l'erreur maximale chute à 2,5 %.

**Tableau 6.5** Comparaison du débit mesuré et des débits simulés sur trente pas de temps de la séquence 2

Pas	Débit sortant [ $m^3/s$ ]			Erreur (Méthode HYDROTEL-modifiée)
	Mesuré	HYDROTEL-modifiée	CEQUEAU	
200	0,4131	0,4235	0,4246	0,025
201	0,4177	0,4234	0,4245	0,014
202	0,4177	0,4234	0,4245	0,014
203	0,4269	0,4262	0,4273	0,002
204	0,4246	0,4318	0,4328	0,017
205	0,4340	0,4346	0,4356	0,001
206	0,4269	0,4331	0,4341	0,015
207	0,4363	0,4303	0,4313	0,014
208	0,4340	0,4290	0,4300	0,012
209	0,4363	0,4375	0,4384	0,003
210	0,4363	0,4460	0,4468	0,022
211	0,4387	0,4459	0,4467	0,016
212	0,4340	0,4443	0,4452	0,024
213	0,4411	0,4414	0,4423	0,001
214	0,4387	0,4378	0,4386	0,002
215	0,4387	0,4344	0,4353	0,010
216	0,4363	0,4324	0,4333	0,009
217	0,4340	0,4331	0,4339	0,002
218	0,4411	0,4331	0,4340	0,018
219	0,4363	0,4309	0,4318	0,012
220	0,4340	0,4296	0,4304	0,010
221	0,4363	0,4291	0,4299	0,017
222	0,4363	0,4319	0,4328	0,010
223	0,4316	0,4404	0,4412	0,020
224	0,4411	0,4446	0,4454	0,008
225	0,4340	0,4417	0,4424	0,018
226	0,4340	0,4388	0,4395	0,011
227	0,4340	0,4359	0,4367	0,004
228	0,4411	0,4345	0,4353	0,015
229	0,4340	0,4346	0,4353	0,001
230	0,4435	0,4346	0,4354	0,020
		<i>Erreur maximale</i>		0,025

6.3.3 Séquence 3 : du 25 mars au 14 avril 2002 (468 pas de temps)

Les Figures 6.9 et 6.10 montrent les résultats sur cette séquence (nuage de points et série temporelle), où l'ouverture de vanne est de 0,55 m.

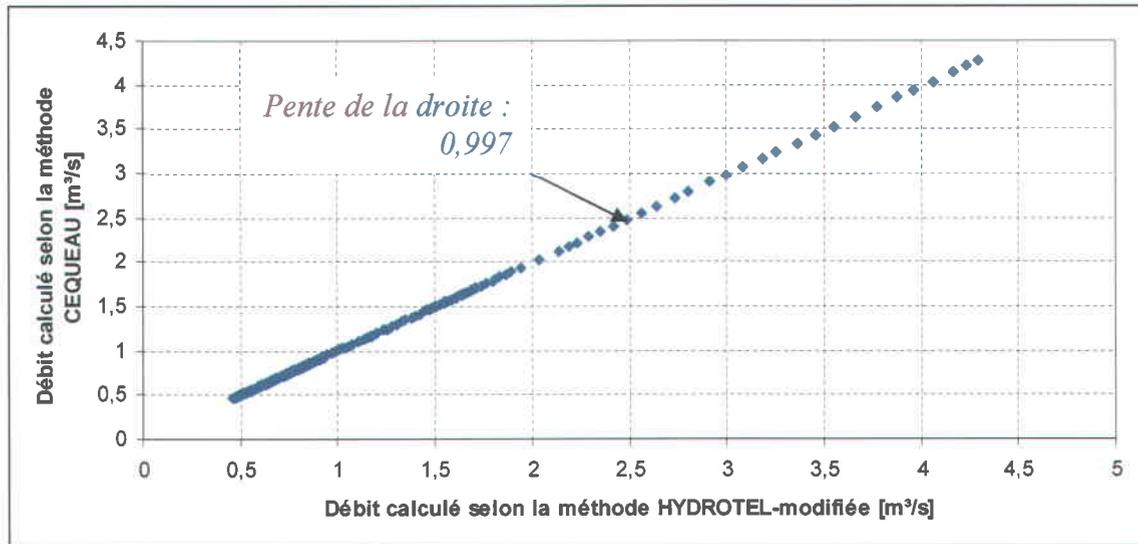


Figure 6.9 Nuage de points mettant en relation les débits calculés par les méthodes HYDROTEL-modifiée et CEQUEAU sur la séquence 3

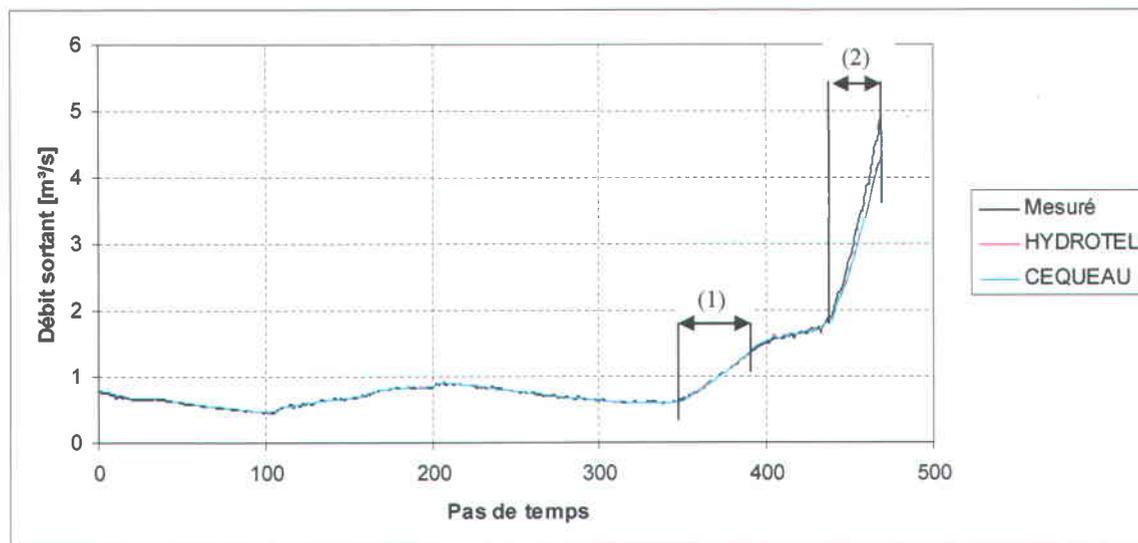


Figure 6.10 Débits mesurés et simulés sur la séquence 3 (les courbes HYDROTEL et CEQUEAU se superposent)

Les mêmes remarques que lors de la séquence précédente s'appliquent, à savoir :

- concordance des débits simulés par les deux méthodes;
- décrochage de la simulation sur l'observation lors d'une augmentation drastique du débit (intervalle (2)) : le rapport est de 1,14 à la fin de la simulation, il continuerait à augmenter si le débit faisait de même. En revanche, sur l'intervalle (1), on note une augmentation relativement importante du débit sans que cela ne provoque de décrochage de la courbe simulée.

En résumé, à la lumière de ces trois exemples, on peut dire que les erreurs les plus importantes se produisent :

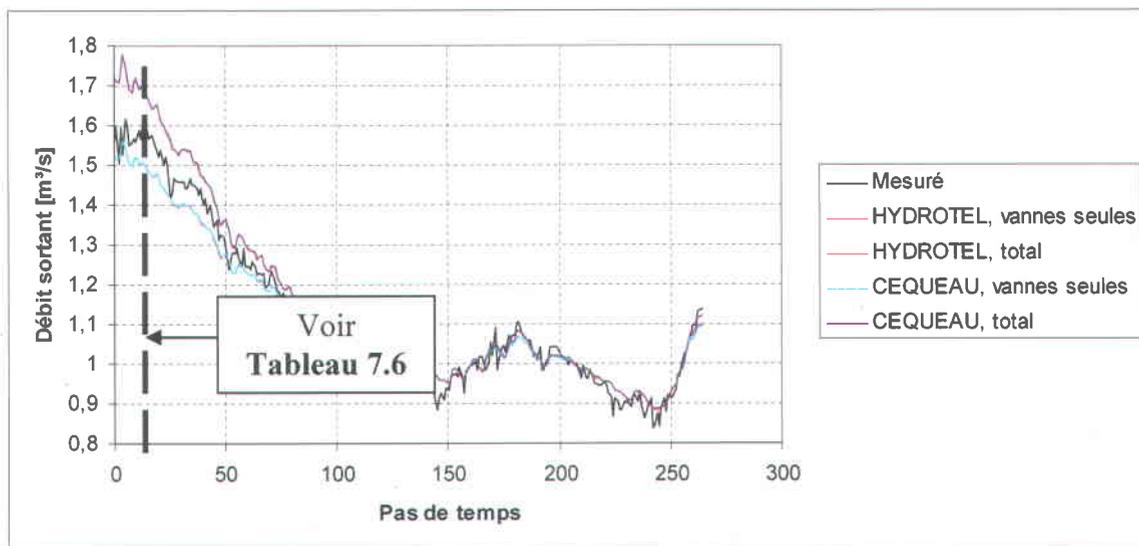
- quand le débit varie fortement, ce qui est imputable aux méthodes de calcul, qui utilisent un schéma numérique avec ses erreurs propres, qui font notamment intervenir une approximation sur la superficie du lac, et qui ne peuvent prendre en compte tout ce qui se passe dans la réalité (précipitation sur le lac, prises d'eau, présence de glace, vent, etc.);
- quand le débit est élevé : ceci peut être dû à l'approximation de la relation niveau/débit donnée à l'équation (6.2).

On n'observe jamais de biais systématique entre les résultats des deux méthodes testées ici, qui sont toujours très proches. Les deux séquences que nous présenterons par la suite permettront d'étudier les séries temporelles avec deux sorties du lac actives.

## 6.3.4 Séquence 4 : du 3 au 14 mai 2002 (264 pas de temps)

Durant cette simulation, le niveau du lac est en tout temps supérieur à la cote 375,45, qui n'est autre que le seuil d'écoulement du déversoir. On vient donc de créer un lac à deux sorties. Les vannes sont ouvertes de 0,2 m.

Débit observé, débits simulés sortant par les vannes et débits simulés totaux (vannes + déversoir) sont représentés sur la **Figure 6.11**.



**Figure 6.11** Débits mesurés et simulés sur la séquence 4 (les courbes HYDROTEL et CEQUEAU se superposent)

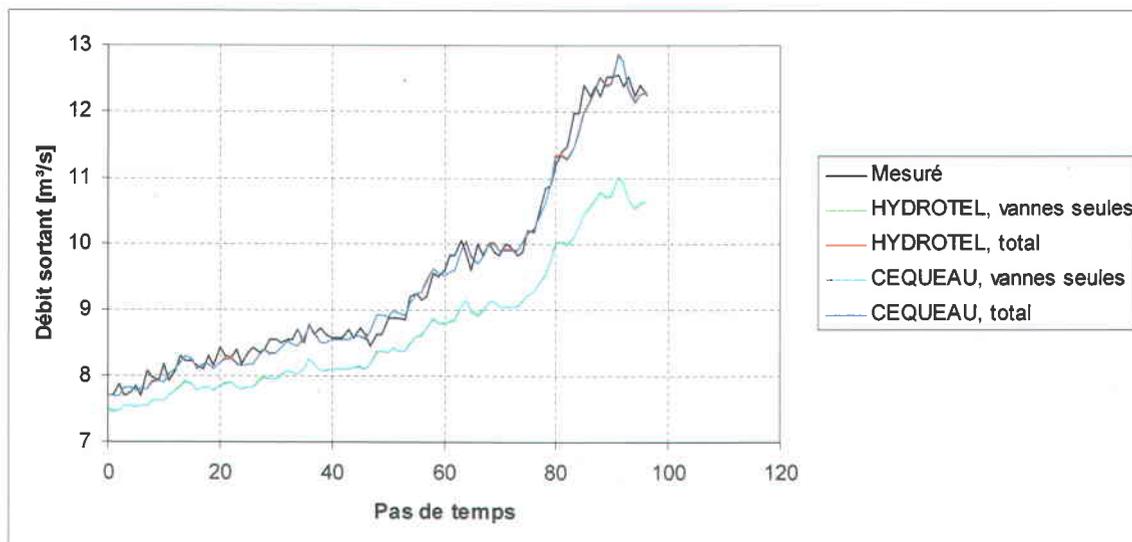
On observe encore un écart important entre simulations et mesure en début de séquence, comme on le voit dans le **Tableau 6.6**. Cet écart peut être dû à une erreur sur le niveau initial, ou à une surestimation du débit s'échappant par le déversoir. Quand celui-ci diminue, à mesure que le niveau dans le lac diminue (mais le niveau d'eau est toujours au-dessus du déversoir), la simulation donne de meilleurs résultats et les courbes coïncident correctement au bout d'une centaine de pas de temps. Les coefficients de l'équation (6.3) sont donc peut-être surestimés, en tout cas pour des niveaux élevés.

**Tableau 6.6 Premiers pas de temps de la séquence 4**

Pas de temps [h]	Débit sortant [m <sup>3</sup> /s]				
	Mesuré	HYDROTEL		CEQUEAU	
		Vannes	Total	Vannes	Total
0	1,559	1,524	1,721	1,524	1,721
1	1,594	1,518	1,713	1,518	1,713
2	1,505	1,516	1,710	1,516	1,709
3	1,594	1,539	1,745	1,538	1,744
4	1,525	1,562	1,779	1,561	1,778
5	1,616	1,541	1,748	1,541	1,747
6	1,601	1,522	1,719	1,522	1,719
7	1,552	1,503	1,691	1,503	1,691
8	1,559	1,497	1,682	1,497	1,682
9	1,566	1,517	1,711	1,516	1,710
10	1,559	1,523	1,720	1,522	1,720

6.3.5 Séquence 5 : du 14 au 18 avril 2002 (96 pas de temps)

On est encore en situation où le déversoir fonctionne, avec cette fois-ci une ouverture importante des vannes, en l'occurrence 0,7 m. Le tracé des débits se trouve sur la **Figure 6.12**.



**Figure 6.12 Débits mesurés et simulés sur la séquence 5 (les courbes HYDROTEL et CEQUEAU se superposent)**

Des décrochages apparaissent encore lors des augmentations du débit sortant, mais le résultat est néanmoins satisfaisant. En particulier, le comportement du déversoir est bien modélisé, puisque les courbes du débit mesuré et des débits totaux simulés correspondent, ceci alors que ceux-ci sont plus grands que lors de la simulation précédente (séquence 4). Les coefficients de l'équation (6.3) sont donc corrects, et il existe une erreur sur le niveau initial alors choisi. Ce niveau avait pourtant été pris égal au niveau mesuré : on voit ici l'influence possible de l'inertie du lac, qui peut fausser la relation niveau/débit si le niveau d'eau n'est pas relevé à hauteur des vannes mais ailleurs dans le lac.

Sur l'ensemble de la séquence, l'erreur maximale que donne la méthode HYDROTEL-modifiée est de 4,25 % en ce qui a trait au débit total évacué.

#### 6.4 Influence du niveau initial

Sur la **Figure 6.13** apparaissent les résultats de trois simulations. Toutes ces simulations ont été réalisées sur la séquence 1, mais un niveau initial différent a été utilisé à chaque fois : une première simulation a été effectuée avec le véritable niveau initial (375,44 m) de cette séquence, une seconde avec un niveau initial situé 2 cm plus haut (375,46 m) et une troisième avec un niveau initial égal au niveau du seuil (375,35 m,  $Q_s = 0$  à  $t=0$ ).

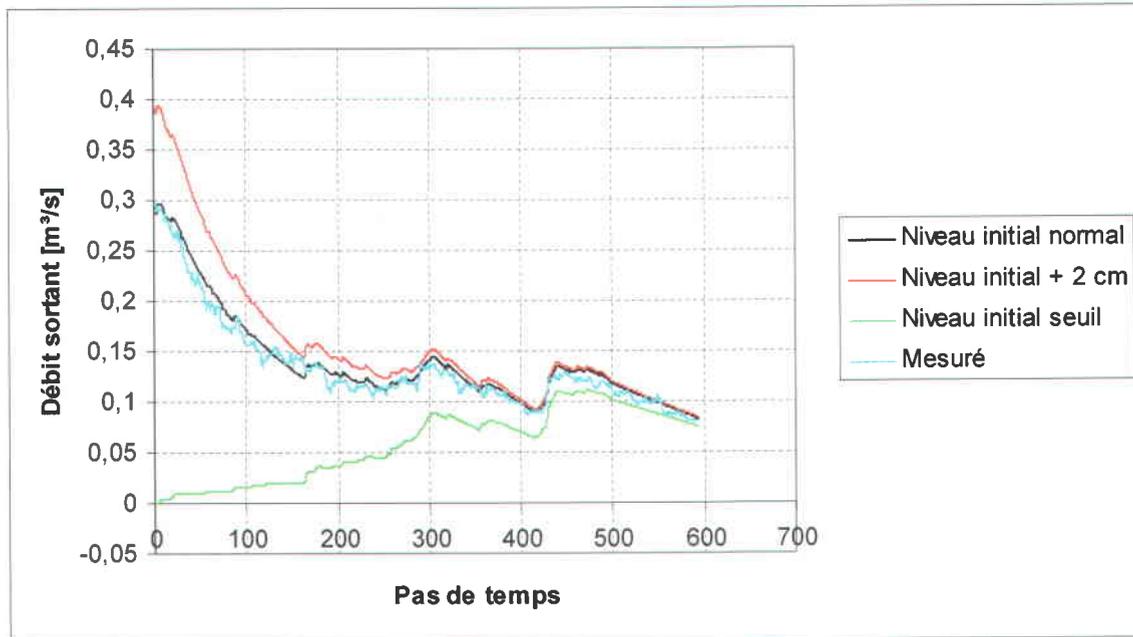


Figure 6.13 Simulations sur la séquence 1 avec niveaux initiaux différents

Ces courbes mettent en évidence, comme on pouvait s'y attendre, une très grande sensibilité des résultats vis-à-vis du niveau initial. Par exemple, une augmentation de 2 cm du niveau initial a une répercussion sensible sur environ trois cents pas de temps. Dans le cas où l'on part avec une hauteur d'eau nulle sur le seuil, l'erreur induite se propage sur toute la longueur de la séquence.

Ceci montre que le choix du niveau initial peut avoir une importance cruciale. La version antérieure d'HYDROTEL débutait ses simulations avec  $h = 0$  sur le seuil : une très grande erreur, à la fois en amplitude et dans le temps, s'insérait alors dans les résultats.

Si on n'a pas connaissance du niveau du lac au début de la simulation, la solution revient à commencer la simulation bien avant la séquence d'intérêt, de manière à minimiser l'erreur induite par cette méconnaissance.

## 6.5 Conclusions

À la lumière des simulations réalisées sur le lac Ludger au cours de différentes périodes, les conclusions suivantes s'imposent :

- les deux méthodes utilisées, HYDROTEL-modifiée et CEQUEAU, donnent des résultats toujours proches. Les quelques centièmes ou millièmes de  $m^3/s$  de différence dans les débits simulés sont générés dans la boucle itérative dont est dotée la méthode HYDROTEL-modifiée;
- on remarque des difficultés non négligeables de la courbe simulée à suivre la courbe historique quand le débit varie brusquement, que ce soit à la hausse ou à la baisse : le laminage de l'écoulement est donc très probablement surestimé dans ces méthodes. Si l'on veut utiliser le logiciel HYDROTEL pour la gestion des crues pour la protection des personnes ou pour la gestion des étiages à des fins agricoles, on a donc intérêt à introduire un coefficient multiplicatif de sécurité pour les débits extrêmes. La valeur de 1,2 qui apparaissait lors d'une très forte augmentation de débit au cours de la séquence 2 pourrait être un bon ordre de grandeur pour ledit coefficient. Une autre solution est, quand cela se peut, de diminuer le pas de temps de simulation. Travailler sur la précision des coefficients des relations niveau/débit utilisées permettrait également une meilleure précision;
- Entre autres cause d'erreurs, on peut citer l'imprécision existant sur les débits entrants, due aux calculs, et sur les débits sortants, inhérente à la mesure. Un autre élément important est l'inertie du lac, qui peut être cause d'erreur en régime transitoire. Enfin, la sensibilité du schéma numérique utilisé peut avoir son influence propre;
- les débits simulés le sont uniquement à partir de conditions purement hydrauliques. Les autres processus hydrologiques ou physiques qui influent sur le fonctionnement du lac, et donc sur le débit qui en sort, ne sont ici pas pris en

compte (par exemple le vent). On peut les consulter dans l'**Annexe A** du présent mémoire;

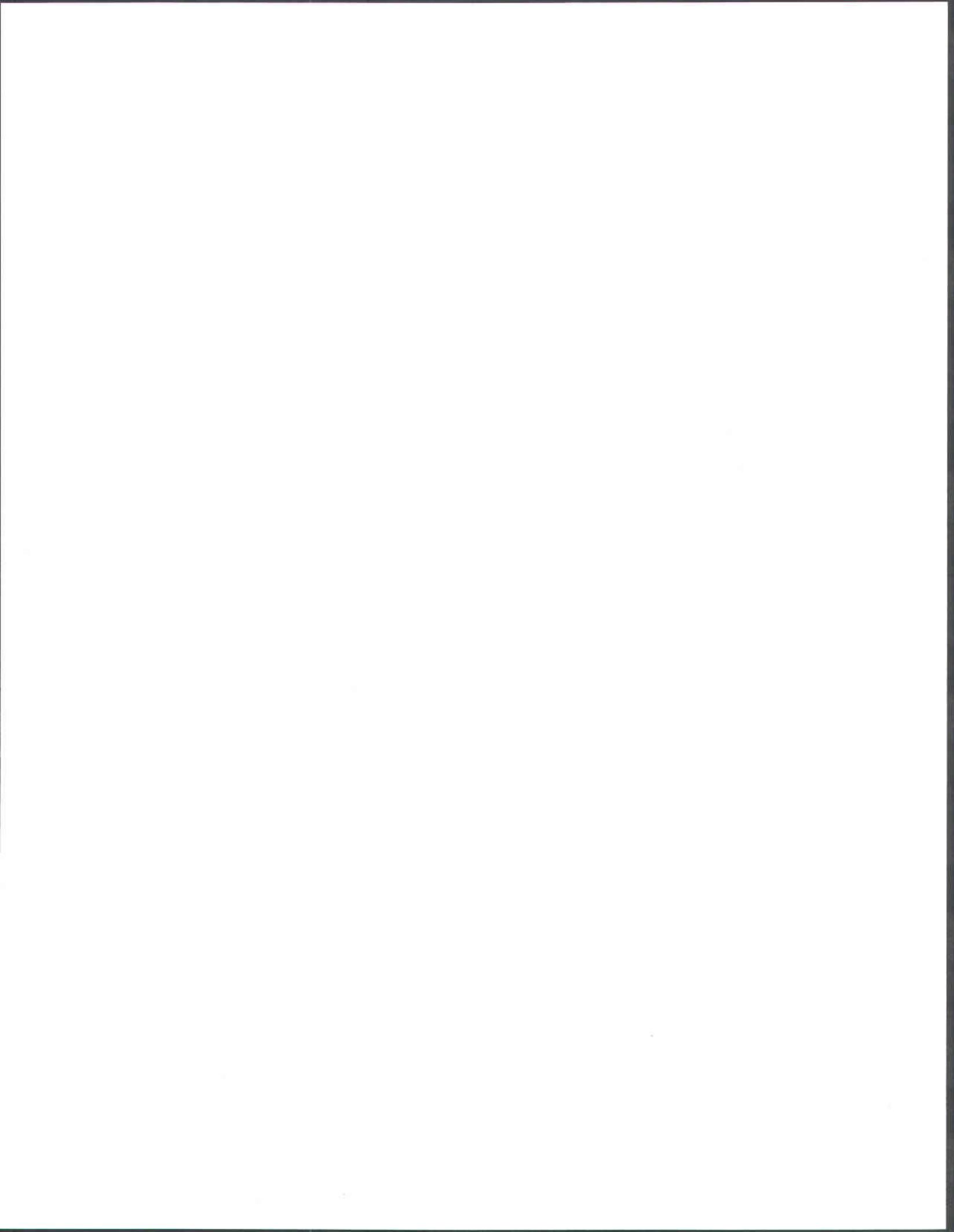
- le choix du niveau initial est une étape cruciale de la simulation. Même un écart faible en début de séquence peut avoir des répercussions à long terme sur les résultats. En utilisant la condition initiale auparavant imposée par HYDROTEL, soit hauteur nulle sur le seuil, la simulation présente un fort écart par rapport aux valeurs mesurés, et ce de manière durable.

Ajoutons à cela que le cas étudié n'est pas tout à fait idéal, en cela que nous ne disposions pas, à cause d'un problème technique, des apports historiques au lac Ludger. Nous avons recréé des apports à partir d'un bilan de masse sur le lac, avant de transformer ces apports en débits sortants du lac par le biais de méthodes faisant intervenir... des bilans de masses.

L'exemple développé n'est donc pas exempt de biais, cependant il a permis de tester, d'une part, la capacité des algorithmes à effectuer ce bilan de masse et, d'autre part, les relations niveau/débit aux vannes et au déversoir. On n'a donc pas « tourné en rond » ni utilisé deux fois exactement la même équation avec simple passage de quelques termes à gauche puis à droite... La structure des programmes et le choix des relations niveau/débit nous ont permis de calculer de manière satisfaisante ce que la physique imposait.

On peut aussi, à la lumière de cet exemple, se rendre compte de la souplesse du logiciel, qui fonctionne indifféremment du nombre de sorties. Le paramètre important est la hauteur du seuil de sortie : au-dessus du seuil, la sortie est active et un débit est calculé, en-dessous la sortie ne fonctionne pas et le débit évacué est nul. Il peut arrêter de s'écouler de l'eau par une sortie sans que cela ne perturbe les calculs. Par exemple, dans le cas du lac Ludger, on a juste à rentrer les paramètres des deux sorties, et on peut faire toutes les simulations désirées sans se soucier de savoir si les deux sorties fonctionnent réellement ou si le déversoir est à sec.

On peut cependant se demander si HYDROTEL est bien adapté à de petits lacs qui réagissent vite, car les pas de temps minimums sont longs (une heure) et la méthode d'intégration dans le temps lisse possiblement trop.



## 7. Reconstruction d'une relation niveau/débit à l'aide de la modélisation hydrodynamique 2D

---

Comme nous l'avons déjà expliqué, il ne peut être mis en place de simulation d'écoulement dans un lac avec HYDROTEL sans connaissance préalable de la (des) relation(s) niveau/débit à l' (aux) exutoire(s) de ce lac.

Une relation niveau/débit au sortir d'un lac, du fait de la présence d'un seuil peut être approximée sous la forme suivante :

$$Q = Ch^k \quad (\text{Éq. 7.1})$$

où  $Q$  est le débit sortant,  $h$  le niveau d'eau sur le seuil,  $C$  et  $k$  des paramètres dépendant de la forme du seuil.

Il existe plusieurs façons de déterminer les paramètres  $C$  et  $k$ . On peut s'appuyer sur des campagnes de terrain, en effectuant plusieurs relevés simultanés du niveau et du débit afin de déterminer la courbe de tarage à la sortie du lac. On peut aussi, dans des cas simples, faire appel à des considérations géométriques (cf. **Annexe C**) pour estimer les paramètres, et éventuellement valider ces résultats par quelques relevés sur le terrain (comme ce fut le cas dans l'exemple du lac en Croix, cf. **Annexe E**). Dans cette partie, une nouvelle méthode va être présentée. Elle présente l'avantage de ne pas nécessiter de mesures de débit, parfois délicates à réaliser, puisqu'elle s'appuie avant tout sur la bathymétrie du lac considéré.

Cette méthode va faire intervenir la modélisation *hydrodynamique*. L'interface logiciel qui va nous permettre de mettre en place cette dernière sera MODELEUR/HYDROSIM, développé à l'INRS-ETE (Heniche *et al.*, 2000).

Il s'agit d'un exercice complexe : en effet, il n'est pas trivial de résoudre des problèmes faisant intervenir des écoulements torrentiels, des seuils et des ressauts.

## **7.1 Présentation de MODELEUR/HYDROSIM**

Le logiciel utilisé dans cette étude peut être considéré comme la combinaison de deux outils différents : un programme de calcul à deux dimensions (HYDROSIM) et un outil de traitement spatial de données assimilable à un système d'information géographique dédié aux écoulements fluviaux (MODELEUR).

### *7.1.1 Présentation de HYDROSIM*

- *Modèle de Saint-Venant à deux dimensions*

HYDROSIM utilise un modèle mathématique de Saint-Venant à deux dimensions dans le plan horizontal. Ce modèle est issu de l'intégration des équations de Navier-Stokes à trois dimensions sous certaines hypothèses, en particulier celle de la pression hydrostatique, ce qui peut apporter certaines limitations d'applications.

Il existe deux formes pour le modèle de Saint-Venant, dépendamment des variables d'état considérées :

- la *forme conservative*, écrite sous forme de divergence, dont les variables sont le niveau d'eau et les composantes en  $(x,y)$  du débit spécifique  $(q_x, q_y)$ ;

- la *forme non conservative* qui utilise également le niveau d'eau pour la pression mais traite le mouvement à l'aide des variables primitives de vitesse  $(u, v)$ .

HYDROSIM utilise la forme conservative, dont les équations sont présentées à l'**Annexe G**.

- *Conditions initiales et aux limites*

Pour faire fonctionner le logiciel HYDROSIM, il est par ailleurs nécessaire de définir des conditions initiales, c'est-à-dire au temps  $t_0$  de début de simulation. Cela revient à écrire :

$$\begin{aligned}q_x(t_0) &= q_{x0} \\q_y(t_0) &= q_{y0} \\h(t_0) &= h_0\end{aligned}\tag{Éq. 7.2}$$

L'introduction de conditions initiales est nécessaire même dans le cas d'écoulements ne dépendant pas des conditions initiales (conditions stationnaires), car le processus de résolution non linéaire requiert une initialisation des variables. D'autre part, une initialisation judicieuse du niveau d'eau accélère la convergence vers une solution numérique.

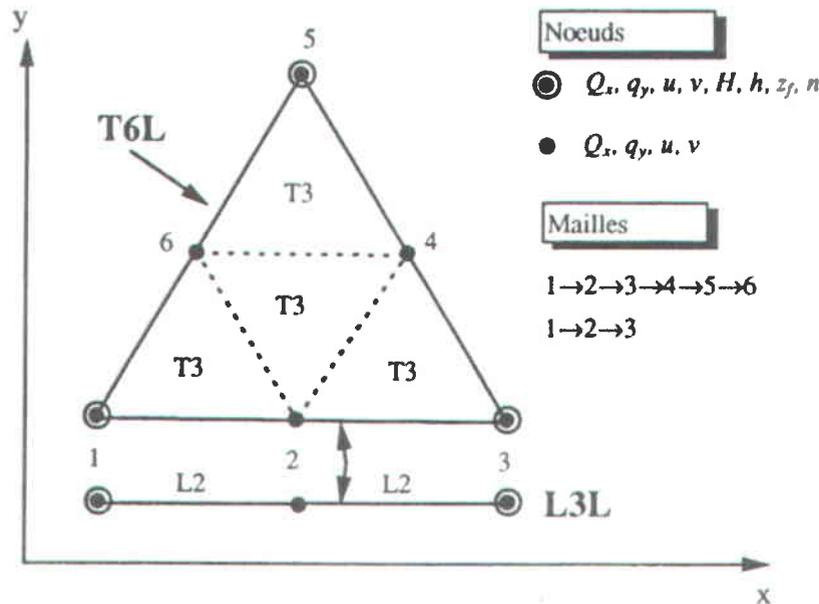
En outre, des conditions aux limites doivent être spécifiées, cela pour confiner le débit au domaine d'écoulement (condition d'imperméabilité), contrôler le débit qui y transite (habituellement imposé à l'amont) et régler le niveau d'eau auquel le plan d'eau doit s'ajuster, qu'il s'agisse d'un écoulement normal ou d'un plan d'eau régularisé par un ouvrage de retenue ou un seuil.

- *Méthode de discrétisation par éléments finis*

Afin de résoudre le problème proposé, HYDROSIM utilise une discrétisation par éléments finis. Les éléments décrivant le domaine de calcul dans le plan sont de forme

triangulaire ce qui permet d'adapter très facilement la densité du maillage à la topographie de la rivière, incluant ses singularités locales (ponts, seuils...).

La **Figure 7.1** représente les éléments utilisés par HYDROSIM. Les éléments triangulaires linéaires à six nœuds (T6L) sont des super-éléments divisés en quatre éléments triangulaires linéaires à trois nœuds (T3L). Les variables géométriques, c'est-à-dire la topographie du fond  $z_f$ , ainsi que le coefficient de frottement  $n$  sont portées aux nœuds-sommets du T6L, où est calculée numériquement la hauteur d'eau  $h$ , ce qui procure une approximation linéaire des variables considérées à cette échelle. Quant aux débits spécifiques, ils sont approximés linéairement sur chacun des éléments T3 formant le T6L. Il y a donc quinze degrés de liberté (douze débits spécifiques plus trois hauteurs) par élément T6L, les autres inconnues (profondeur  $H$ , module de la vitesse) étant déduites de ces valeurs. Aux frontières du domaine d'écoulement, les côtés des éléments T6L sont associés à des éléments rectilignes linéaires à trois nœuds L3L, lesquels permettent d'approximer certaines données reliées particulièrement aux conditions aux limites. De même que les T6L, il s'agit de super-éléments formés cette fois de deux éléments linéaires L2.



**Figure 7.1** Discrétisation des variables à l'aide des éléments T6L et L3L dans HYDROSIM (Leclerc et al., 1997)

- *Résolution numérique*

Selon le problème que l'on a à résoudre, certains aspects de résolution devront être pris en compte. Les problèmes stationnaires se limitent aux non-linéarités, alors que les problèmes d'écoulement transitoire traitent distinctement les aspects temporel et non-linéaire. HYDROSIM permet de résoudre ces deux types de problème.

L'approche non stationnaire consiste essentiellement à discrétiser les termes temporels (vitesse verticale du plan d'eau et accélération locale du courant) par rapport à l'axe du temps à l'aide du schéma d'Euler. La résolution algébrique du système d'équations non linéaires s'effectue par la méthode GMRES (*Generalized minimum residual method*) dans sa version non linéaire. La méthode GMRES, contrairement à d'autres, ne nécessite pas un stockage de la matrice du système algébrique, qui peut s'avérer coûteux en termes de mémoire (Heniche *et al.*, 2001).

$K$  étant une matrice  $n \times n$ ,  $u$  étant l'inconnue (débit spécifique ou hauteur d'eau), l'algorithme GMRES sert à résoudre un système linéaire de la forme :

$$Ku = f \quad (\text{Éq. 7.3})$$

Le vecteur résidu  $r$  est défini par :

$$r = f - Ku \quad (\text{Éq. 7.4})$$

L'algorithme vise à faire diminuer  $r$  jusqu'à atteindre une valeur acceptable : partant d'un vecteur initial  $u_0$ , on construit grâce à un certain nombre d'*itérations* une correction  $\Delta u$  pour obtenir un vecteur  $u_1 = u_0 + \Delta u$  donnant un résidu moins important. Ce  $u_1$  va à son tour être corrigé à la suite d'une nouvelle séquence d'itérations : c'est ce qu'on appelle un *redémarrage* (Secretan, 1991).

Afin d'« aider » l'algorithme GMRES, on effectue un *préconditionnement* : ceci consiste à introduire une matrice de préconditionnement  $K_p$  dans l'équation (7.3) :

$$K_p K_u = K_p f \quad (\text{Éq. 7.5})$$

HYDROSIM permet l'utilisation de quatre types de matrices de préconditionnement pour la résolution : unité, masse (matrice dont les termes sont pondérés par la surface associée à chaque nœud, puis diagonalisée), tangente (matrice dont les termes sont des « pentes » calculées par dérivation par rapport aux degrés de liberté) et ILU (*incomplete lower-upper factorization*). La matrice ILU est celle qui donne la convergence la plus rapide (Heniche *et al.*, 2001), mais elle nécessite le stockage d'une matrice sous forme compressée.

### 7.1.2 Présentation de MODELEUR

MODELEUR est un outil de traitement de données permettant notamment (Leclerc, 1997) :

- l'importation et l'intégration des données de terrain dans une base de données dont la structure est adaptée aux éléments finis;
  - la modélisation numérique de terrain dans un repère géoréférencé;
  - le traitement numérique de champs avec des maillages d'éléments finis;
  - le pilotage du modèle hydrodynamique;
  - la visualisation des résultats.
- 
- *Le maillage d'éléments finis*

Les notions d'éléments et de nœuds, relatives à la méthode des éléments finis, ont été introduites précédemment. En assemblant ces structures élémentaires, on forme un maillage d'éléments finis, qui permet de représenter toute variable, qu'elle soit scalaire ou vectorielle, dans l'espace. Ce maillage est utilisé pour représenter des données actuelles connues (mesures directes ou solution de problèmes algébriques) ou construire

des champs de variables inconnues comme solution de problèmes de mécanique (comme les écoulements).

- *Les partitions*

Une particularité de MODELEUR est la possibilité de fractionner une région en sous-régions, ou sous-domaines, afin d'ajuster le traitement des données au contexte particulier à chacune des régions. En effet, une même information peut provenir de plusieurs sources distinctes dans une même région. MODELEUR propose plusieurs types de partition.

**La partition de maillage** permet, en fonction des besoins locaux d'information dans une sous-région, de spécifier une densité spatiale de mailles triangulaires adaptée au problème à résoudre.

**La partition de bathymétrie** est l'entité qui détermine quelles sont les données de bathymétrie et de topographie à intégrer au modèle numérique d'élévation. Pour la mettre en place, il faut diviser le domaine étudié en plusieurs zones, chaque zone recevant les informations topographiques et bathymétriques d'une source particulière. Ensuite, on « assemble » la partition sur le maillage auquel elle est destinée; l'assemblage transpose par interpolation les données de bathymétrie et de topographie du maillage donneur sur chaque nœud du maillage récepteur.

**La partition de frottement** caractérise le terrain en termes de résistance à l'écoulement. Un coefficient de frottement est calculé d'après les données entrées par l'utilisateur (granulométrie des sédiments, taille caractéristique des aspérités, végétation sub-aquatique ou terrestre, glace).

**La partition de conditions aux limites** porte les données qui serviront à piloter le modèle aux frontières du domaine d'écoulement.

- *Les fonctionnalités*

Pour interpoler les données, MODELEUR utilise **l'algorithme de triangularisation de Delaunay**, qui garantit une solution unique. Il est ainsi possible de porter les données de base sur d'autres supports adaptés aux problèmes à résoudre (maillages hydrodynamiques ou maillages de représentation).

**La modélisation numérique de terrain (MNT)** permet d'assembler toutes les informations utiles à une étude sur un support commun. On distingue le modèle numérique d'élévation (MNE) qui porte sur la bathymétrie ou la topographie, le modèle de substrat (MNS), le modèle de plantes aquatiques (MPA), etc. La plupart de ces composantes sont construites par transfert de données d'un maillage donneur vers le maillage du MNT, autrement elles font l'objet d'une entrée directe par sous-domaine dans MODELEUR.

**La calculatrice** est une autre fonctionnalité utile. Elle permet d'effectuer des opérations arithmétiques et trigonométriques de base ayant pour objet l'ensemble des données d'un champ de variables nodales. Certaines opérations différentielles, tels les calculs de gradient de variables ou d'intégrales, sont également rendus possibles par cet outil. Toutefois, au préalable, les divers ensembles de données entrant dans une formule doivent être portés sur un même maillage afin d'assurer leur homogénéité topologique.

Enfin, MODELEUR comporte plusieurs fonctionnalités permettant à l'utilisateur d'accéder rapidement à tous les ensembles de données spatiales et de les visualiser séparément ou simultanément. On peut afficher les variables nodales sous forme d'isocontours, d'isosurfaces ou de vecteurs. Des outils basiques tels que le zoom, la possibilité d'ouvrir plusieurs fenêtres, d'habiller les images (échelles, orientation du Nord...) existent aussi.

## 7.2 Présentation de la méthode

L'équation (7.1) relie le niveau dans le lac (en fait, hauteur d'eau sur le(s) seuil(s)) et le débit s'écoulant par l'exutoire. Il s'agit d'une des deux équations qu'utilise HYDROTEL pour simuler l'écoulement en lacs.

Nous allons utiliser le modèle MODELEUR/HYDROSIM pour retrouver une relation s'approchant de cette équation. Pour cela, la démarche est simple : une série de simulations hydrodynamiques stationnaires va être réalisée dans un lac, couvrant la gamme de niveaux pouvant être observées dans le lac. Grâce au modèle de Saint-Venant, HYDROSIM va calculer les débits correspondants, et nous pourrons ainsi générer une courbe de tarage reliant le débit sortant au niveau. Il suffira de mettre une équation sur cette courbe pour en déduire la relation niveau/débit à l'exutoire.

### 7.2.1 Performance de la méthode

Cette méthode présente l'avantage d'être peu exigeante en données d'entrée : en effet, puisqu'on va faire plusieurs simulations avec à chaque fois un débit donné, il n'est pas nécessaire d'avoir une grande connaissance des débits historiques sur l'exemple utilisé. Avoir la bathymétrie du lac est suffisant, étant donné que pour un débit donné l'écoulement va s'organiser en fonction de celle-ci.

On pourrait même être relativement vague dans la description de la bathymétrie dans la mesure où il n'est pas nécessaire de la connaître de manière précise sur l'ensemble du lac, mais seulement dans la région du seuil, puisque celui-ci définit une section critique de l'écoulement.

L'inconvénient principal de la méthode se situe au niveau du temps de calcul : selon le nombre d'éléments utilisés, une seule simulation peut prendre jusqu'à plusieurs heures.

### 7.2.2 *Cas d'étude*

C'est l'exemple du lac Kénogami (Saguenay-Lac-Saint-Jean) qui va être utilisé pour cet exercice<sup>1</sup>. Il existe plusieurs barrages sur le lac Kénogami, ce qui pose des problèmes pour la mise en place d'une simulation : par combinaison d'ouverture des vannes, il existe de nombreux moyens d'obtenir un même débit, même si le niveau diffère. Le corollaire est qu'il n'existe pas de relations niveau/débit uniques aux exutoires de ce plan d'eau, soit aux barrages de Pibrac (rivière aux Sables) et au barrage de Portage-des-Roches (rivière Chicoutimi).

Mais très vite, Michel Slivitzky (professeur émérite à l'INRS-ETE) nous expliqua qu'il était possible de retrouver des courbes de tarage aux sorties du lac Kénogami dans sa configuration antérieure à la construction des ouvrages existant actuellement, soit avant 1924. À cette époque, les ouvrages de régulation étaient en bois et lesdites courbes de tarage y étaient uniques.

De nombreuses recherches ont donc été menées dans le but de retrouver les courbes en question, en particulier dans les rapports de la Commission des Eaux Courantes du Québec (CEC) datant des années entourant la construction des barrages, et aussi auprès du CEHQ et d'Hydro-Québec. Ces recherches se sont malheureusement révélées infructueuses. Nous nous heurtâmes en particulier à un obstacle imprévisible : suite aux événements du Saguenay en juillet 1996, un procès a été entrepris par des compagnies d'assurance contre les gestionnaires des barrages, les premières accusant les seconds d'une gestion inadaptée lors des événements. De nombreuses pièces ont été saisies aux fins de cette enquête et classées confidentielles.

---

<sup>1</sup> Ce choix date du début de ces travaux de maîtrise; en effet, il existe déjà une modélisation HYDROTEL du bassin versant du lac Kénogami, raison pour laquelle Richard Turcotte (CEHQ) nous proposa de l'utiliser quand nous lui avons soumis notre intention d'étudier les écoulements dans les lacs à sorties multiples.

En particulier, un rapport de Francis Therrien (1999) où des simulations étaient réalisées sur la bathymétrie originelle du lac Kénogami tombait sur le coup de cette confidentialité. Les nombreuses démarches entreprises pour en obtenir certains feuillets sont restées lettre morte. Cette étude visait à simuler les inondations qu'aurait créées le déluge si les barrages étaient absents, dans le but de mesurer l'impact de la gestion sur les dégâts observés en aval.

Malgré les embûches, nous avons décidé de garder notre idée première (travailler sur l'ancienne configuration du lac Kénogami) mais d'en faire une autre utilisation : mettre en place une méthode pour retrouver les relations niveau/débit aux exutoires d'un lac. L'avantage de ce choix est que nous disposions d'informations cartographiques de très grande qualité, en particulier d'une carte fournie par Hydro-Québec donnant la bathymétrie du lac au mètre (**Figure 7.2**). Les isocontours bleus et rouges décrivent le lac Kénogami, les bleus étant plus profonds que les rouges.

Le travail de recherche sur le lac Kénogami nous a amené à très bien connaître son bassin et en particulier son histoire tant humaine qu'« hydraulique ». Pour information, l'**Annexe H**, en plus de donner toutes les informations générales nécessaires à l'appréhension du bassin, présente l'histoire de ce lieu, des débuts de son occupation jusqu'au contrôle des débits du lac.

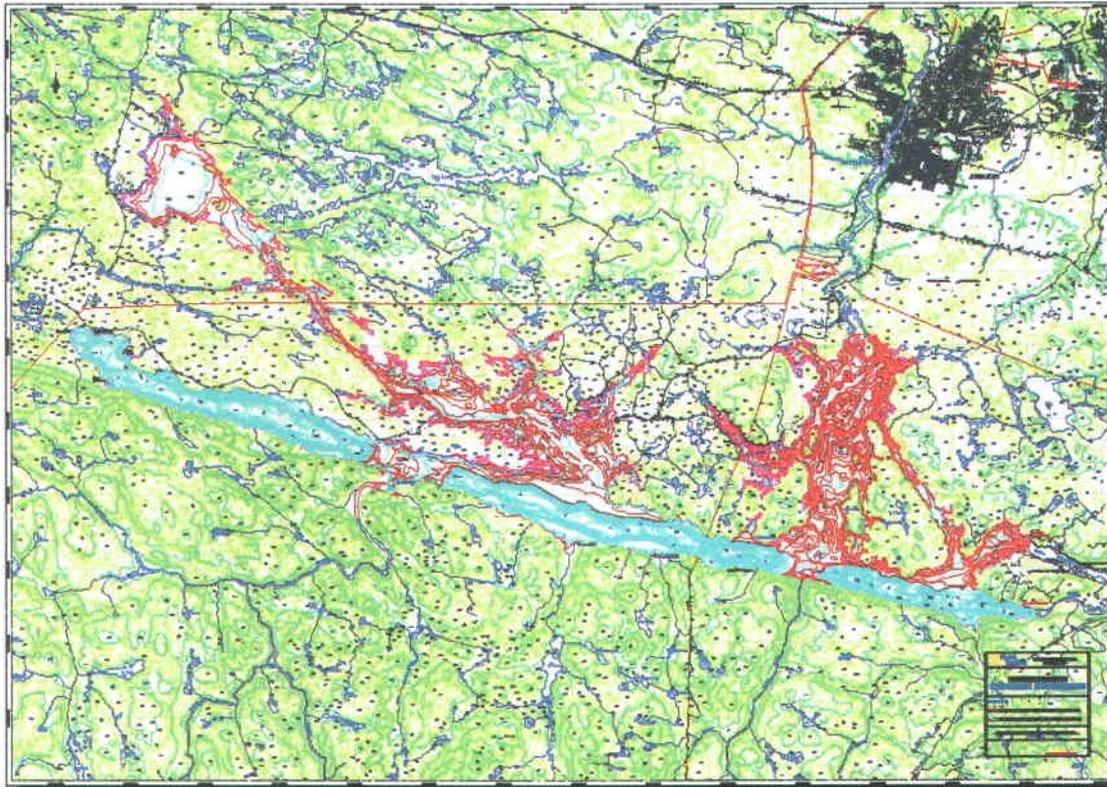


Figure 7.2 Bathymétrie du lac Kénogami et topographie des alentours (Hydro-Québec, 2000)

Le choix a été fait de se concentrer sur une seule sortie, en l'occurrence la principale qui est celle débouchant sur la rivière Chicoutimi au niveau du barrage de Portage-des-Roches. En effet, il n'est pas prévu de réaliser une simulation complète du lac Kénogami sous HYDROTEL, simulation qu'on ne pourrait évaluer puisqu'on travaille sur un état fictif du lac, tout du moins n'existant plus. Toutefois, des données, à la fois trouvées dans la littérature et recueillies sur le terrain, sont disponibles si l'on veut mettre en place une modélisation similaire du seuil de Pibrac. L'ensemble de ces données est présenté à l'Annexe I.

### 7.3 Recréation de la bathymétrie

Pour retrouver la bathymétrie du lac avant construction, il ne suffit pas d'effacer les barrages. Les lignes de niveau doivent être redessinées, dans la mesure où les barrages les ont largement modifiées, de même que le niveau d'eau s'est vu rehaussé. Les

informations dont nous disposions étaient plus ou moins précises et provenaient de sources très diverses, l'enjeu était donc de parvenir à les combiner afin d'obtenir un « compromis bathymétrique » le plus réaliste possible.

Rappelons, comme précisé à l'**Annexe H**, que la régularisation des eaux du lac Kénogami s'est faite en deux étapes : en 1906, des barrages en bois ont été construits, remplacés à partir de 1923 par des ouvrages en béton qui sont ceux que nous pouvons observer actuellement. C'est la bathymétrie non perturbée qui nous intéresse, c'est-à-dire celle d'avant 1906.

Pour réaliser cette partie du travail, c'est le logiciel ArcMap (Compagnie ESRI) qui a été utilisé.

### 7.3.1 Dans la littérature

Les rapports de la CEC donnent quelques indications sur l'allure naturelle du lac Kénogami. Dans l'édition de 1930, on peut lire :

*« Dans les conditions naturelles, le débit de la rivière aux Sables devenait pratiquement nul pendant l'hiver, et celui de la rivière Chicoutimi atteignait quelques cents pieds-seconde. Le niveau d'eau basse du lac pouvait atteindre, dit-on, jusqu'à la cote 78 [...] la hauteur naturelle des hautes eaux étant à la cote 88. »*

Les cotes mentionnées ci-dessus sont en pieds, par rapport à une référence arbitraire, et correspondent à des niveaux géodésiques en mètres de 152,9 m et 155,9 m, respectivement.

Le rapport de 1931 précise :

*« Le lac Kénogami est une nappe d'eau qui, à l'état naturel, a une superficie de 8 milles carrés aux hautes eaux. »*

Sur la brochure *Gestion des crues du lac Kénogami*, publiée par la Direction de l'Hydraulique du Ministère de l'Environnement, le niveau naturel est annoncé être à 80 pieds, soit 153,5 m.

L'emplacement des seuils naturels a été déterminé par recherche dans la littérature, mais avant tout grâce à des photographies (**Photos 7.1**) prises en avril 2007, au moment des basses eaux, par le CEHQ. Elles semblent montrer que les seuils naturels se situent :

- en aval du barrage de Pibrac-Est sur la rivière aux Sables;
- en amont du barrage de Portage-des-Roches sur la rivière Chicoutimi.

C'est sur ces seuils que nous avons concentré notre travail, puisque ce sont eux qui vont déterminer la forme des lignes d'eau sur les deux exutoires du lac. Étant données les valeurs historiques des niveaux du lac Kénogami, nous pensons que les sorties de Pibrac-Ouest et de l'évacuateur de Pibrac-Est n'étaient pas opérationnelles dans la configuration naturelle. C'est la régularisation, en rehaussant le niveau, qui a fait que de l'eau pouvait s'écouler par ces nouveaux exutoires. On retrouve là encore un bel exemple d'un relief immature, tel que décrit dans l'introduction du présent mémoire (section 1.3.1). Ces deux sorties n'ont donc pas été modélisées, de même que celle du barrage de Pibrac-Est : nous nous sommes limités à la sortie de Portage-des-Roches. Ceci se traduit par l'absence de conditions aux limites sur la rivière aux Sables (frontière hermétique).



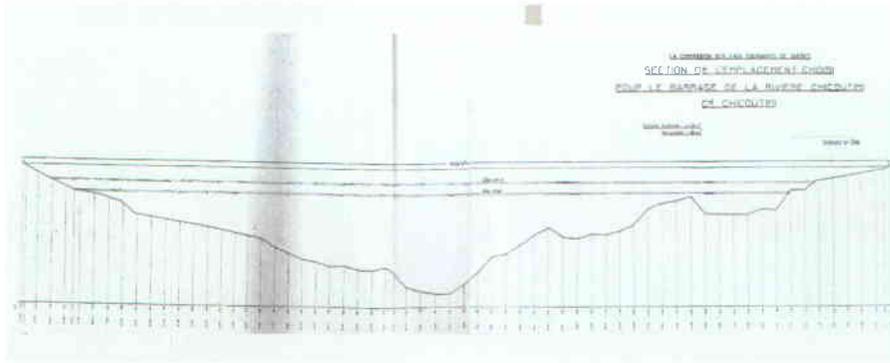
Photo 7.1 Vue de seuils

En haut : Rivière aux Sables, en aval de Pibrac-Est



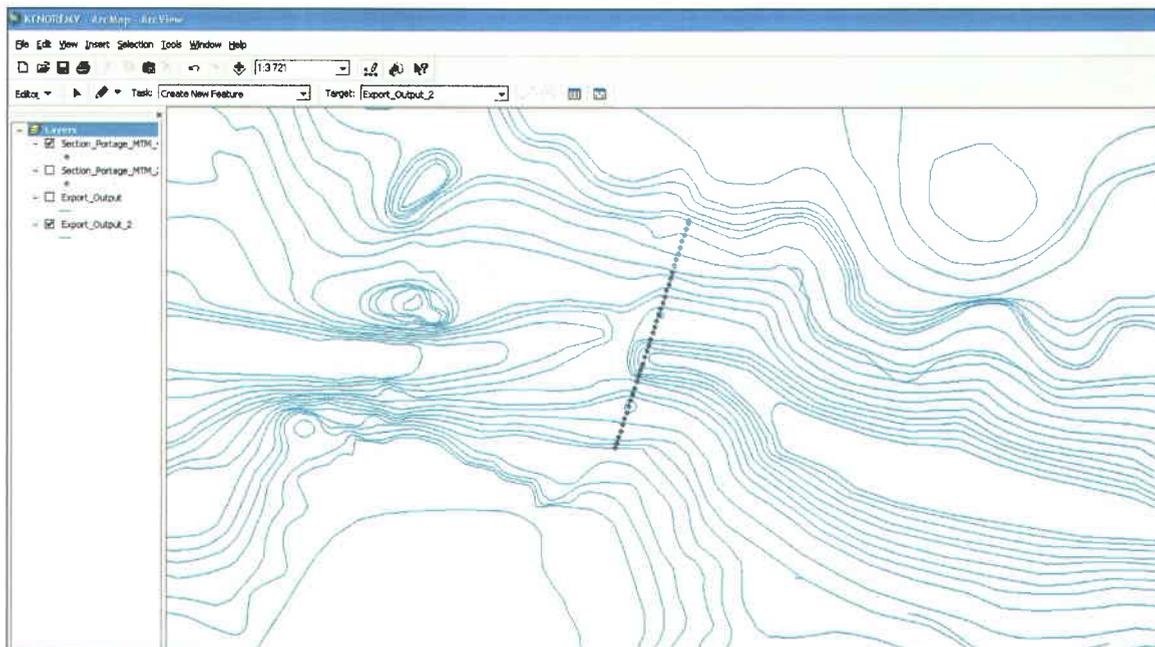
En bas : Rivière Chicoutimi, en amont de Portage-des-Roches.

Pour la sortie de Portage-des-Roches, rappelons que nous avons déterminé que la position naturelle du seuil se situe à l'amont immédiat du barrage de Portage-des-Roches. Dans le rapport de la CEC de 1916, on trouve un relevé des sections sur lesquelles sont construits les ouvrages. En particulier, la **Figure 7.3** montre la section sur laquelle est construit le barrage de Portage-des-Roches.



**Figure 7.3** Section de l'emplacement du barrage de Portage-des-Roches (CEC, 1916)

En plaçant cette section sur la carte d'Hydro-Québec dépourvue au préalable du barrage de Portage-des-Roches, nous obtenons de nombreux nouveaux points qui nous permettent de compléter les lignes de niveau pour obtenir la bathymétrie de cette zone au mètre. Il est indispensable de garder à l'esprit la cote minimale du lac durant la réalisation de ce travail, afin de ne pas placer le seuil trop haut. La **Figure 7.4** montre la nouvelle bathymétrie au niveau de Portage-des-Roches sur la rivière Chicoutimi.



**Figure 7.4** Bathymétrie utilisée à l'exutoire de la rivière Chicoutimi

On peut voir que le seuil est bien marqué, juste à l'amont de la section donnée dans le rapport de la CEC (en pointillés).

### 7.3.2 Modèle numérique d'altitude

Grâce aux fonctionnalités du logiciel ArcMap, et en particulier l'extension « 3D Analyst », il est possible d'interpoler toutes les données topographiques et bathymétriques de manière à obtenir un modèle numérique d'altitude. Par la création d'un fichier TIN (*Triangular irregular network*) converti en fichier matriciel puis en points, le logiciel crée des cellules carrées de taille fixe. Le fichier de points consiste en l'ensemble des centres de ces cellules.

Le travail réalisé avec MODELEUR/HYDROSIM a nécessité un nombre important de points dans les zones critiques vis-à-vis de l'écoulement, c'est-à-dire au niveau des seuils. Ailleurs, on peut se contenter de moins de points, de manière à optimiser le nombre de données qu'aura à traiter le logiciel. L'idée est donc d'extraire plusieurs semis de points : le premier, de faible résolution, couvrira l'ensemble du lac. Le second, plus « serré », se concentrera sur les zones d'intérêt, i.e. les exutoires. Une troisième taille de maille sera utilisée dans les zones situées en aval et en amont des exutoires, pour obtenir un bon compromis entre précision et quantité de données. Ces différents semis serviront ensuite d'intrants à MODELEUR. Il est également possible d'importer directement le fichier TIN dans MODELEUR.

Le semis principal, couvrant l'ensemble du lac, contient un point aux 80 m, ce qui n'est pas de la plus grande précision mais, étant donnée la superficie du plan d'eau, on ne peut se permettre d'utiliser un maillage plus fin pour des raisons de capacité de calcul de l'ordinateur. Pour les sorties, les deux semis correspondants ont été dessinés aux 2,5 m alors que des semis aux 15 m ont été mis en place à l'amont et à l'aval des sorties. La **Figure 7.8** montre tous ces semis de points, ainsi que le pourtour du lac Kénogami. Un nombre important de points a été conservé autour du lac, afin de ne pas perdre d'informations au niveau du périmètre du lac. On observe des taches noires aux exutoires, dues à l'importante concentration de points dans ces zones.

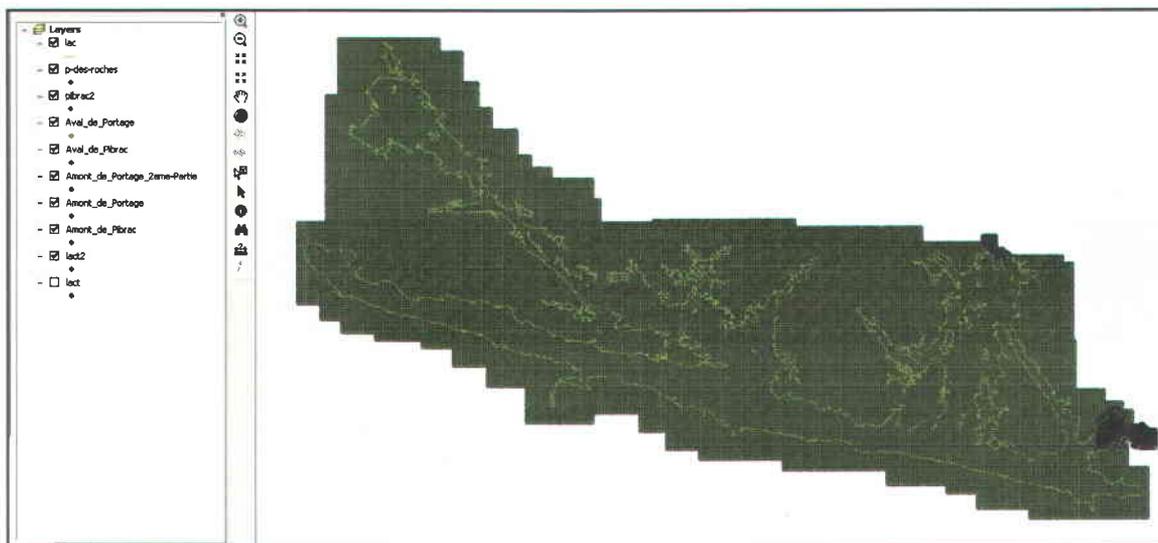


Figure 7.5 Semis de points utilisés pour la simulation du lac Kénogami

## 7.4 Modélisation hydrodynamique

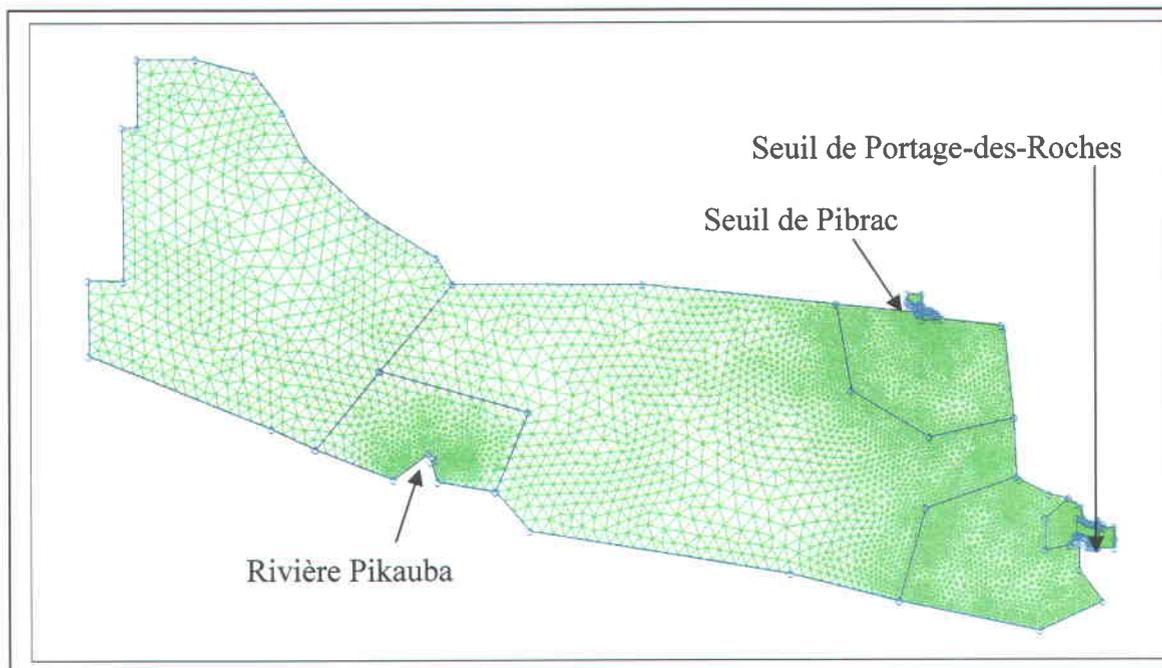
### 7.4.1 Conversion des données

Une fois le minutieux travail de récupération des données terminé, il faut transformer les fichiers obtenus afin que MODELEUR soit capable de les lire et de les interpréter. Les fichiers sont écrits selon le format requis d'après le type de données, en accord avec les indications rapportées dans le guide d'utilisation de MODELEUR.

Les données brutes de topographie sont utilisées dans une partition de topographie englobant la totalité de ces points. On a utilisé ladite partition, en la projetant sur un maillage hydrodynamique, pour créer un champ scalaire de topographie. On projettera également une partition de substrat, construites à partir de nos observations sur le terrain, sur le maillage hydrodynamique pour obtenir un champ scalaire de frottement de substrat. Le maillage hydrodynamique est le produit d'une partition de maillage qui a été assemblée. Cela permet de resserrer le maillage dans les zones d'intérêt du lac, nous permettant d'avoir plus de points de calcul à ces endroits. En fait, il ne faut pas confondre densité de données de topographie et densité du maillage. Nous avons utilisé plus de

points dans les zones d'intérêt – autour des exutoires – afin d'y obtenir une bathymétrie plus précise. Nous y resserrons le maillage afin d'étudier au mieux l'hydraulique de ces zones. Si la concentration des données et celle du maillage y sont importantes, il ne s'agit en aucun cas de la même chose.

Les **Figures 7.6** et **7.7** montrent les résultats de cette partie du travail. Sur la première, on aperçoit le premier maillage hydrodynamique utilisé tandis que la seconde présente les isolignes d'altitude aux 2 m obtenues après projection de la topographie sur ce maillage.



**Figure 7.6** Maillage hydrodynamique

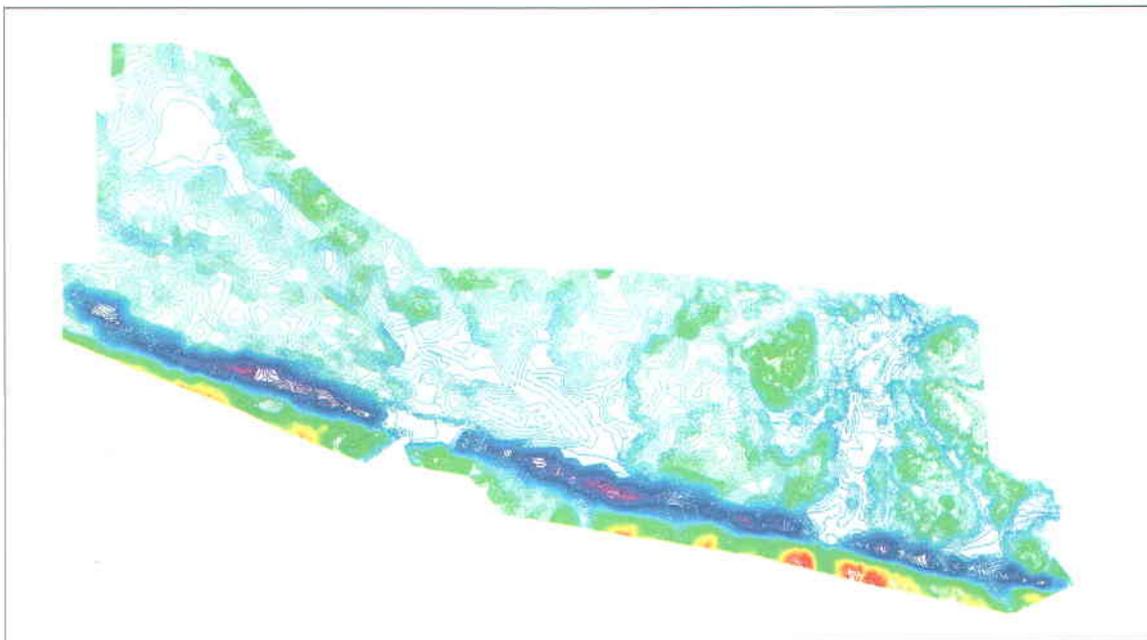


Figure 7.7 Topographie simulée par MODELEUR

La dernière étape préliminaire à la simulation hydrodynamique est la définition de conditions aux limites sur le maillage, point sur lequel nous aurons l'occasion de revenir plus loin.

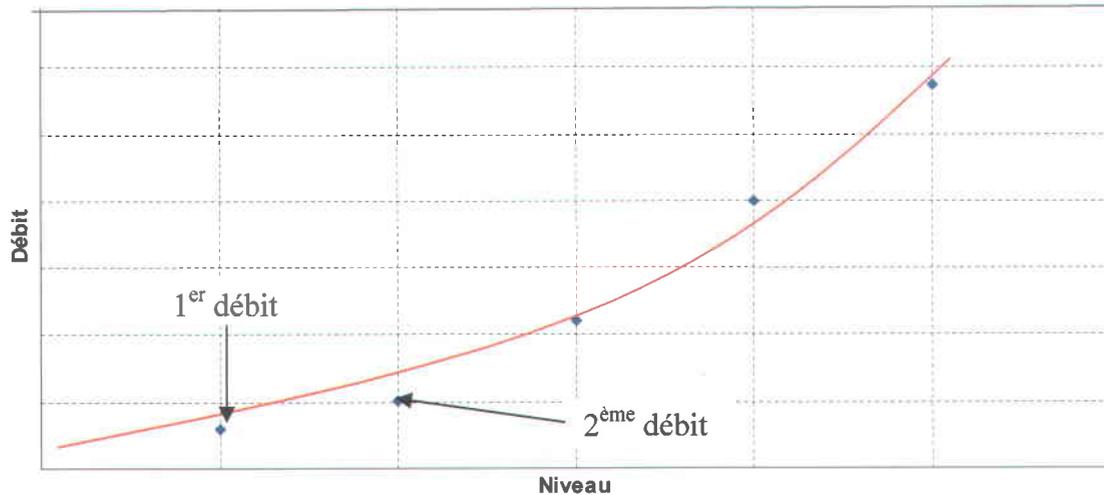
#### 7.4.2 Méthode pour retrouver les relations niveau/débit à Portage-des-Roches

Les relations niveau/débit à Portage-des-Roches seront déterminées à partir des résultats de plusieurs simulations.

Habituellement, les conditions aux limites consistent en un débit à l'amont du domaine d'étude (et un niveau correspondant afin que le logiciel calcule une répartition du débit dans la section d'entrée) et un niveau d'eau à l'aval, ceci afin de s'assurer de l'unicité de la solution calculée par le logiciel (Heniche *et al.*, 2000).

Toutes les simulations réalisées le seront en mode stationnaire : le but est de faire calculer par HYDROSIM le niveau dans le lac correspondant au débit amont imposé. En faisant

plusieurs simulations, avec à chaque fois un débit différent, on retrouve une courbe niveau/débit sur laquelle on apposera une équation, comme le montre la **Figure 7.8**.



**Figure 7.8** Visualisation de la relation niveau/débit

Le choix du niveau aval, qui n'est pas appliqué au niveau du lac mais dans le cours d'eau en aval, a une certaine importance. On choisira un niveau plus important que l'altitude du fond du cours d'eau, mais suffisamment bas pour que le seuil ne soit pas noyé. La convergence d'une modélisation peut par ailleurs être affectée par un niveau aval trop bas impliquant des vitesses très importantes. On essaiera de fixer celui-ci de manière à garder un ordre de grandeur raisonnable pour la vitesse moyenne dans la section de sortie (entre 1,5 et 2 m/s).

Étant donné qu'il existe une coupure hydraulique au niveau du seuil, l'onde ne peut remonter du cours d'eau aval vers le lac : le calcul du niveau du lac n'est pas influencé par la condition aux limites en aval, si tant est, bien sûr, que le seuil ne soit pas noyé.

Le fait d'inclure un seuil avec coupure hydraulique dans la modélisation nous fait sortir du cadre des hypothèses du modèle de Saint-Venant à deux dimensions : la pression ne pourra être considérée hydrostatique en tout point. On inclut donc une erreur qui, selon les concepteurs d'HYDROSIM, reste tout de même limitée par rapport aux autres erreurs qui sont faites.

### 7.4.3 « Chemin de convergence »

On considère que l'on a convergence de la simulation lorsque les corrections maximales (calculées après chaque bloc d'itérations) deviennent minimales, soit inférieures à  $10^{-4}$ , et que les erreurs sur les débits entrant et sortant tels que calculés par HYDROSIM dans son bilan sont inférieures à 10 %.

Pour obtenir la solution du problème stationnaire, on va effectuer une simulation par « blocs » : partant d'un état initial fixé, on va effectuer tour à tour plusieurs simulations, les conditions initiales de chacune d'entre elles étant données par les résultats de la simulation précédente. Le « chemin de convergence » que nous utilisons au cours de nos simulations est le suivant :

- i) Simulation avec matrice de préconditionnement identité : un seul préconditionnement de vingt redémarrages suffit à obtenir la « convergence » (corrections inférieures à  $10^{-4}$ , le logiciel arrête le calcul);
- ii) Simulation avec matrice de préconditionnement masse : avec vingt préconditionnements de vingt redémarrages chacun, on arrive là aussi à des corrections faibles;
- iii) Simulation avec matrice de préconditionnement ILU : on commence par appliquer des préconditionnements comprenant chacun dix redémarrages, jusqu'à ce que la première correction du premier redémarrage soit faible (inférieure à  $10^{-1}$ ); ceci est en général obtenu avant le soixantième préconditionnement;
- iv) Simulation avec matrice de préconditionnement ILU en augmentant à 100 le nombre de redémarrages : on arrive généralement à la convergence après dix à vingt préconditionnements.

Le nombre d'itérations de chaque redémarrage est choisi comme étant égal au maximum permis par le logiciel, soit cent cinquante. Le choix d'utiliser une telle séquence est fait dans le but d'aider le logiciel : les matrices de préconditionnement unité et masse donnent une convergence moins rapide que la matrice ILU, mais sont plus stables; en les utilisant au début, on tend vers un état plus proche de la solution en régime stationnaire, et cela aide la résolution avec la matrice ILU.

#### 7.4.4 Première simulation avec $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$

La première simulation fut réalisée en utilisant un débit amont de  $150 \text{ m}^3/\text{s}$ . On a d'abord utilisé un maillage couvrant l'intégralité du lac, tel que présenté à la **Figure 7.6**. Le niveau aval, dans la rivière Chicoutimi, a été fixé à 152 m. Le fond de la rivière se situe à la cote 148 m.

Les résultats en termes de niveau d'eau apparaissent aux **Figures 7.9** (isosurfaces sur l'ensemble du lac et isoligne de profondeur nulle, aussi appelée « ligne de découverture ») et **7.10** (profil en long à la sortie). La **Figure 7.10** montre les vitesses à la sortie du lac.

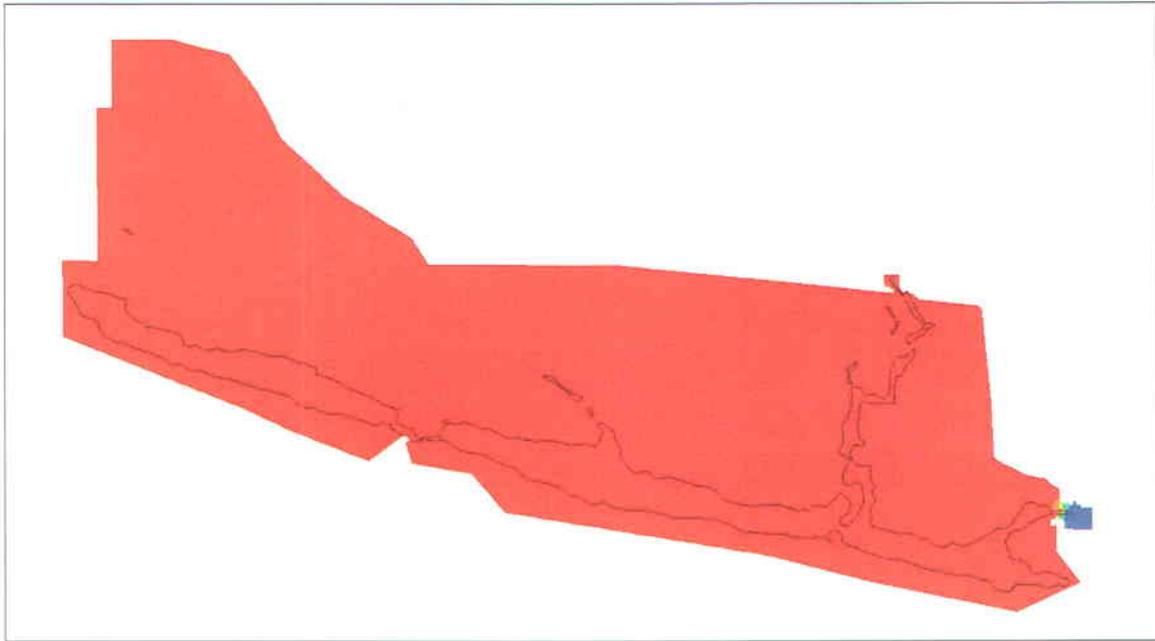


Figure 7.9 Isosurfaces de niveau d'eau et ligne de découvrement –  $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$

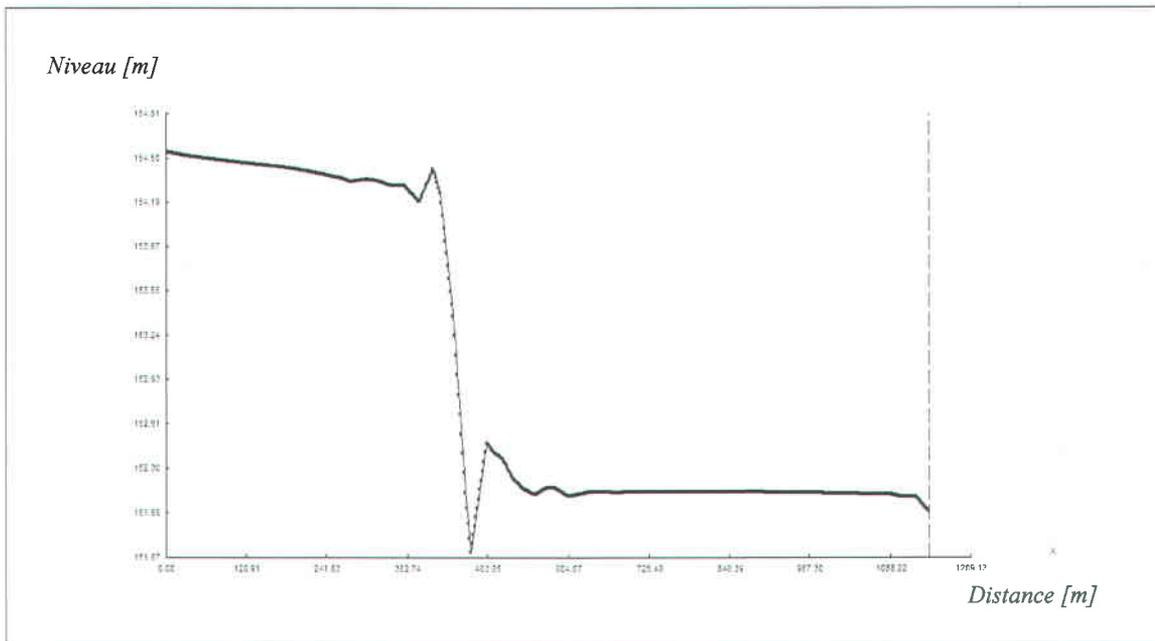


Figure 7.10 Profil en long à l'aval –  $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$

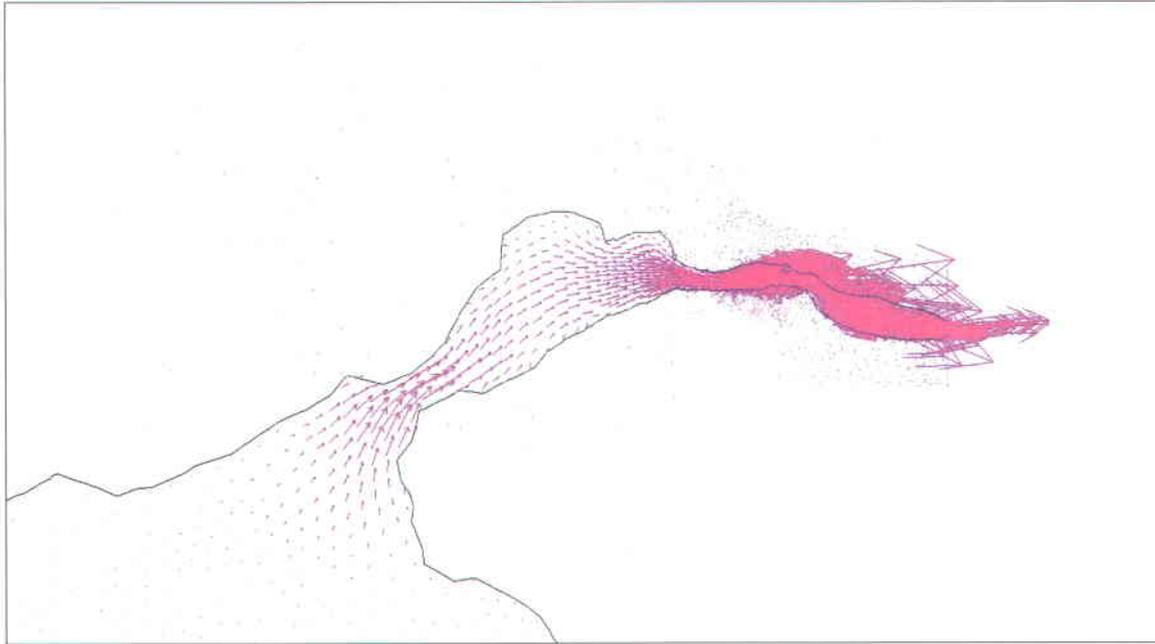


Figure 7.11 Vecteurs vitesse à la sortie du lac –  $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$

Plusieurs conclusions peuvent être tirées de ces trois figures :

- Tant les isosurfaces de niveau d'eau que les vecteurs vitesse nous montrent que l'on est bien en présence d'un lac : le niveau est le même partout sauf sur le seuil et dans la rivière Chicoutimi; les vitesses sont très faibles partout sauf à l'approche du seuil et dans la rivière;
- Une coupure hydraulique existe au niveau du seuil de Portage-des-Roches, elle se manifeste par une chute brutale du niveau de surface;
- À l'aval, là où le niveau est imposé, il existe un résidu relativement important, se traduisant par une chute du niveau pour rattraper la valeur imposée.

Ce résultat est largement perfectible, le maillage couvrant insuffisamment la zone du seuil. Par conséquent, on y observe des irrégularités voire même des oscillations numériques, comme par exemple dans l'augmentation du niveau juste avant le seuil.

On peut donc imaginer de faire de nouvelles simulations en réduisant la taille des mailles au niveau du seuil afin d'obtenir une meilleure description de la ligne d'eau à cet endroit.

Par ailleurs, le niveau du lac obtenu (154,8 m) laisse une très grande partie du domaine de simulation découverte (non recouverte d'eau). On peut donc limiter la taille du maillage en supprimant toute la partie découverte. Par ailleurs, l'expansion du lac dans la direction Nord-Sud vers le seuil de Pibrac peut également être supprimée puisqu'elle ne participe pas vraiment à l'écoulement (vitesses très faibles) et que l'on travaille en régime stationnaire : il n'y a donc pas de variation de niveau, et donc pas de surface inondée.

#### 7.4.5 Deuxième simulation avec $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$

Sur la **Figure 7.12**, on voit le maillage hydrodynamique restreint utilisé pour la deuxième simulation avec un débit de  $150 \text{ m}^3/\text{s}$ . La taille de maille a été réduite à 3 m sur le seuil afin de décrire au mieux le « choc » induit par celui-ci. Par ailleurs, dans la région proche de l'entrée de la rivière Pikauba, la profondeur est peu importante : il faut donc y resserrer le maillage pour que le débit soit partagé entre plusieurs éléments du maillage.

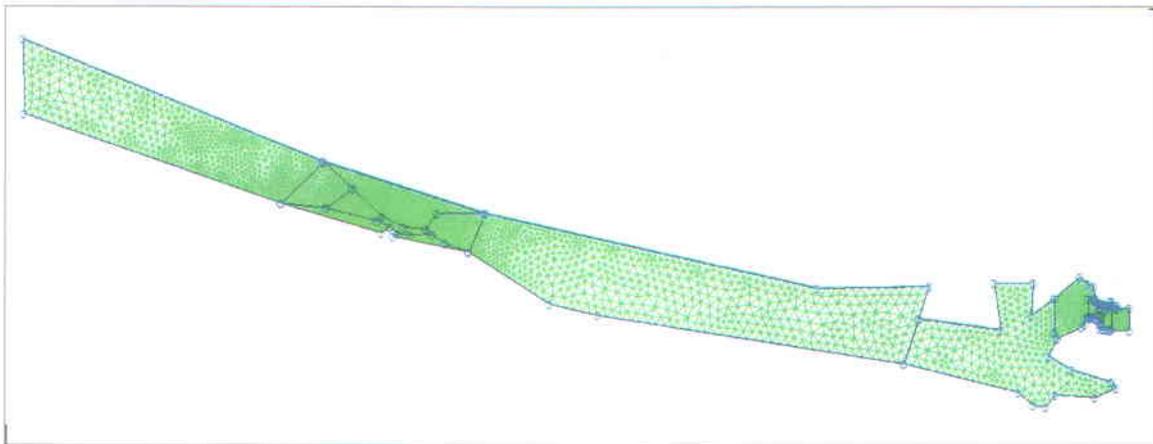
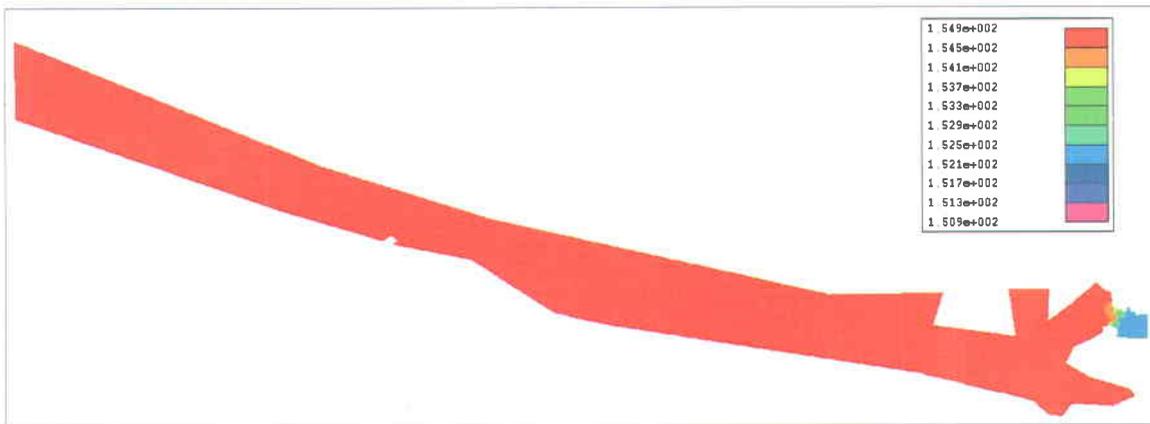
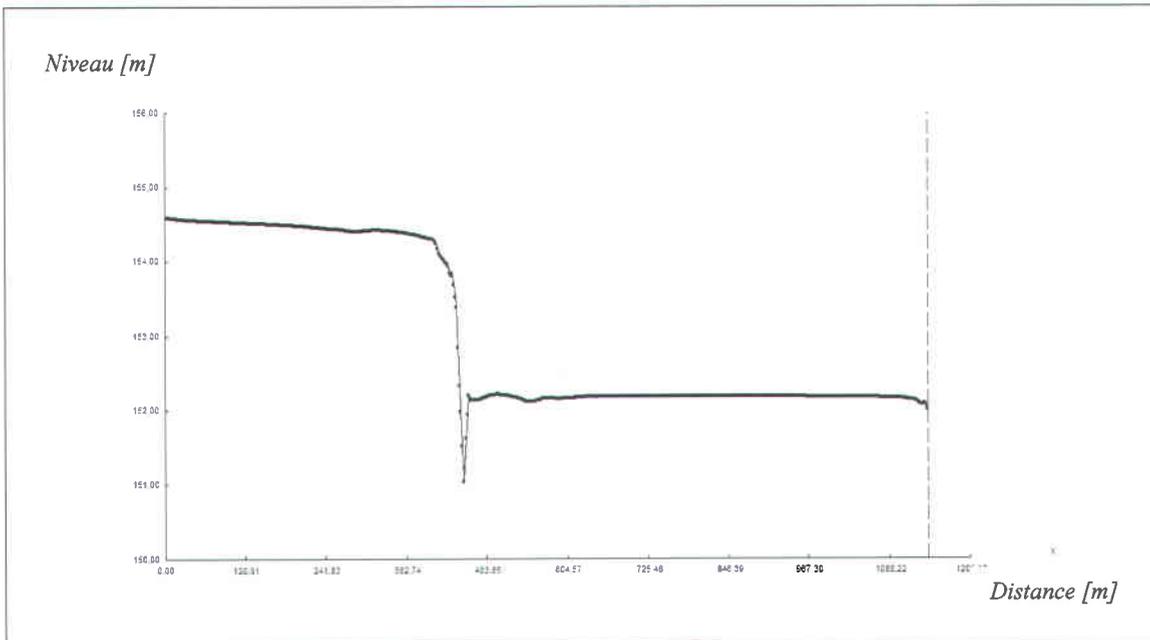


Figure 7.12 Maillage hydrodynamique restreint

Les résultats sont présentés aux **Figures 7.13** (isosurfaces de niveau d'eau), **7.14** (niveau d'eau sur le profil en long) et **7.15** (vecteurs vitesse au niveau du seuil). On obtient notamment une bien meilleure description de ce qui se passe au niveau du seuil : on observe toujours un gros choc, mais à présent beaucoup plus concentré spatialement. À l'aval de ce choc, on a quelques oscillations pour rattraper le niveau aval, assimilables à un ressaut hydraulique. Un résidu important est conservé à l'endroit où est imposée la condition aux limites aval, car il s'agit d'une condition aux limites de Dirichlet.



**Figure 7.13** Isosurfaces de niveau d'eau [m] sur maillage restreint –  $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$



**Figure 7.14** Profil en long à l'aval avec maillage restreint –  $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$

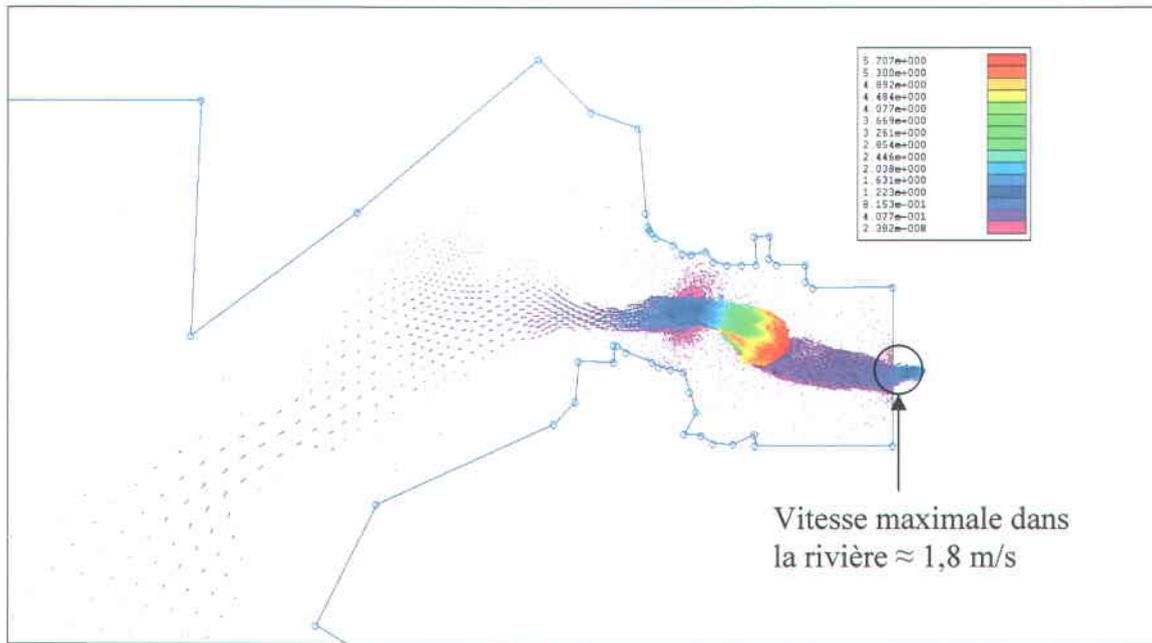


Figure 7.15 Vecteurs vitesse à la sortie du lac avec maillage restreint –  $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$

La Figure 7.16 représente les isosurfaces de niveau en faisant un zoom sur le seuil. On y voit quelques éléments intéressants : l'abaissement de la ligne d'eau avant d'arriver sur le seuil, la chute de niveau sur celui-ci et enfin la stabilisation en aval.

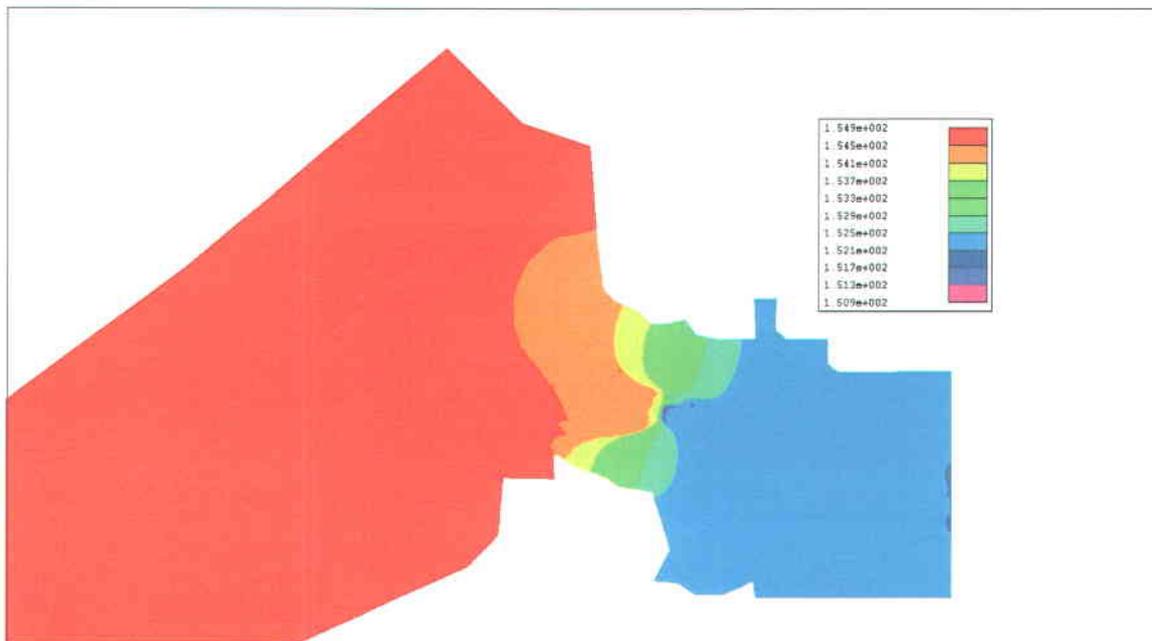


Figure 7.16 Isosurfaces de niveau dans la partie aval –  $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$

Les résultats obtenus pour 150 m<sup>3</sup>/s sont :

En entrée :  $Q_e = 144,517 \text{ m}^3/\text{s}$ , soit une erreur de 3,7 %

En sortie :  $Q_s = 144,147 \text{ m}^3/\text{s}$ , soit une erreur de 3,9 %

Le niveau dans le lac se stabilise à une hauteur de 154,8 m.

#### 7.4.6 Autres simulations

On va effectuer le même travail de simulation pour différents débits : 20, 50, 100, 200 et 250 m<sup>3</sup>/s afin d'obtenir une bonne description des différents états possibles du lac Kénogami. Avec un débit de 250 m<sup>3</sup>/s, le niveau se situe à 155,7 m, ce qui est très proche des 155,9 m décrits comme niveau naturel des hautes eaux dans le rapport de la Commission des eaux courantes de 1930. Le niveau aval est ajusté afin de conserver une gamme de vitesses réaliste en aval.

Les résultats sous formes d'isosurfaces et de profils en long sont présentés à l'**Annexe J**. Les valeurs du niveau aval choisi, du niveau obtenu dans le lac et de la vitesse maximale dans la rivière Chicoutimi en fonction du débit sont présentées au **Tableau 7.1**. Pour un débit de 250 m<sup>3</sup>/s, la vitesse est importante dans la rivière Chicoutimi. Ceci est dû au fait que nous avons dû évoluer avec un niveau maîtrisé dans la rivière pour s'assurer que le seuil ne soit pas noyé.

**Tableau 7.1 Niveaux dans le lac et le cours d'eau aval, et vitesses maximales**

Débit [m <sup>3</sup> /s]	Niveau aval [m]	Niveau du lac [m]	Vitesse dans la rivière [m/s]
50	151,3	154,0	1,22
100	151,6	154,5	1,66
150	152,0	154,8	1,80
200	152,3	155,3	2,20
250	152,5	155,7	2,64

## 7.5 Dédution de la relation niveau/débit

La relation niveau/débit est, par hypothèse, de la forme  $Q = C(N - z)^k$ ,  $z$  étant l'altitude du seuil de Portage-des-Roches. D'après la topographie du seuil, il y a écoulement à partir du moment où l'eau atteint la cote 153, qui est donc la valeur de  $z$ .

Si  $h$  est la hauteur d'eau sur le seuil ( $h = N - z = N - 153$ ), on a alors :

$$\ln(Q) = \ln(C) + k \ln(h) \quad (\text{Éq. 7.6})$$

Ce qui définit une droite, dont on cherchera l'équation par régression linéaire afin de trouver les valeurs de  $C$  et de  $k$ . La **Figure 7.17** montre, en échelle log-log, la valeur du débit sortant en fonction de la hauteur d'eau sur le seuil. On peut approximer ces points par une droite de pente 1,75 et d'ordonnée à l'origine 3,81 avec un coefficient de détermination ( $R^2$ ) de 0,969.

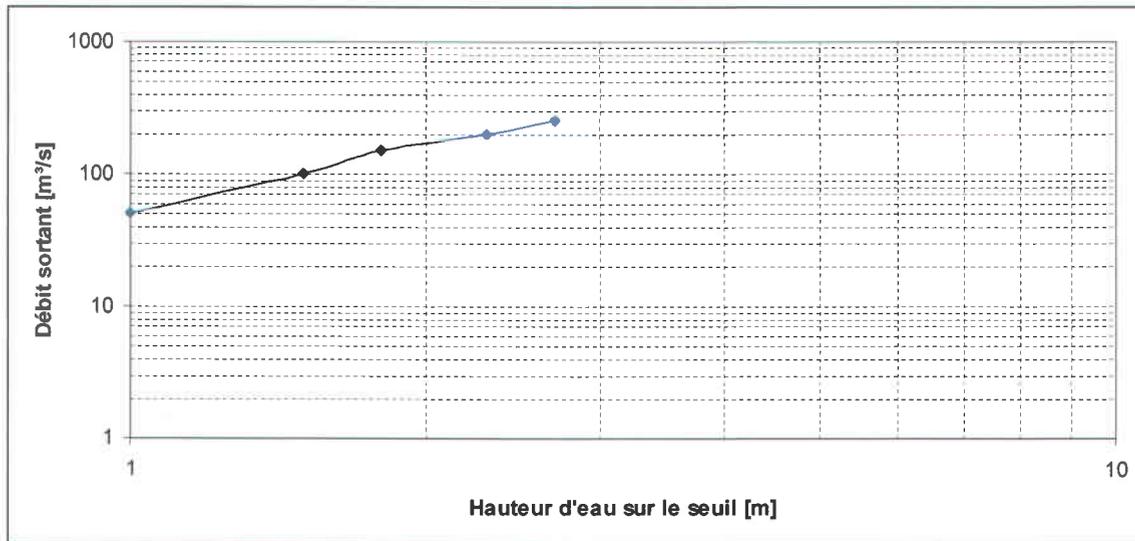


Figure 7.17 Débit sortant en fonction de la hauteur d'eau sur le seuil

Les valeurs de  $C$  et de  $k$  se déduisent très facilement de l'équation de la droite, la pente étant le logarithme de  $C$  et l'ordonnée à l'origine n'étant autre que  $k$ .

On obtient alors :

$$C = 45,20$$

$$k = 1,75$$

Et la relation niveau/débit prend la forme :

$$Q = 45,20(N - 153)^{1,75} \quad (\text{Éq. 7.7})$$

Sur la **Figure 7.18**, on a mis, en rouge, les points calculés par simulation. On a aussi dessiné la courbe d'équation  $Q = 45,20h^{1,75}$ , et on a représenté les barres d'erreur à 10 % sur le débit, ce critère étant celui retenu lors des simulations hydrodynamiques.

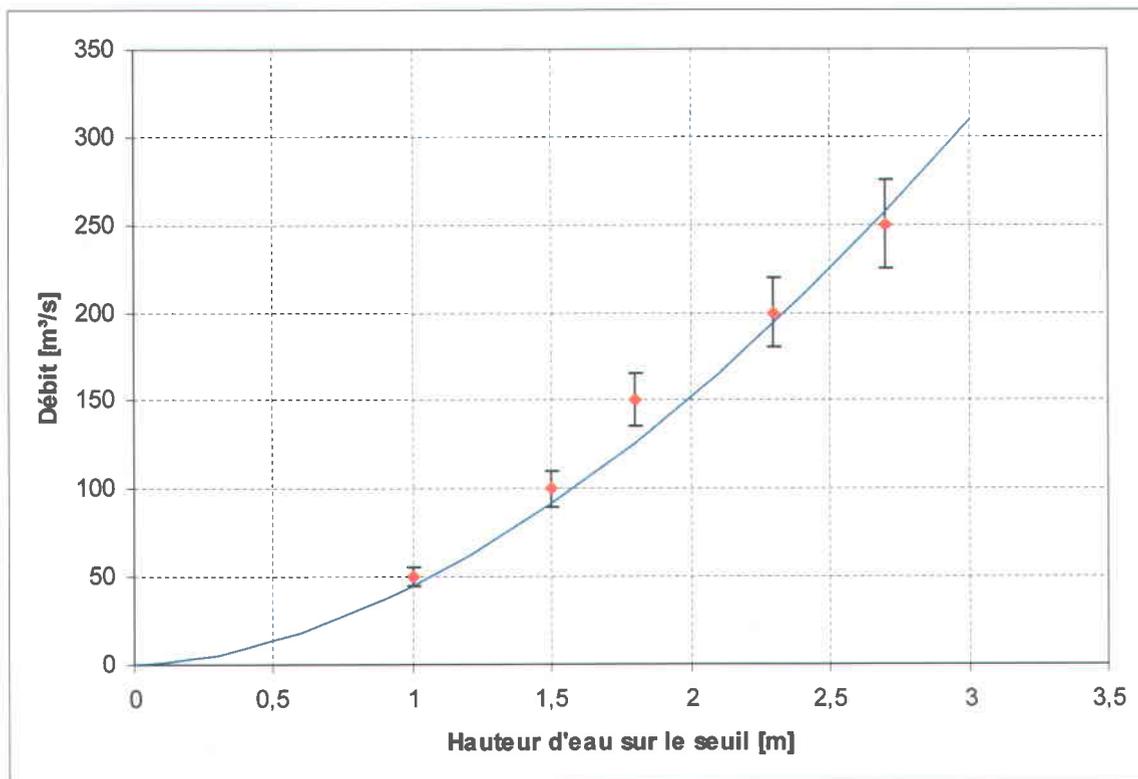


Figure 7.18 Points calculés par simulation et courbe analytique à Portage-des-Roches

L'erreur dans l'approximation par la courbe est supérieure à 10 % pour la valeur de 150 m³/s (de l'ordre de 15 %). Pour les autres valeurs, elle est très faible.

## 7.6 Limitations de la méthode et causes d'erreur

Nous avons mis au point une méthode s'appuyant sur la modélisation hydrodynamique d'un lac pour déduire la relation niveau/débit à son exutoire. Cette méthode est reproductible à condition d'avoir une bonne bathymétrie du lac, en particulier dans la zone du seuil. Les résultats ne sont jamais immédiats : il est nécessaire de faire plusieurs simulations avant d'avoir une bonne idée des conditions initiales et aux limites, exprimées par des niveaux d'eau, à utiliser pour avoir une convergence satisfaisante. Le temps passé à mettre au point la relation niveau/débit est donc assez important, d'autant plus qu'une bonne connaissance de l'outil MODELEUR/HYDROSIM et de ses bases théoriques est très fortement conseillée. Par exemple, nous n'avons que cinq points sur notre courbe, ce qui est peu, mais représente une très longue durée de simulation.

Des erreurs peuvent s'introduire à plusieurs niveaux : tout d'abord, sur la bathymétrie, qui a été obtenue à partir de cartes avec une précision d'un mètre. Ensuite, il existe une erreur inhérente au problème, que nous avons essayé de minimiser à 10 % du débit. Enfin, la ligne d'eau représentant la surface du lac telle que calculée par HYDROSIM n'est pas horizontale, il existe une différence entre la partie la plus en amont du lac et la partie la plus en aval, due au fait que l'eau doit pouvoir couler, et qu'il existe des frottements. C'est pourquoi on utilise une précision aux 10 cm sur la valeur du niveau dans le lac.

Si le lac Kénogami a deux sorties, nous avons fait le choix de n'en modéliser qu'une seule, puisque nous voulions seulement développer un exemple de modélisation hydrodynamique sur ce lac et non mettre en place une modélisation sous HYDROTEL avec deux sorties. Si l'on souhaite calculer les relations niveau/débit à chacun des exutoires d'un lac à sorties multiples, il est possible de « décomposer » le lac en utilisant une seule sortie active, *id est* à laquelle on a attribué une condition sur le niveau. Les autres seuils se retrouvent donc noyés. Une fois la relation niveau/débit déterminée à une sortie, on change de partition de conditions aux limites pour déterminer la même relation sur une autre sortie. Il n'est donc pas nécessaire de modifier le maillage ni le MNT.

## 8. Conclusion

---

Dans sa forme actuelle, pour déduire le débit sortant d'un lac d'après la configuration au temps  $t$  de ce dernier, l'algorithme d'HYDROTEL utilise deux équations : 1) un **bilan de masse** sur un volume de contrôle, variant avec le temps, et qui n'est autre que le volume du réservoir étudié; 2) une équation reliant de manière univoque le niveau dans le lac et le débit s'en échappant, élaborée au niveau d'une section de contrôle qui est la section exutoire du lac (seuil naturel ou artificiel), appelée **relation niveau/débit**.

Pour résoudre ce système de deux équations à deux inconnues (débit sortant  $Q_s$  et hauteur d'eau  $h$ ), la connaissance de divers paramètres est requise : aire du lac (présumée constante dans le programme initial), débits entrants au début et à la fin du pas de temps considéré, débit sortant au début du pas de temps, coefficients  $C$  et  $k$  de la relation niveau/débit.

Dans cette configuration, la hauteur d'eau  $h$  est calculée par rapport au niveau du seuil. En d'autres termes, la condition  $h = 0$  correspond à un débit nul en aval du lac, et le simple ajout d'une goutte d'eau dans le réservoir se traduit par le début du déversement dans le cours d'eau situé en aval. C'est d'ailleurs la condition initiale utilisée par le logiciel HYDROTEL : quand commence la simulation, on part avec un lac plein mais qui ne déverse pas d'eau. Il n'y a donc pas d'eau dans l'ensemble des cours d'eau du bassin versant; on dit qu'on part avec un réseau hydrographique vide. Sur les pas de temps suivants, on réutilise les valeurs calculées sur le pas de temps précédant le pas considéré.

La résolution s'effectue grâce à un procédé itératif : une première valeur de la hauteur d'eau est calculée en considérant que le débit sortant à la fin du pas de temps considéré est égal à celui sortant au début du même pas de temps (ce débit est, lui, égal au débit à la

fin du pas de temps précédent, il a donc déjà été calculé). Une méthode du type Newton-Raphson est appliquée pour mieux approcher la valeur du débit, et elle est réitérée jusqu'à ce que la précision de l'approximation soit très petite.

Si cette méthode peut donner de bons résultats, elle présente toutefois certains inconvénients, qui ont été pointés du doigt par certains utilisateurs du logiciel, en particulier son manque de flexibilité (la superficie du lac est constante, impossibilité de traiter des lacs à sorties multiples) et son comportement douteux en terme de laminage : le laminage serait beaucoup trop important au début des simulations, avant de retrouver un comportement acceptable.

Ce projet de maîtrise visait principalement à répondre aux questions suivantes :

- i) Comment l'algorithme de calcul des écoulements en lac d'HYDROTEL peut-il être modifié afin d'intégrer le cas où un lac présente plusieurs sorties?
- ii) Y a-t-il d'autres exemples de programmes pouvant répondre à ce type de problème?
- iii) Comment déterminer les paramètres nécessaires à la mise en place d'une simulation de lac?
- iv) Comment mieux prendre en compte le laminage de l'écoulement?

Chacun de ces points sera ici abordé une nouvelle fois, de manière synthétique, d'après les résultats présentés dans les différentes parties de ce mémoire.

### **8.1 Comment l'algorithme de calcul des écoulements en lac d'HYDROTEL peut-il être modifié afin d'intégrer le cas où un lac présente plusieurs sorties?**

Cet algorithme, dans lequel l'eau sort du lac par une sortie seulement, peut être modifié pour être en mesure de calculer l'écoulement dans un lac présentant autant de sorties que

l'on désire. En supposant que le niveau d'eau est le même à tout endroit du lac, on rajoute une inconnue au calcul à chaque fois que l'on rajoute une sortie : il s'agit du débit sortant par cet exutoire, lui-même fonction, d'après la relation niveau/débit à cet exutoire, de la hauteur d'eau sur l'exutoire et des caractéristiques de la section, *a priori* connues.

Par conséquent, si notre lac a  $n$  sorties, l'algorithme devra être capable de résoudre un système de  $n+1$  équations à  $n+1$  inconnues :  $n$  équations consisteront en les  $n$  relations niveau/débit à chacun des  $n$  exutoires, la  $(n+1)$ -ième sera le bilan de masse global pour le lac.

La principale difficulté dans l'adaptation à réaliser ici est que rien n'oblige les exutoires à se situer à la même altitude. Il faut donc non plus raisonner en termes de hauteur sur le seuil, mais de hauteur par rapport à une référence commune afin de bien fixer les différences entre les seuils sur l'axe vertical. Cette référence peut être le niveau de la mer, si on connaît les altitudes des seuils, mais ceci n'a rien d'obligatoire : les seules données qui « sortent » de l'algorithme sont les débits; aucun risque de polluer le reste de la simulation par l'introduction d'une référence arbitraire, donc, pour peu que les différences de niveau entre les seuils soient respectées.

Ce faisant, on introduit de nouveaux cas de figure dans le calcul. Quand on raisonnait avec une hauteur d'eau  $h$  sur un seuil unique, il suffisait de prohiber au programme le résultat  $h < 0$ . Avec plusieurs sorties, le niveau peut baisser jusqu'à alimenter quelques sorties seulement. On interdit simplement au programme de faire descendre le niveau du lac en-dessous du seuil le plus bas.

Les difficultés d'adaptation de l'algorithme sont donc d'ordre pratique plus que théorique, la méthode de résolution restant par ailleurs la même.

## **8.2 Y a-t-il d'autres exemples de programmes pouvant répondre à ce type de problème?**

Une longue recherche bibliographique a mis en évidence le peu d'intérêt que la problématique des lacs à sorties multiples soulevait dans la communauté scientifique. Il faut avouer que cette configuration « hydraulique » est assez peu courante, et va surtout se retrouver dans des régions géologiquement jeunes et au relief, en quelque sorte, immature. C'est notamment le cas du nord québécois, région pour laquelle l'intérêt scientifique est relativement récent. Souvent, la mise en eau d'une deuxième sortie s'effectue lors de la régularisation des eaux d'un lac, qui s'accompagne alors d'un rehaussement de celles-ci. Mais dans ce cas, on a alors affaire à des barrages aux lois connues : le système n'évolue plus de lui-même, mais en fonction d'une intervention humaine.

Il existe certainement, parmi tous les modèles hydrologiques existants, quelques manières de traiter ce genre de problème. Malheureusement, ceux-ci ne sont pas d'accès public.

En fait, un exemple avait déjà été développé à l'INRS-ETE, en l'occurrence au sein du modèle CEQUEAU (Morin et Paquet, 2007). Ce modèle utilise les mêmes équations qu'HYDROTEL, à savoir un bilan de masse et une relation niveau/débit, la différence entre ces deux modèles résidant dans la méthode de résolution : ici, pas de boucle itérative, mais un arrangement de l'équation de bilan de masse de manière à séparer les termes selon le pas de temps auquel ils se réfèrent, et la construction d'une table à l'intérieur de laquelle on va chercher, par interpolation linéaire, les termes en question. Cette méthode est elle aussi relativement simple à traduire en langage de programmation.

Pour comparer les deux méthodes, il suffit de les appliquer à un lac où on connaît les débits entrants et sortants sur une certaine séquence. Il s'avère qu'elles donnent toutes deux des résultats très similaires : l'écart est inférieur à 1 % entre leurs résultats. En matière de précision, on observe une relative difficulté de la part des programmes à reproduire le débit réel quand de fortes fluctuations se présentent : l'erreur peut alors

atteindre 20 %. Sinon, dans des situations plus « stables », l'erreur reste faible, de l'ordre de quelques pourcents, ce qui est tout à fait satisfaisant.

### **8.3 Comment déterminer les paramètres nécessaires à la mise en place d'une simulation de lac?**

Mise à part la morphologie du lac, qui est souvent connue ou pour le moins facile à connaître grâce à des cartes, les deux paramètres importants pour la mise en œuvre de la simulation sont les caractéristiques de la section de sortie, c'est-à-dire le coefficient multiplicatif  $C$  et l'exposant  $k$ .

La connaissance de la relation niveau/débit est absolument indispensable pour modéliser n'importe quel écoulement en lac avec le logiciel HYDROTEL d'après les hypothèses fixées. En effet, la section de sortie est une section de contrôle où une relation univoque lie le niveau d'eau et le débit; par conséquent, le niveau dans le lac est contrôlé au niveau de la section de sortie.

Les deux paramètres  $C$  et  $k$  deviennent donc les deux paramètres de la modélisation, et leur évaluation est cruciale pour la bonne conduite de la simulation. Pour ce faire, on peut avoir recours à des mesures sur le terrain, ou à des formules si le seuil a une forme géométriquement simple (de type rectangulaire ou triangulaire). Dans le cas contraire, l'idée est de recréer une relation niveau/débit par un autre moyen. Par exemple, la mise en place d'une modélisation hydrodynamique s'appuyant sur l'application des équations de Saint-Venant donne des résultats intéressants et peut constituer un bon mode de travail pour qui ignore les relations niveau/débit à la sortie d'un lac tout en connaissant la bathymétrie de ce dernier.

## **8.4 Comment mieux prendre en compte le laminage de l'écoulement?**

La quantité laminée va dépendre prioritairement de deux choses : la capacité du lac à stocker un volume d'eau (ou capacité d'emmagasinement), et l'état dans lequel se trouve le lac, un lac plein ayant selon toute évidence une capacité d'emmagasinement bien plus faible qu'un lac vide...

Pour estimer de manière plus précise la capacité d'emmagasinement du lac, on peut essayer d'avoir une connaissance plus précise de la surface, cette dernière conditionnant le volume stocké dans le lac. La surface variant selon la profondeur du lac, l'introduction de paliers de surface est donc nécessaire. À niveau plus haut, on aura donc une surface inondée plus grande, et une augmentation moins importante de niveau pour un même débit entrant, donc une augmentation moins importante du débit sortant : le laminage par unité de hauteur est donc plus important.

En ce qui concerne le deuxième point, c'est-à-dire l'« état dans lequel se trouve le lac », on parle ici surtout de la condition initiale sur le niveau au début de la simulation, dont l'importance est primordiale.

L'analogie électrique est sans doute la meilleure façon de décrire l'impact d'un lac dans un réseau hydrographique : c'est un condensateur, qui se charge tout au long du fonctionnement « régulier » du réseau et se décharge lorsque les débits deviennent plus faibles. Cet effet condensateur est d'ailleurs utilisé depuis fort longtemps par l'homme pour protéger son agriculture : les réservoirs sont remplis durant les saisons pluvieuses, de manière à avoir de l'eau pendant les saisons sèches.

De fait, quand on fait une simulation, la condition initiale va avoir des effets à (très) long terme : dans les quelques simulations que nous avons réalisées, lorsqu'il y avait une erreur sur la condition initiale, il fallait parfois plusieurs centaines de pas de temps avant

que la simulation redevienne cohérente avec la réalité. Et encore les erreurs notées dans ce cas n'étaient-elles pas trop importantes...

Si l'on ne connaît pas le niveau du lac au début de la simulation, on peut partir avec un réseau hydrographique vide comme HYDROTEL l'a toujours fait. On induit alors une erreur importante, mais il se peut qu'elle ne soit pas gênante, si l'on veut regarder ce qui va se passer dans un futur lointain, par exemple. Sinon, une autre solution est de partir avec un réseau hydrographique vide ou une condition initiale arbitraire, mais en débutant la simulation plusieurs pas de temps avant la séquence qui nous intéresse réellement.

### **8.5 Travaux futurs à réaliser**

De nombreuses voies restent à explorer si l'on veut encore améliorer le traitement des lacs par le logiciel HYDROTEL. On pourrait notamment insister sur la description exhaustive des processus régissant les écoulements en lac : évaporation, vent, présence de glace... Pouvoir, dans un premier temps, décrire ces phénomènes, puis les modéliser, amènerait une précision plus importante aux simulations, en particulier celles d'hiver, la glace étant présente plusieurs mois sur la majorité des lacs québécois. Cela pourrait aussi apporter des perspectives intéressantes de simulations à long terme, notamment si l'on compte appréhender les problématiques de changement climatique : des questions telles que « quel serait l'effet d'une augmentation de température sur l'évaporation ou sur la formation et la fonte de glace dans les lacs? » pourraient ainsi trouver une réponse...

En ce qui concerne l'évaporation, elle est calculée à l'échelle de chaque UHRH et l'évaporation dans les lacs, pourtant potentiellement très importante, ne reçoit aucun traitement particulier alors que de nombreux modèles, présentés en **Annexe A** existent pour la calculer. Nous pourrions imaginer que le logiciel calcule l'évaporation à partir des lacs à l'aide d'un ou plusieurs de ces modèles. La valeur calculée pourrait être soustraite aux apports du lac sur le pas de temps considéré.

Pour ce qui est des lacs à sorties multiples, les travaux réalisés au cours de cette maîtrise pourraient trouver des applications dans le cas de régions à relief complexe où, selon la saison et son taux de remplissage, un lac voit une de ses entrées se transformer en sortie ou vice-versa. De telles situations se présentent dans le milieu boréal canadien, or l'on sait que l'ambition des développeurs d'HYDROTEL est d'adapter le logiciel à cette région afin d'en modéliser tous les processus hydrologiques caractéristiques.

Enfin, à propos des zones boréales, il existe au Québec septentrional une immensité de milieux humides parsemés de lacs. La connectivité hydraulique entre lacs et tourbières reste à étudier, et l'enjeu est de taille : c'est tout le patron des écoulements dans ces régions qui est à déterminer...

## BIBLIOGRAPHIE

---

**F. Anctil, J. Rousselle et N. Lauzon**, *Modélisation des débits de crue. Hydrologie : cheminements de l'eau*, Presses Internationales Polytechnique, Montréal, pp 217-270, 2005

**Archives climatiques nationales du Canada.**

<http://www.climate.weatheroffice.ec.gc.ca>, Visite le 6 août 2007

**Association pour la protection du lac Kénogami (APLK).** <http://www.aplk.ca>, Visite le 6 août 2007

**M. Bernier, J.-P. Fortin, Y. Gauthier, R. Turcotte et A. Royer**, *Suivi du couvert nival à l'aide des données de Radarsat*, Rapport d'étape pour Prévisions et Ressources Hydriques Hydro-Québec, INRS, Septembre 1998

**K.J. Beven**, *Rainfall-runoff modelling*, John Wiley & Sons, New York, 2001

**Bureau d'audiences publiques sur l'environnement (BAPE)**, *Projet de régularisation des crues du bassin versant du lac Kénogami*, Rapport d'enquête et d'audience publique n°183, Octobre 2003

**Cemagref – Site de Grenoble.** <http://www.grenoble.cemagref.fr/index.html>, Visite le 3 décembre 2007

**Centre d'expertise hydrique du Québec (CEHQ)**, *Répertoire des barrages*. <http://www.cehq.gouv.qc.ca/barrages/default.asp>, Dernière visite le 20 avril 2008

**Centre d'expertise hydrique du Québec**, *Mode de gestion actuel*, Présentation PowerPoint, Septembre 2001

**V.T. Chow, D. Maidment et L. Mays**, *Applied hydrology*, McGraw-Hill, New York, 1988

**Comité de bassin du lac Kénogami et des rivières Chicoutimi et aux Sables (CBLK).** <http://bibliotheque.uqac.ca/CPLRK/index.htm>, Visite le 6 août 2007

**Commission des eaux courantes du Québec**, *Rapports annuels*, Années 1916 à 1931

**Commission de toponymie du Québec.**

<http://www.toponymie.gouv.qc.ca/ct/topos/carto.asp?Speci=32314&Latitude=48,32667&Longitude=-71,37666&Zoom=1700>, Visite le 6 août 2007

**H.A.R de Bruin et H.R.A. Wessels**, *A model for the formation and melting of ice on surface waters*, Journal of Applied Meteorology 27-2 [164-173], 1988

**Département de la colonisation des mines et des pêcheries, Comté de Chicoutimi, Québec**, Document cartographique, 1914

**P. Desforges et R. Tremblay**, *Régularisation au Lac Kénogami - Réservoir au Lac aux Ecorces*, Service de l'hydrométrie du Gouvernement du Québec, 1973

**Encyclopédie de l'Agora**, *Dossier hydroélectricité*.  
<http://agora.qc.ca/mot.nsf/Dossiers/Hydroelectricite>, Visite le 20 avril 2008

**J.W. Finch**, *A comparison between measured and modelled open water evaporation from a reservoir in South-East England*, Hydrological Processes 15 [2771-2778], 2001

**J.W. Finch et J.H.C. Gash**, *Application of a simple finite difference model for estimating evaporation from open water*, Journal of Hydrology 255 [253-259], 2002

**J.-P. Fortin, R. Moussa, C. Bocquillon et J.-P. Villeneuve**, *HYDROTEL, un modèle hydrologique distribué pouvant bénéficier des données fournies par la télédétection et les systèmes d'information géographique*, Revue des Sciences de l'Eau 8 [97-124], 1995

**J.-P. Fortin et A. Royer**, *Le modèle hydrologique HYDROTEL, Bases théoriques*, Documentation technique, INRS-ETE, Février 2006

**J.-P. Fortin, R. Turcotte, S. Massicotte, R. Moussa, J. Fitzback et J.-P. Villeneuve**, *Distributed watershed model compatible with remote sensing and GIS data. I: Description of model*, Journal of Hydrologic Engineering 6-2 [91-99], Mars-Avril 2001

**J.-P. Fortin, R. Turcotte, S. Massicotte, R. Moussa, J. Fitzback et J.-P. Villeneuve**, *Distributed watershed model compatible with remote sensing and GIS data. II: Application to Chaudière watershed*, Journal of Hydrologic Engineering 6-2 [100-108], Mars-Avril 2001

**R.W. Fox et A.T. McDonald**, *Introduction to fluid mechanics*, John Wiley & Sons, New York, 1985

**M. Goulet**, *Influence du laminage naturel de l'écoulement des lacs*, Thèse de maîtrise, INRS, Octobre 1976

**Gouvernement du Québec**, *Politique nationale de l'eau*, Bibliothèque nationale du Québec, Novembre 2002

**A. Hade**, *Nos lacs, les connaître pour mieux les protéger*, Éditions Fides, 2003

**M. Heniche, Y. Secretan, P. Boudreau et M. Leclerc**, *A two-dimensional finite element drying-wetting shallow water model for rivers and estuaries*, *Advances in Water Resources* 23 [359-372], 2000.

**M. Heniche, Y. Secretan et M. Leclerc**, *Efficient ILU preconditioning and inexact-Newton-GMRES to solve the 2D steady shallow water equations*, *Communications in Numerical Methods in Engineering* 17 [69-75], 2001.

**M. Heniche, Y. Secretan et M. Leclerc**, *HYDROSIM 1.0a06, Guide d'utilisation*, Rapport INRS-Eau R482-G2, INRS-Eau, Juin 2000

**M. Hondzo et H. Stefan**, *Three case studies of lake temperature and stratification response to warmer climate*, *Water Resources Research* 27-8 [1837-1846], Août 1991

**S.W. Hostetler et P.J. Bartlein**, *Simulation of lake evaporation with application to modelling lake level variations of Harney-Malheur Lake, Oregon*, *Water Resources Research* 26-10 [2603-2612], Octobre 1990

**S.W. Hostetler et F. Giorgi**, *Use of output from high-resolution atmospheric models in landscape-scale hydrologic models: an assessment*, *Water Resources Research* 29-6 [1685-1695], Juin 1993

**Hydro-Québec Production, Unité Barrages et environnement**, *La question du mercure dans les barrages hydroélectriques*, Fiche synthèse, Centre de documentation, études et publications d'Hydro-Québec, Octobre 2006.  
<http://www.hydroquebec.com/developpementdurable/documentation/pdf/mercure/mercure1.pdf>, Visite le 6 septembre 2008

**Hydro-Québec Production**.  
[http://www.hydroquebec.com/production/hydroelectrique/la\\_grande/index.html](http://www.hydroquebec.com/production/hydroelectrique/la_grande/index.html), Visite le 20 avril 2008

**Hydro-Québec, Unité Relevés techniques et Hydrométrie**, *Lac Kénogami – isocontours bathymétriques*, Carte au 1:25 000, 27 Octobre 2000

**Hydro-Québec Production, Direction Expertise et support technique de production, Unité Hydraulique et environnement**, *Régularisation des crues du bassin versant du lac Kénogami - Étude de rupture des digues et des barrages du réservoir Pikauba et du lac Kénogami*, Rapport RA-0610-03, Mars 2002

**M.-P. Lavigne**, *Modélisation du régime hydrologique et de l'impact des coupes forestières sur l'écoulement du ruisseau des Eaux-Volées à l'aide d'HYDROTEL*, Mémoire de maîtrise, INRS-ETE, Mai 2007

**M. Leclerc**, *Le caractère exceptionnel de la crue de 1996 au Saguenay et la gestion du risque - Avis d'expert*, Rapport INRS-Eau n° 584, Mars 2001, 22 pages

**M. Leclerc**, *Modélisation tridimensionnelle des écoulements à surface libre par éléments finis : application au Lac Saint-Jean (Québec)*, Thèse de doctorat, Université de Technologie de Compiègne, Novembre 1985

**M. Leclerc (Sous la direction de)**, *Simulation hydrodynamique et bilan sédimentaire des rivières Chicoutimi et des Ha! Ha! suite aux crues exceptionnelles de juillet 1996*, Rapport INRS-Eau n°R487, Janvier 1997

**M. Leclerc et P. Boudreau**, *Reconstitution topographique et simulation hydrodynamique des biefs de Chute Garneau et de Pont-Arnaud à l'état naturel*, Rapport au Service du Contentieux d'Hydro-Québec dans le cadre de la cause American Home Insurance Co. et autres contre Hydro-Québec et autres, Cour supérieure de Chicoutimi : 150-05-000594-970, Rapport scientifique INRS-Eau n° 527, 1998, 110 pages

**L. Leon, D. Lam, W. Schertzer, D. Swayne et J. Imberger**, *Towards coupling a 3D hydrodynamic lake model with the Canadian Regional Climate Model: simulation on Great Slave Lake*, Environmental Modelling & Software 22-6 [787-796], 2006

**J. L'Heureux**, *Développement d'une procédure d'évaluation de la recharge pour le modèle hydrogéologique MODFLOW à partir du modèle hydrologique HYDROTEL*, Mémoire de maîtrise, INRS-ETE, Août 2005

**L.W. Mays**, *Water resources engineering*, John Wiley & Sons, New York, 2005

**Ministère de l'Environnement, Direction de l'Hydraulique**, *Gestion des crues du lac Kénogami*, Brochure, date inconnue

**Ministère des Terres et Forêts (A.J. Duchesnay et A.A. Genest)**, *Cantons région de Chicoutimi-Jonquière 2<sup>ème</sup> feuillet*, Document cartographique, 1938

**J. Morin, P. Boudreau et M. Leclerc**, *Lac Saint-François : les bases de la modélisation hydrodynamique*, Rapport de recherche, INRS, Octobre 1994

**G. Morin et P. Paquet**, *Modèle hydrologique CEQUEAU*, Rapport de recherche n° R000926, INRS-ETE, 2007

**R. Moussa**, *Geomorphological transfer function calculated from digital elevation models for distributed hydrological modelling*, Hydrological Processes 11 [429-449], 1997

**R. Moussa et C. Bocquillon**, *Algorithms for solving the diffusive wave flood routing equation*, Hydrological Processes 10 [105-123], 1996a

**R. Moussa et C. Bocquillon**, *Criteria for the choice of flood-routing methods in natural channels*, Journal of Hydrology 186 [1-30], 1996b

**Municipalité de Lac-Kénogami.** <http://lac-kenogami.tripod.com/historique.htm>, Visite le 6 août 2007

**K. A. Nilsson, M. A. Ross et K. E. Trout,** *Analytic method to derive wetland stage-storage relationships using GIS areas*, Journal of Hydrologic Engineering 13-4 [278-282], Avril 2008

**P. Pagé,** *Les grandes glaciations, l'histoire et la stratigraphie des glaciations continentales dans l'hémisphère Nord*, Éditions Guérin, 1999

**G. Rogel,** *Développement et intégration au système de modélisation intégré GIBSI d'un modèle de transport et du devenir des coliformes fécaux d'origine agricole à l'échelle du bassin versant*, Mémoire de maîtrise, INRS-ETE, 2007

**A. N. Rousseau,** *Proposition de recherche & développement*, 2006

**Y. Roy, Y. Secretan & Coll.,** *MODELEUR 1.0a07, Guide d'utilisation*, Rapport INRS-Eau R-482-G3F, INRS-Eau, Juin 2000

**A. Royer, A.N. Rousseau, J.-P. Fortin et R. Turcotte,** *PHYSITEL, un SIG pour la mise en place de modèles hydrologiques*, Affiche présentée dans le cadre du Deuxième Symposium Scientifique d'Ouranos sur la Climatologie et adaptation à l'échelle régionale, 2 et 3 novembre 2006, Montréal, Canada

**L.G. Schulyakovskii,** *Manual of ice-formation forecasting for rivers and inland lakes*, Israel Program for Scientific Translations, 1966

**Y. Secretan,** *Contribution à la résolution des équations de Navier-Stokes compressibles par la méthode des éléments finis adaptatifs; développement d'un élément simple*, Thèse de doctorat n°9528, École Polytechnique Fédérale de Zurich, 1991

**O. Seidou, T. Ouarda, L. Bilodeau, M. Hessami, A. Saint-Hilaire et P. Bruneau,** *Modelling ice growth on Canadian lakes using artificial neural networks*, Water Resources Research 42-11 [W11407], Novembre 2006

**V. P. Singh et C.-Y. Xu,** *Evaluation and generalization of 13 mass-transfer equations for determining free water evaporation*, Hydrological Processes 11 [311-323], 1997

**G. D. Smith,** *Numerical solution of partial differential equations: finite difference methods*, Oxford University Press, 1985

**D. Swayne, D. Lam, M. McKay, W. Rouse et W. Schertzer,** *Assessment of the interaction between the Canadian Regional Climate Model and lake thermal-hydrodynamic models*, Environmental Modelling & Software 20-12 [1505-1513], 2005

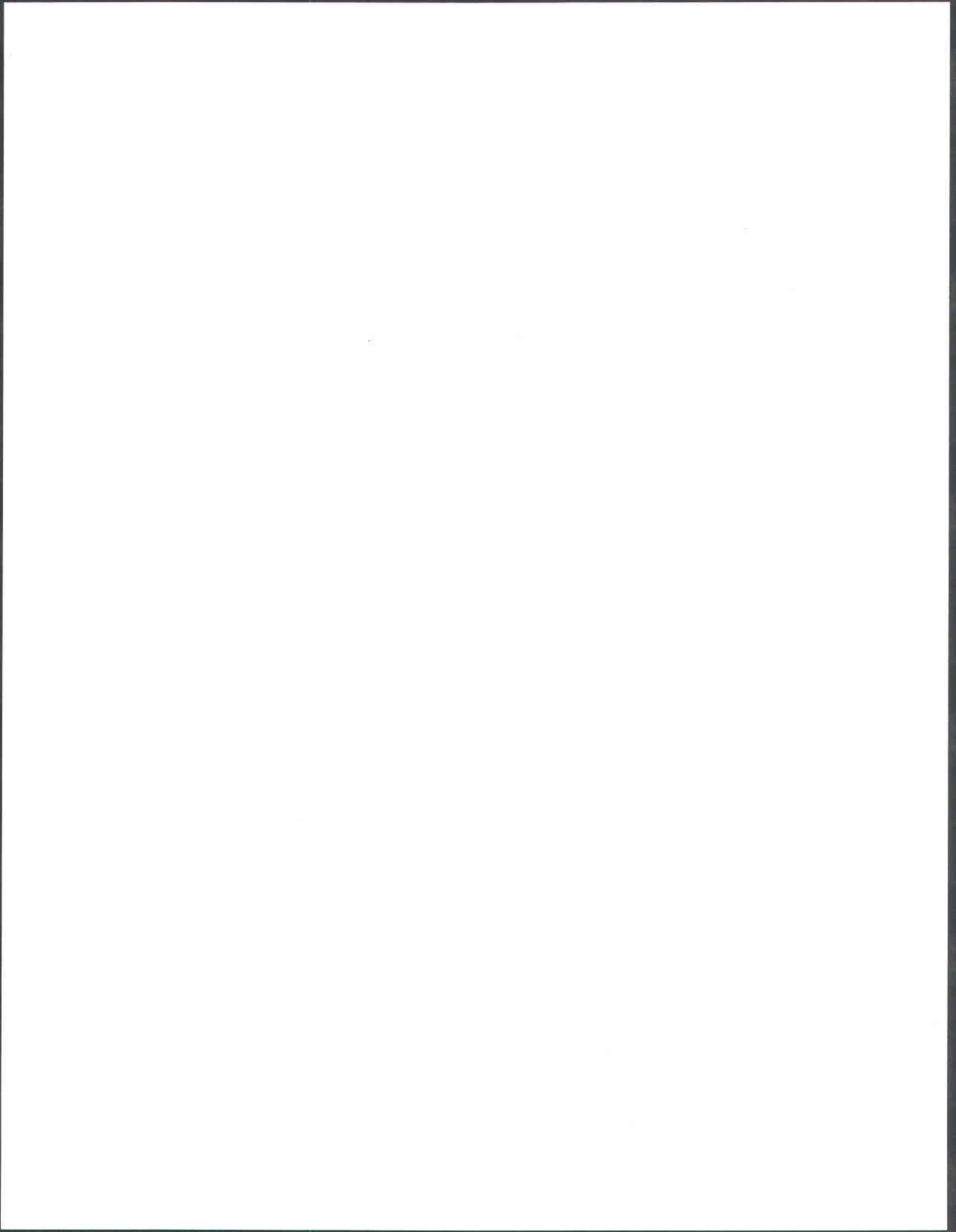
**F. Therrien**, *Gestion des crues extrêmes du lac réservoir Kénogami, Rivière aux sables à 650 m<sup>3</sup>/s, canal de protection contre l'inondation des résidences du secteur à l'amont du pont Pibrac*, Division Hydro-Québec Équipement, Unité conception des aménagements de production hydraulique et géotechnique, Novembre 2001

**R. Turcotte, J.-P. Fortin, A.N. Rousseau, S. Massicotte et J.-P. Villeneuve**, *Determination of the drainage structure of a watershed using a digital elevation model and a digital river and lake network*, Journal of hydrology 240 [225-242], 2001

**R. Turcotte, A.N. Rousseau, J.-P. Fortin et J.-P. Villeneuve**, *Development of a process-oriented, multiple-objective, hydrological calibration strategy accounting for model structure*, dans **Q. Duan, S. Sorooshian, H. Gupta, A.N. Rousseau et R. Turcotte**, *Advances in Calibration of Watershed Models*, Water Science & Application 6 [153-163], AGU, 2003

**J.-P. Villeneuve, P. Hubert, A. Mailhot et A.N. Rousseau**, *La modélisation hydrologique et la gestion de l'eau*, Revue des Sciences de l'Eau Numéro Spécial [19-39], 1998

## ANNEXES



## A. Paramètres influant sur l'écoulement dans les lacs

---

Une revue de littérature a été effectuée afin de déterminer de manière exhaustive les processus influant sur les écoulements et les entrées ou sorties d'eau dans un lac. Cette partie va permettre de les évoquer sans toutefois entrer dans les détails. Le but ici était d'acquérir les meilleures connaissances possibles vis-à-vis du fonctionnement des lacs, et aussi de mettre en place un inventaire qui pourrait s'avérer très utile si ces thèmes venaient à être abordés lors de développements futurs du logiciel HYDROTEL.

### A.1 Le vent

Si, sur une rivière, l'effet du vent est négligeable par rapport à celui de la gravité, ceci n'est plus le cas dans un lac : un vent soutenu a la capacité de mettre en mouvement des masses importantes d'eau, ce qui peut affecter de manière importante le débit en sortie. Dans des lacs de grande dimension, des épisodes de grand vent peuvent amener à la formation de vagues. Ceux-ci peuvent également être une cause d'erreur dans les mesures des niveaux des lacs et réservoirs.

Une théorie basée sur un bilan des forces a été mise en place par Leclerc (1985) : la contrainte créée par le vent va mettre en mouvement l'eau du lac, et une pente va être créée pour équilibrer la force du vent. La valeur de ladite pente se calcule par un bilan des forces. On peut en déduire l'excédent ou le déficit d'eau induit par le vent à la sortie du lac par rapport à un épisode non venteux. Ceci est illustré sur la **Figure A.1**, où  $\rho_a$  et  $\rho_w$  représentent les masses volumiques de l'air et de l'eau,  $\tau_a$  et  $\tau_b$  sont les contraintes surfaciques et au fond du lac,  $S$  est la pente de la surface libre et  $D$  la profondeur du lac. Selon les conditions de vent (force et direction), on peut arriver à un excédent ou un

déficit de hauteur d'eau au niveau de l'exutoire, qui va se répercuter sur la valeur du débit sortant.

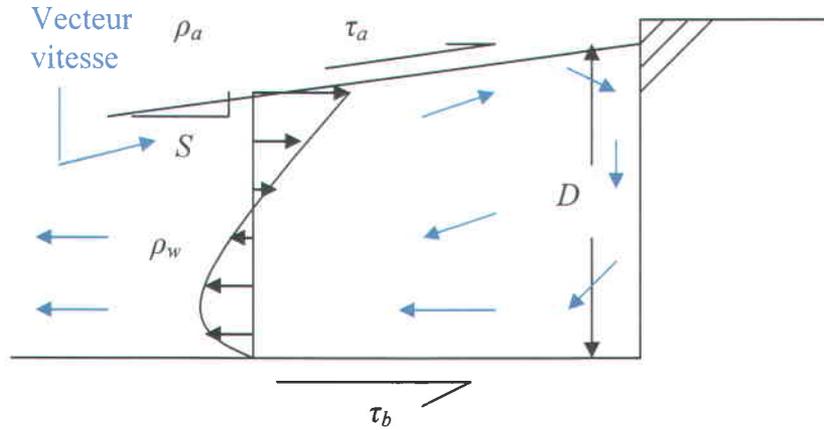


Figure A.1 Équilibre des forces dans un lac soumis à l'effet du vent

Pour calculer la contrainte  $\tau_a$  induite par le vent, diverses fonctions existent, représentées sur la **Figure A.2** (Leclerc, 1985). Selon les auteurs, le domaine de définition de la contrainte n'est pas le même, et sa valeur peut varier avec la vitesse ou au contraire être constante sur un intervalle donné. En notation d'Einstein ( $i=1;2$ ), la contrainte tangentielle s'écrit :

$$\tau_a^i = C_{10} \rho_a |\overline{W}_{10}| W_{10}^i \quad (\text{Éq. A.1})$$

$C_{10}$  étant le coefficient de frottement,  $\rho_a$  la masse spécifique de l'air [ $\text{kg/m}^3$ ],  $W_{10}$  la vitesse du vent à dix mètres [ $\text{m/s}$ ] décomposables selon deux directions.

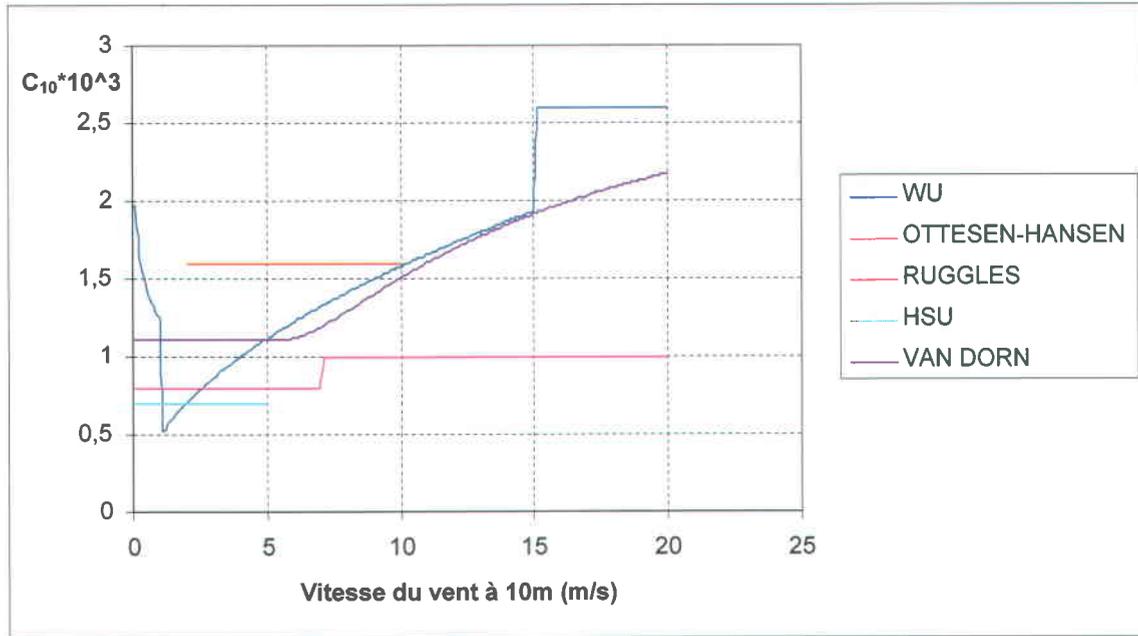


Figure A.2 Expression de la contrainte du vent en fonction de sa vitesse

## A.2 Profondeur et forme du lac

Pour comprendre l'effet de la forme du lac sur l'écoulement, et en particulier sur le passage d'une crue, il faut introduire la notion d'onde de crue. En fait, une crue va traverser un lac avec une vitesse d'onde  $C = \sqrt{gD}$ , où  $D$  est la profondeur moyenne du lac. Imaginons un lac long de 5 km et profond en moyenne de 40 m. La vitesse de l'onde de célérité va être de l'ordre de 20 m/s, ce qui signifie que l'onde de crue va mettre 250 s (soit un peu plus de 4 min) pour traverser le lac au complet, ce qui est pratiquement instantané dans la mesure où dans HYDROTEL, on travaille sur des pas de temps plus longs, allant en général de 3 à 24 heures. Savoir que le passage de la crue à travers le lac a engendré un retard de 4 minutes ne nous avance donc pas beaucoup... Ce facteur est négligeable.

En fait, il existe un cas où la forme du lac va avoir un impact crucial sur le transit de la crue : lorsque l'on a affaire à un grand lac peu profond. Prenons l'exemple du lac Érié : il mesure 388 km de long pour une profondeur moyenne de 17 m. Par conséquent, la vitesse

de l'onde de célérité  $y$  est d'environ 13 m/s, et cette onde met donc presque 30 000 secondes, soit plus de 8 heures pour le traverser.

### **A.3 Évaporation**

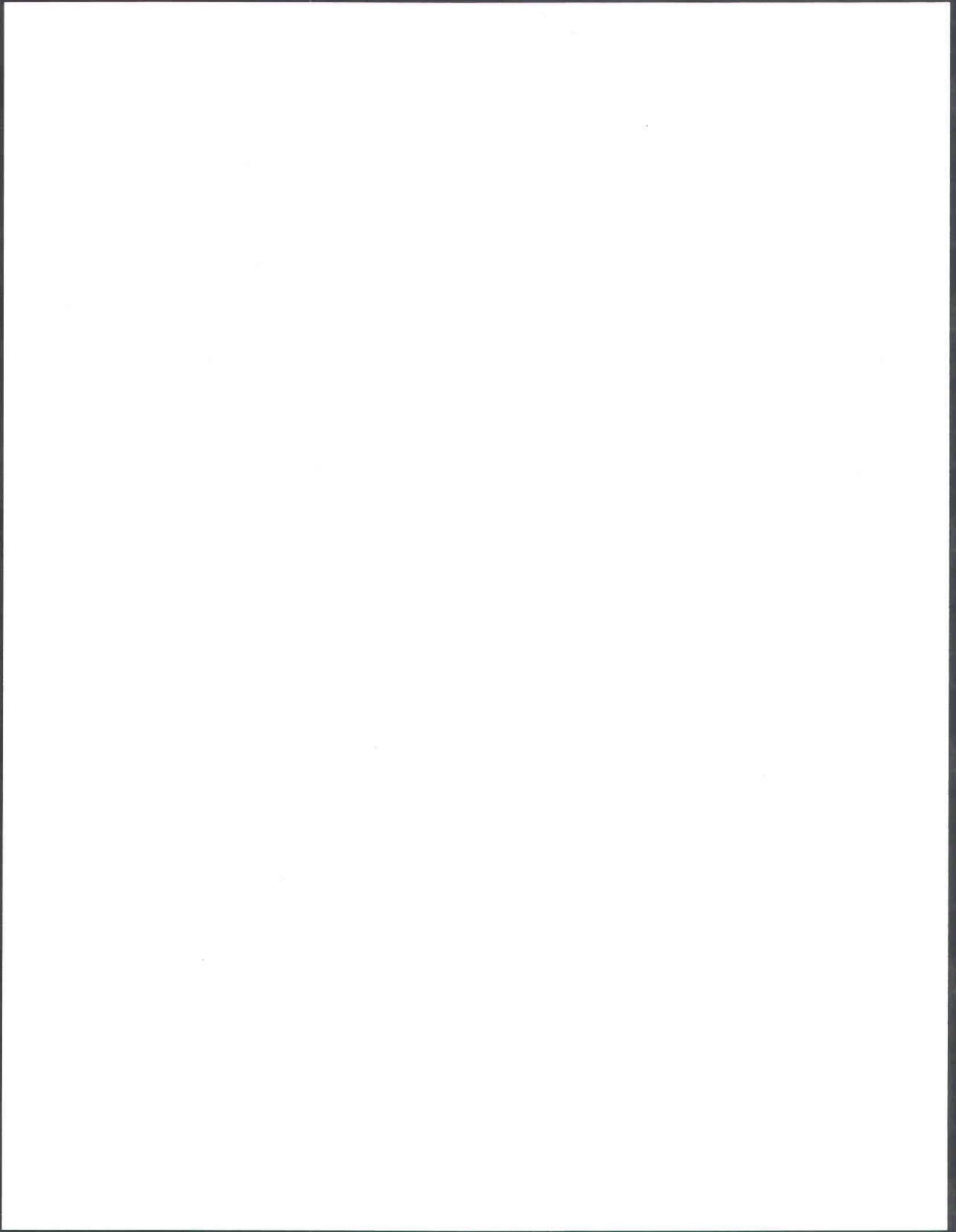
Le calcul de l'évaporation est déjà supporté par HYDROTEL, mais d'une manière qui peut paraître insatisfaisante, les mêmes formules étant appliquées à l'ensemble de l'UHRH avec, dans le meilleur des cas, une prise en compte de l'albédo des différentes classes d'occupation du sol. Par ailleurs, les formules utilisées sont plus destinées au calcul de l'évapotranspiration sur les parties terrestres du bassin. Cela peut impliquer de grandes erreurs sur le calcul de l'évaporation dans les lacs, d'autant plus importantes que la volonté de l'équipe de développeurs d'HYDROTEL est d'appliquer ce logiciel au milieu boréal québécois, où l'on observe justement des réservoirs de très grande taille.

Il serait donc sûrement très intéressant de traiter l'évaporation des lacs à part de celle des surfaces terrestres du bassin, donc de faire un bilan hydrique sur le lac en plus de l'UHRH. Pour ce faire, différents modèles existent :

- Finch (2001) propose deux méthodes pour des lacs peu profonds sans stratification thermique : la première est basée sur le calcul d'une « température d'équilibre » annulant les transferts de chaleur eau/atmosphère à chaque pas de temps. La seconde consiste à calculer la valeur de la température de l'eau à chaque pas de temps grâce à une méthode itérative;
- Hostetler et Bartlein (1990) ont quant à eux mis au point un modèle basé sur une équation de diffusion turbulente;
- Enfin, Singh et Xu (1997) ont comparé treize équations basées sur la méthode de transfert de masse pour calculer l'évaporation des lacs.

#### **A.4 Présence de glace**

Il existe des modèles prédictifs pour l'apparition, la croissance et la fonte de la couche de glace sur les rivières et les lacs : on peut notamment citer ceux de Schulyakovskii (1966) et de De Bruin et Wessels (1988). Cependant, aucun ne précise ce que devient l'écoulement dans de telles conditions. En l'occurrence, la présence de glace fait augmenter le périmètre mouillé de la section d'écoulement, ce qui oppose une résistance additionnelle à l'écoulement du fait de la rugosité de la glace. En rivière, on aura donc un niveau d'eau plus élevé s'il y a présence de glace que si on est à surface libre.



## B. Simulation des écoulements en rivière avec HYDROTEL

---

### B.1 Bases théoriques : Équations de Saint-Venant

Le système d'équations de Barré de Saint-Venant se compose de deux relations : l'une est dite de conservation de la masse ou de continuité, l'autre de conservation de la quantité de mouvement.

#### *B.1.1 Hypothèses de calcul*

Les équations de Saint-Venant s'appliquent dans des circonstances particulières :

- Écoulement unidimensionnel ;
- Distribution hydrostatique du champ de pression dans l'écoulement ;
- Les pertes de charges par frottement peuvent être approximées par la formule universelle habituellement utilisée, et doivent de plus inclure les pertes de charge singulières ;
- Sur le tronçon considéré, il n'y a pas d'apport ou retrait latéral de fluide.

#### *B.1.2 Équation de conservation de la masse*

Considérons un tronçon de canal ou de rivière (**Figure B.1**). Ce tronçon est parcouru par un fluide de vitesse  $v$ , débit  $Q$  (indiqué  $e$  quand entrant,  $s$  quand sortant), et occupe une

surface perpendiculaire à l'écoulement  $A$ . À l'intérieur du tronçon considéré, on apporte ou soutire un débit par unité de longueur  $q$  :

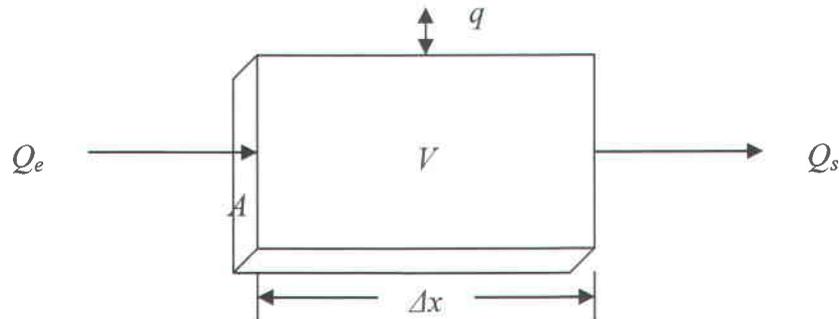


Figure B.1 Volume de contrôle pour l'application du bilan de masse

Sur un pas de temps  $\Delta t$ , la masse se conserve sur le volume de contrôle :

*Changement de masse = Masse entrante – Masse sortante + Masse due aux apports*

$$\begin{aligned} \Delta A * \Delta x &= Q_e \Delta t - Q_s \Delta t + q \Delta x \Delta t \\ &= -(Q_s - Q_e) \Delta t + q \Delta x \Delta t \\ &= -\Delta Q \Delta t + q \Delta x \Delta t \end{aligned} \quad (\text{Éq. B.1})$$

$\Delta A$  est le changement de capacité de stockage du volume de contrôle par unité de longueur. Divisons l'équation obtenue par  $\Delta x \Delta t$  :

$$\frac{\Delta A}{\Delta t} = -\frac{\Delta Q}{\Delta x} + q \quad (\text{Éq. B.2})$$

En utilisant des incréments de temps et d'espace très petits, nous obtenons l'équation de conservation de la masse ou de continuité :

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = q \quad (\text{Éq. B.3a})$$

Nous l'avons vu, nous ne pouvons avoir de débits latéraux  $q$  pour l'application des équations de Saint-Venant. L'équation (B.3a) va donc devenir :

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad (\text{Éq. B.3b})$$

### B.1.3 Équation de conservation de la quantité de mouvement

Nous allons combiner la relation **(B.3b)** avec une équation de conservation de la quantité de mouvement, qui va se présenter sous cette forme :

$$\begin{aligned} & \text{Changement de pression hydrostatique} + \text{Changement temporel du moment} + \\ & \text{Changement spatial du flux du moment} \\ & = \\ & \text{Pertes d'énergie potentielle} + \text{Pertes par friction} \end{aligned}$$

Soit :

$$\frac{\partial(Ap)}{\partial x} + \frac{\partial(\rho Av)}{\partial t} + \frac{\partial(\rho Av^2)}{\partial x} = \rho g A S_0 - \tau P \quad (\text{Éq. B.4})$$

Où  $g$  est l'accélération de la gravité,  $S_0$  la pente du lit du cours d'eau,  $P$  le périmètre mouillé,  $\tau$  la contrainte de cisaillement latéral, et  $p$  la pression hydrostatique au niveau du lit.

$p$  et  $\tau$  peuvent être exprimés ainsi :

$$p = \rho gh \text{ et } \tau = \rho g R_h S_f$$

$h$  hauteur moyenne de l'écoulement,  $S_f$  pente de friction,  $R_h$  rayon hydraulique ( $=A/P$ ).

Avec ces substitutions, et en simplifiant par  $\rho$  (sous l'hypothèse d'incompressibilité du fluide), nous obtenons cette équation :

$$\frac{\partial(Av)}{\partial t} + \frac{\partial(Av^2)}{\partial x} + \frac{\partial(Agh)}{\partial x} = gA(S_0 - S_f) \quad (\text{Éq. B.5})$$

On calcule habituellement la pente de friction en partant de l'hypothèse que le taux de perte d'énergie est approximativement le même que dans des conditions de régime uniforme avec le même niveau d'eau. On introduit donc la formule de Darcy – Weisbach :

$$v = \left[ \frac{2g}{f} S_f R_h \right]^{0,5}, \text{ soit } S_f = \frac{fv^2}{2gR_h}$$

$f$  étant le coefficient de Darcy – Weisbach.

On obtient donc :

$$\frac{\partial(Av)}{\partial t} + \frac{\partial(Av^2)}{\partial x} + \frac{\partial(Agh)}{\partial x} = gAS_0 - gP \frac{f}{2g} v^2 \quad (\text{Éq. B.6})$$

## B.2 Simplification des équations de Saint-Venant

Reprenons l'équation (B.5) :

$$\frac{\partial(Av)}{\partial t} + \frac{\partial(Av^2)}{\partial x} + \frac{\partial(Agh)}{\partial x} = gA(S_0 - S_f)$$

Cette expression est appelée équation de l'onde dynamique, et prend en compte aussi bien les effets de friction que de gravité ou d'inertie. Elle est relativement compliquée, aussi va-t-on la simplifier, en négligeant un ou plusieurs termes selon l'écoulement considéré. Chacun des quatre termes de cette équation a une signification physique bien précise, spécifiée dans le **Tableau B.1**.

Tableau B.1 Signification physique des différents termes de l'équation

<i>Terme</i>	<i>Signification physique</i>
$\frac{\partial(Av)}{\partial t}$	Forces d'inertie locales
$\frac{\partial(Av^2)}{\partial x}$	Forces d'inertie convectives
$\frac{\partial(Agh)}{\partial x}$	Forces de pression
$gA(S_0 - S_f)$	Effets de pente et forces de frottement

Sachant cela, à nous de déterminer, au vu de notre écoulement, quels effets dominant et quels autres sont, par conséquent, négligeables.

Dans le cas où l'on néglige les effets de la pente du lit et des frottements, on parle d'ondes de gravité, qui sont régies avant tout par les forces d'inertie. Dans le cas contraire, on peut avoir affaire à des ondes diffusantes, dynamiques stationnaires, ou cinématiques (**Tableau B.2**).

Tableau B.2 Différents types d'onde

<i>Type d'onde</i>	<i>Équation</i>
Cinématique	$S_0 = S_f$
Diffusante	$\frac{\partial(Ah)}{\partial x} = A(S_0 - S_f)$
Dynamique stationnaire	$\frac{\partial(Av^2)}{\partial x} + \frac{\partial(Agh)}{\partial x} = gA(S_0 - S_f)$
De gravité	$\frac{\partial(Av)}{\partial t} + \frac{\partial(Av^2)}{\partial x} + \frac{\partial(Agh)}{\partial x} = 0$

HYDROTEL propose deux types d'onde : l'onde cinématique et l'onde diffusante. La résolution de ces deux problèmes est présentée ci-après.

### B.2.1 Cas de l'onde diffusante

#### *Théorie*

Dans ce cas, nous allons négliger les termes d'inertie et considérer seulement les forces de pression et les effets de pente et frottement. Il nous reste donc :

$$\frac{\partial(Ah)}{\partial x} = A(S_0 - S_f) \quad (\text{Éq. B.7})$$

Dans le cas d'un tronçon prismatique, cette équation devient :  $\frac{\partial h}{\partial x} = S_0 - S_f$

L'Équation (B.7) peut être modifiée (Moussa et Bocquillon, 1996) pour donner une relation du type :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} = -C \frac{\partial Q}{\partial x} + D \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} \quad (\text{Éq. B.8})$$

où  $C$  et  $D$  sont deux coefficients dépendant du débit  $Q$  : le coefficient  $C$  représente la célérité de l'onde et est calculé en faisant  $C = \frac{\partial Q}{\partial A}$ , et  $D$  représente la diffusion. Par exemple, pour un canal rectangulaire de largeur  $B$ , on a :

$$C = \left[ \frac{5}{3} - \frac{4}{3} \frac{h}{B + 2h} \right] v \quad \text{et} \quad D = \frac{Q}{2SB}$$

#### *Résolution numérique*

Pour résoudre l'équation (B.8), Moussa et Bocquillon (1996) utilisent une méthode de discrétisation de Crank-Nicholson. Il est nécessaire de faire les calculs en deux dimensions ( $x$  et  $t$ ), et deux solutions vont donc s'offrir :

- Calcul de  $Q(x)$  à chaque pas de temps : schéma de Crank-Nicholson selon  $x$  (CNX) ;
- Calcul de  $Q(t)$  à chaque pas d'espace : schéma de Crank-Nicholson selon  $t$  (CNT) ;

Comme  $C = \frac{\partial Q}{\partial A} \neq 0$ , on peut écrire :

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = -\frac{1}{C} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{D}{C} \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} \quad (\text{Éq. B.9})$$

Si l'on considère que  $C$  et  $D$  sont constants, les dérivées de cette équation selon  $t$  et  $x$  donnent :

$$\frac{\partial^2 Q}{\partial x \partial t} = -\frac{1}{C} \frac{\partial^2 Q}{\partial t^2} + \frac{D}{C} \frac{\partial^3 Q}{\partial x^2 \partial t} \quad (\text{Éq. B.10})$$

$$\frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} = -\frac{1}{C} \frac{\partial^2 Q}{\partial x \partial t} + \frac{D}{C} \frac{\partial^3 Q}{\partial x^3} \quad (\text{Éq. B.11})$$

Ce qui, par substitution de  $\frac{\partial^2 Q}{\partial x \partial t}$  dans (B.11), donne :

$$\frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} = \frac{1}{C^2} \frac{\partial^2 Q}{\partial t^2} - \frac{D}{C^2} \frac{\partial^3 Q}{\partial x^2 \partial t} + \frac{D}{C} \frac{\partial^3 Q}{\partial x^3} \quad (\text{Éq. B.12})$$

On peut donc substituer la valeur de  $\frac{\partial^2 Q}{\partial x^2}$  dans (B.8) :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} = -C \frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{D}{C^2} \frac{\partial^2 Q}{\partial t^2} - \frac{D^2}{C^2} \frac{\partial^3 Q}{\partial x^2 \partial t} + \frac{D^2}{C} \frac{\partial^3 Q}{\partial x^3} \quad (\text{Éq. B.13})$$

Grâce à la célérité, on peut transformer les dérivées spatiales en dérivées temporelles. En négligeant les termes d'ordre supérieur, on obtient :

$$\frac{\partial^3 Q}{\partial x^2 \partial t} \approx -\frac{1}{C} \frac{\partial^3 Q}{\partial x \partial t^2} \quad (\text{Éq. B.14})$$

$$\frac{\partial^3 Q}{\partial x^3} \approx \frac{1}{C^2} \frac{\partial^3 Q}{\partial x \partial t^2} \quad (\text{Éq. B.15})$$

Ce qui, en remplaçant, donne finalement :

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = -\frac{1}{C} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{D}{C^3} \frac{\partial^2 Q}{\partial t^2} + \frac{2D^2}{C^4} \frac{\partial^3 Q}{\partial x \partial t^2} \quad (\text{Éq. B.16})$$

C'est cette équation qui est discrétisée dans l'algorithme d'HYDROTEL. Il s'agit d'une méthode de Crank-Nicholson selon  $t$ , ou schéma *CNT*. On obtient alors l'expression de  $Q(t)$  à chaque pas d'espace.

*Remarque* : On peut également utiliser un schéma amélioré selon  $t'$  (*CNT'*), qui est un schéma n'utilisant pas un grille rectangulaire. Le schéma *CNT'* se construit en substituant

$$X = \frac{x}{\cos \alpha} \text{ à } x.$$

*Remarque 2* : Le calcul de  $Q$  par le schéma *CNX* ou *CNT* est relativement simple, puisque l'on va avoir un système matriciel  $AQ=B$ , les matrices  $A$  et  $B$  étant connues (par un calcul simple) et surtout, la matrice  $A$  étant tri-diagonale.

*Remarque 3* : Pour information, il existe également une solution analytique à l'équation **(B.8)**, qui se calcule par intégration. L'intégrale obtenue n'étant pas calculable, la solution est calculée par passage dans le domaine de Laplace. Il s'agit de la méthode dite de Hayami (Moussa, 1996).

### B.2.2 Cas de l'onde cinématique

#### *Théorie*

On néglige ici tous les termes de dérivées (écoulement permanent et uniforme), pour obtenir :

$$gA(S_0 - S_f) = 0$$

C'est-à-dire :

$$S_0 = S_f \quad (\text{Éq. B.17})$$

En d'autres termes, la surface libre reste toujours parallèle au fond de la rivière. Nous avons donc un écoulement uniforme. Le bief considéré ne fait que transférer l'onde de crue sans la modifier à aucun égard.

Ceci est équivalent à une équation de diffusion où le terme  $D$  serait nul :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} = -C \frac{\partial Q}{\partial x}$$

On peut donc utiliser un schéma de Crank-Nicholson, de la même manière que pour l'onde diffusante, pour résoudre cette équation.

HYDROTEL utilise une autre méthode pour déterminer le débit  $Q$ , qui a pour avantage de prendre en compte les débits latéraux s'appliquant au tronçon. On se place dans le cas d'une onde cinématique, et on a alors ce système d'équations :

$$\begin{cases} \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \\ S_0 = S_f (= S) \end{cases} \quad (\text{Éq. B.18})$$

Pour le résoudre, nous allons ajouter deux autres égalités liant les variables entre elles :

$$\begin{aligned} A &= kQ^b S_f^{-b/2} \\ h &= rQ^s \text{ ou } A = \alpha Q^\beta \end{aligned} \quad (\text{Éq. B.19})$$

où  $k$ ,  $b$ ,  $r$ ,  $s$ ,  $\alpha$  et  $\beta$  sont des coefficients dépendant de la forme de la section transversale de la rivière.

La première équation représente l'équation de Manning. Écrivons-la sous une autre forme :

$$Q = \frac{S_0^{1/2}}{n} R_h^{2/3} A = \frac{S_0^{1/2}}{nP^{2/3}} A^{5/3} \quad (\text{Éq. B.20})$$

$$\text{où } R_h = \text{Rayon hydraulique} = \frac{A}{P \text{ (Périmètre mouillé)}}$$

On a donc, par conséquent :

$$A = \left( \frac{nP^{2/3}}{\sqrt{S_0}} \right)^{3/5} Q^{3/5} \quad (\text{Éq. B.21})$$

Ce qui signifie que  $\alpha = \left( \frac{nP^{2/3}}{\sqrt{S_0}} \right)^{0,6}$  et  $\beta = 0,6$

Et l'on a :

$$\frac{\partial A}{\partial t} = \alpha \beta Q^{\beta-1} \left( \frac{\partial Q}{\partial t} \right) \quad (\text{Éq. B.22})$$

En réinjectant ceci dans l'équation **(B.3a)**, nous obtenons :

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \alpha \beta Q^{\beta-1} \left( \frac{\partial Q}{\partial t} \right) = q \quad (\text{Éq. B.23})$$

On n'a donc plus qu'une équation différentielle en  $Q$ , que l'on peut résoudre de manière numérique.

Remarque : On a  $C = \frac{\partial Q}{\partial A} = \frac{1}{\alpha \beta Q^{\beta-1}}$ . Par ailleurs, sachant que  $dQ = \frac{\partial Q}{\partial x} dx + \frac{\partial Q}{\partial t} dt$ , on a

$$\text{ici } \frac{dQ}{dx} = q \text{ si } \frac{dt}{dx} = \frac{1}{\alpha \beta Q^{\beta-1}}.$$

$$\text{On en déduit donc que } C = \frac{dQ}{dA} = \frac{dx}{dt}.$$

### Résolution

On introduit les notations suivantes :

$n$  : coefficient de Manning

$R$  : rayon hydraulique

$S$  : pente

$L, l$  : longueur et largeur du tronçon considéré

Les débits sont indexés  $e$  pour « entrant »,  $s$  pour « sortant »,  $t$  pour le pas en cours et  $t-\Delta t$  pour le pas précédent. Nous cherchons donc  $Q_{s,t}$ , connaissant *a priori*  $Q_{e,t}$  (débit sortant du tronçon amont), et tous les débits au temps  $t-\Delta t$ .

Le programme calcule plusieurs coefficients, dont  $c_1 = \frac{2(nl^{2/3})^{0.6} L}{\Delta t}$ . On remarque que

$$\frac{S^{\beta/2}}{c_1} = \frac{\Delta t}{2L} \cdot \frac{Q^\beta}{A} = \frac{\Delta t}{2L} \cdot \frac{1}{\alpha}$$

L'équation (B.23) devient alors :

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{dt}{2dx} \cdot \left( \frac{\beta}{S^{\beta/2} / c_1} \right) \cdot Q^{\beta-1} \cdot \frac{\partial Q}{\partial t} = q \quad (\text{Éq. B.24})$$

Ou :

$$\beta Q^{\beta-1} \frac{\partial Q}{\partial t} dt = \frac{\partial(Q^\beta)}{\partial t} dt = 2dx \frac{S^{\beta/2}}{c_1} \left( q - \frac{\partial Q}{\partial x} \right) \quad (\text{Éq. B.25})$$

Le programme va discrétiser cette expression.  $\frac{\partial Q}{\partial x}$  est approximé au temps  $t-\Delta t$ , et

$\frac{\partial(Q^\beta)}{\partial t}$  au temps à l'extrémité aval du tronçon :

$$\frac{(Q_{s,t})^\beta - (Q_{s,t-\Delta t})^\beta}{\Delta t} \Delta t = 2L \frac{S^{\beta/2}}{c_1} \left( \frac{q_t + q_{t-\Delta t}}{2} - \frac{Q_{s,t-\Delta t} - Q_{e,t-\Delta t}}{L} \right) \quad (\text{Éq. B.26})$$

Finalement,

$$(Q_{s,t})^\beta = (Q_{s,t-\Delta t})^\beta + \frac{S^{\beta/2}}{c_1} [2(Q_{e,t-\Delta t} - Q_{s,t-\Delta t}) + L(q_t + q_{t-\Delta t})] \quad (\text{Éq. B.27})$$

$$Q_{s,t} = \left( (Q_{s,t-\Delta t})^\beta + \frac{S^{\beta/2}}{c_1} [2(Q_{e,t-\Delta t} - Q_{s,t-\Delta t}) + L(q_t + q_{t-\Delta t})] \right)^{1/\beta} \quad (\text{Éq. B.28})$$

Cette formule induit une erreur, puisqu'elle fait intervenir de nombreux débits calculés au pas de temps précédent. Le calcul de  $Q_{s,t}$  est donc affiné grâce à une méthode itérative de Newton-Raphson qui, pour simplifier les calculs, se situe dans une hypothèse de grande largeur (périmètre mouillé  $\approx$  largeur de la rivière).

## C. Calcul de valeurs des caractéristiques de la section exutoire

---

Dans cette annexe seront explicités quelques exemples pour le calcul des coefficients  $C$  et  $k$  qui apparaissent dans la relation niveau/débit reliant la hauteur d'eau  $h$  sur un seuil et le débit  $Q$  s'écoulant par ce seuil :

$$Q = Ch^k \quad (\text{Éq. C.1})$$

Pour ce faire, des exemples de déversoirs géométriquement simples, inspirés de Mays (2005) seront utilisés.

### C.1 Théorie

Un débit  $Q$  [ $\text{m}^3/\text{s}$ ] est le produit d'une vitesse  $v$  [ $\text{m}/\text{s}$ ] par une aire  $A$  [ $\text{m}^2$ ] perpendiculaire à l'écoulement. Le débit au droit du déversoir se calcule par intégration de  $dQ = v dA$ , la vitesse  $v$  étant obtenue par application de la formule de Bernoulli entre un point amont A très éloigné (et où l'on considère que la vitesse est négligeable) et un point B au droit du déversoir, comme spécifié sur la **Figure C.1**.



Figure C.1 Écoulement en amont et au droit d'un déversoir

L'expression de la vitesse  $v$  dans la section transversale au niveau du déversoir prend la forme :

$$v = \sqrt{2gh} \quad (\text{Éq. C.2})$$

On a alors :

$$Q = \int_S \sqrt{2gh} \cdot dA \quad (\text{Éq. C.3})$$

On est donc *a priori* capable de calculer les relations niveau/débit pour n'importe quel type de déversoir : seule la connaissance de sa géométrie est requise.

## C.2 Quelques exemples

### C.2.1 Déversoir rectangulaire

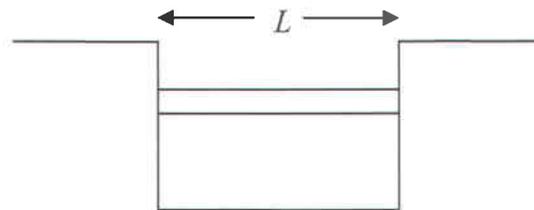


Figure C.2 Profil d'un déversoir rectangulaire

$$Q = \int v dA = \int \sqrt{2gh} L dh = L \sqrt{2g} \int h^{1/2} dh = \frac{2}{3} \sqrt{2g} L h^{3/2} \approx 2,95 L h^{3/2} \quad (\text{Éq. C.4})$$

Ce faisant, on néglige les frottements induits par la contraction de l'écoulement au passage du déversoir, et par la forme de la crête de ce dernier. Pour les prendre en compte, on introduit un coefficient adimensionnel  $C_d$  :

$$Q = C_d \frac{2}{3} \sqrt{2g} L h^{3/2} \quad (\text{Éq. C.5})$$

Pour simplifier, on pose :  $C' = \frac{2}{3} C_d \sqrt{2g}$

$$Q = C' L h^{3/2} \quad (\text{Éq. C.6})$$

Il existe plusieurs formules empiriques pour calculer  $C'$ , dépendant de la hauteur d'eau, de la taille du déversoir, du matériau qui le compose... On peut notamment citer les formules de Bazin et de Rehbock. Plus simplement, le coefficient  $C'$  peut aussi être approximé par la valeur de 1,67.

### C.2.2 Déversoir rectangulaire avec contraction

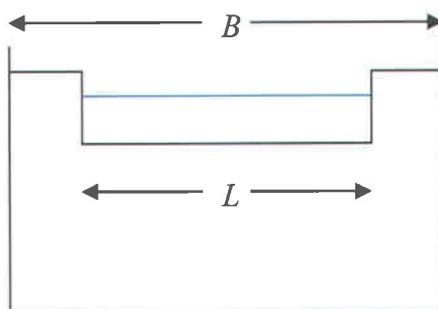


Figure C.3 Profil d'un déversoir rectangulaire avec contraction

La formule devient :

$$Q = C' (L - 0,2h) h^{3/2} \quad (\text{Éq. C.7})$$

Avec  $C' = 1,84$  (formule de Francis)

### C.2.3 Déversoir en V

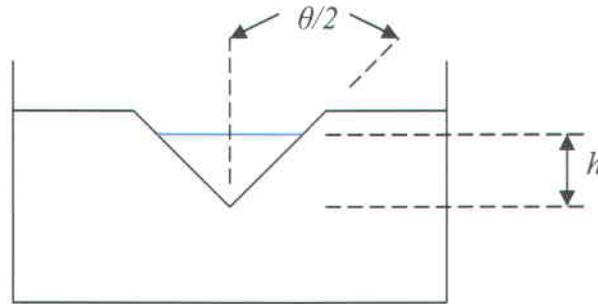


Figure C.4 Profil d'un déversoir en V

En intégrant, on obtient :

$$Q = \frac{8}{15} C' \sqrt{2g} \tan \frac{\theta}{2} h^{5/2} \quad (\text{Éq. C.8})$$

Gourley donne l'approximation suivante :

$$Q = 1,32 \tan \frac{\theta}{2} h^{2,5} \quad (\text{Éq. C.9})$$

Le produit  $1,32 \tan \frac{\theta}{2}$  est parfois approximé par 1,38.

## C.3 Conclusion sur la valeur des paramètres

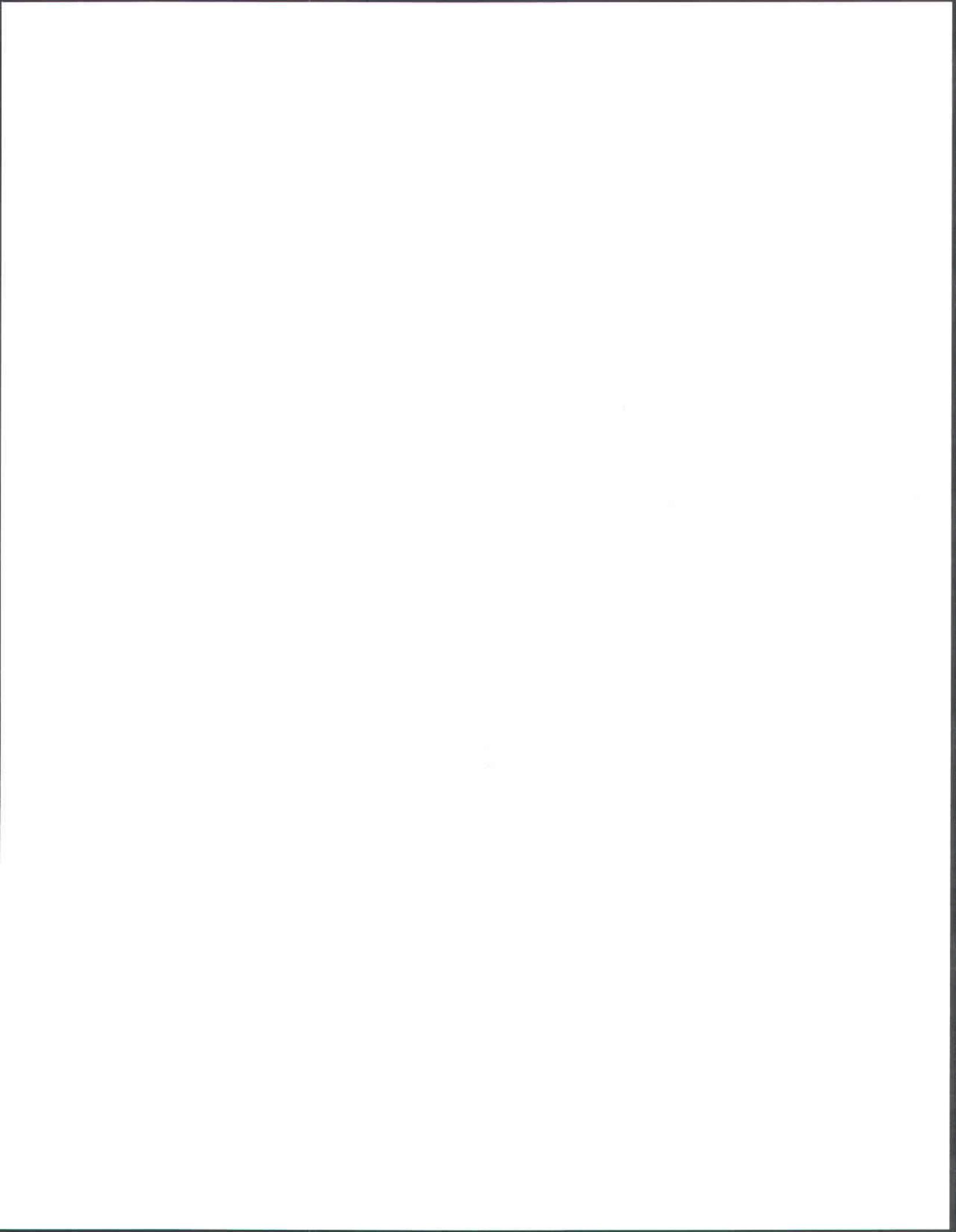
La valeur de  $C$  peut varier très fortement, notamment suivant la longueur de déversement. Elle n'est donc pas bornée.

Par contre, la valeur de  $k$  est le résultat d'une intégration. Pour les déversoirs rectangulaires, elle est de 1,5, alors qu'elle est de 2,5 pour les déversoirs triangulaires. Dans le cas d'un seuil naturel, la valeur de  $k$  va habituellement se situer entre ces deux bornes.

*Difficultés pratiques :*

Si intégrer ne pose pas de problème et peut éventuellement être un problème contournable (intégration par éléments finis), il n'en est pas de même pour la détermination du coefficient  $C$ , qui varie non seulement avec la forme de la section transversale au niveau du déversoir, mais aussi avec le profil du déversoir (rond, en pointe, rectangulaire...) à travers du coefficient  $C_d$ .

De plus, pour appliquer ces formules, il est nécessaire qu'il y ait coupure hydraulique.



## D. Programmation des méthodes HYDROTEL-modifiée et CEQUEAU

---

### *Sélection de la méthode*

```
int ACHMNT_RIVIERE::TransfertLacSortieMultiple(TRONCON& troncon, int
pas_courant, const long dt, const float qa, const float ql, const float qc,
const float qm, float& qtot)
{
int nResult = 0;
switch (troncon.PrendreAlgorithmeLacSortieMultiple())
{
case TRONCON::AlgorithmeBourdillon:
nResult = TransfertLacSortieMultipleBourdillon(troncon, pas_courant, dt,
qa, ql, qc, qm, qtot);
break;
case TRONCON::AlgorithmeCEQUEAU:
nResult = TransfertLacSortieMultipleCEQUEAU(troncon, pas_courant, dt, qa,
ql, qc, qm, qtot);
break;
}
return nResult;
}
```

### *Méthode CEQUEAU*

```
int ACHMNT_RIVIERE::TransfertLacSortieMultipleCEQUEAU(TRONCON& troncon, int
pas_courant, const long dt, const float qa, const float ql, const float qc,
const float qm, float& qtot)
{
float fDebit = qa + ql + qc + qm;
if (pas_courant != 0)
{
float plus = fDebit + troncon.moins;
float niveau = cote(plus, troncon);
if (niveau < troncon.m_fSeuilPlusPetit)
{
niveau = troncon.m_fSeuilPlusPetit;
qtot = 0.0f;
troncon.moins = moins_cote(niveau, troncon);
for (unsigned int i = 0; i < troncon.PrendreNombreSortie(); ++i)
{
troncon.PrendreSortieLac(i).q = 0.0f;
}
}
else
{
qtot = 0.0f;
for (unsigned int i = 0; i < troncon.PrendreNombreSortie(); ++i)
{
if (niveau < troncon.PrendreSortieLac(i).fSeuilEcoulement)
{
troncon.PrendreSortieLac(i).q = 0.0f;
}
}
}
}
}
```

```
        else
        {
            troncon.PrendreSortieLac(i).q =
            troncon.PrendreSortieLac(i).fParamC * pow(niveau -
            troncon.PrendreSortieLac(i).fSeuilEcoulement,
            troncon.PrendreSortieLac(i).fParamK);
        }
        troncon.ChangeNiveauPrecedent(niveau);
        qtot += troncon.PrendreSortieLac(i).q;
    }
    troncon.moins = plus - 2.0f * qtot;
}
else
{
    qtot = 0.0f;
    for (unsigned int i = 0; i < troncon.PrendreNombreSortie(); ++i)
    {
        qtot += troncon.PrendreSortieLac(i).q;
    }
}
troncon.m_fDebitPasPrecedent = fDebit;
return 1;
}
```

### Méthode HYDROTEL-modifiée

```
int ACHMNT_RIVIERE::TransfertLacSortieMultipleBourdillon(TRONCON& troncon, int
pas_courant, const long dt, const float qa, const float ql, const float qc,
const float qm, float& qtot)
{
    unsigned int nNbSorties = troncon.PrendreNbSortie();
    vector<TRONCON::Sortie>& sorties = troncon.PrendreSorties();
    if (pas_courant == 0)
    {
        float* qin = new float[nNbSorties];
        qtot = 0;
        troncon.ChangeNiveauPrecedent(troncon.PrendreNiveauInitial());
        for (unsigned int indiceSortie = 0; indiceSortie < nNbSorties;
        ++indiceSortie)
        {
            float nz = troncon.PrendreNiveauPrecedent() -
            sorties[indiceSortie].fSeuilEcoulement;
            if (nz <= 0)
            {
                qin[indiceSortie] = 0.0f;
            }
            else
            {
                qin[indiceSortie] = sorties[indiceSortie].fParamC * pow(nz,
                sorties[indiceSortie].fParamK);
            }
            qtot += qin[indiceSortie];
            sorties[indiceSortie].q = sorties[indiceSortie].fDebitPrecedent =
            qin[indiceSortie];
        }
        delete[] qin;
    }
}
```

```

else
{
float niveau_a, niveau_b;
float* niveau = new float[nNbSorties];
float za = sorties[0].fSeuilEcoulement;
float ca = sorties[0].fParamC;
float ka = sorties[0].fParamK;
float qba = sorties[0].fDebitPrecedent;
qtot = 0;
for (unsigned int indiceSortie = 0; indiceSortie < nNbSorties;
++indiceSortie)
{
if (sorties[indiceSortie].fSeuilEcoulement < za)
{
za = sorties[indiceSortie].fSeuilEcoulement;
ca = sorties[indiceSortie].fParamC;
ka = sorties[indiceSortie].fParamK;
qba = sorties[indiceSortie].fDebitPrecedent;
}
qtot += sorties[indiceSortie].fDebitPrecedent;
}
niveau_a = pow((qba / ca), (1.0f / ka)) + za;
float ai = Aire(niveau_a, troncon);
niveau_b = niveau_a + ((qa + qc) / 2.0f + (ql + qm) / 2.0f - qtot) * dt /
ai;
float f0, f1;
int iter = 0;
do
{
float S = 0;
float T = 0;
for (unsigned int indiceSortie = 0; indiceSortie < nNbSorties;
++indiceSortie)
{
niveau[indiceSortie] = niveau_b -
sorties[indiceSortie].fSeuilEcoulement;
if (niveau[indiceSortie] < 0.0f)
{
niveau[indiceSortie] = 0.0f;
}
else
{
S = S + sorties[indiceSortie].fParamC *
pow(niveau[indiceSortie],
sorties[indiceSortie].fParamK);
T = T + sorties[indiceSortie].fParamC *
sorties[indiceSortie].fParamK *
pow(niveau[indiceSortie],
sorties[indiceSortie].fParamK - 1.0f);
}
}
f0 = niveau_b - niveau_a + (qtot + S - qc - qa - ql - qm) * dt /
(2.0f * ai);
f1 = 1.0f + T * dt / (2.0f * ai);
niveau_b = niveau_b - f0 / f1;
iter++;
} while (abs(f0 / f1) > 0.001 && iter < 15); // > epsilon;

```

```
if (niveau_b < za)
    {
        niveau_b = za;
    }
qtot = 0;
for (unsigned int indiceSortie = 0; indiceSortie < nNbSorties;
    ++indiceSortie)
    {
        niveau[indiceSortie] = niveau_b -
            sorties[indiceSortie].fSeuilEcoulement;
        if (niveau[indiceSortie] < 0.0f)
            {
                sorties[indiceSortie].q = 0.0f;
            }
        else
            {
                sorties[indiceSortie].q = sorties[indiceSortie].fParamC *
                    pow(niveau[indiceSortie], sorties[indiceSortie].fParamK);
            }
        qtot += sorties[indiceSortie].q;
        sorties[indiceSortie].fDebitPrecedent = sorties[indiceSortie].q;
    }
troncon.ChangeNiveauPrecedent(niveau_b);
}
return 1;
}
```

### *Fonction d'interpolation de la surface pour la méthode HYDROTEL-modifiée*

```
float ACHMNT_RIVIERE::Aire(float h, TRONCON& troncon)
{
    float u, w, x, y, a;
    unsigned int nNbNiveauSurface = troncon.PrendreNbNiveauSurface();
    for (unsigned int indice = 0; indice < nNbNiveauSurface - 1; ++indice)
        {
            TRONCON::NiveauSurface n1 = troncon.PrendreNiveauSurface(indice);
            TRONCON::NiveauSurface n2 = troncon.PrendreNiveauSurface(indice + 1);
            u = n1.nNiveau;
            w = n2.nNiveau;
            x = n1.fSurface;
            y = n2.fSurface;
            if (h > u)
                {
                    a = x + (h - u) / (w - u) * (y - x);
                }
        }
    return a;
}
```

### *Initialisation pour la méthode CEQUEAU*

```
void ACHMNT_RIVIERE::Initialize(int nPasDeTemps, TRONCON& troncon)
{
    InitializeMoinsPlus(nPasDeTemps, troncon);
    InitializeQin(troncon);
    troncon.moins = moins_cote(troncon.PrendreNiveauInitial(), troncon);
}
```

*Calcul de la table pour la méthode CEQUEAU*

```

void ACHMNT_RIVIERE::InitializeMoinsPlus(int nPasDeTemps, TRONCON& troncon)
{
    unsigned int nNombreCoteSurface = static_cast<unsigned
int>(troncon.PrendreNombreNiveauSurface());
    troncon.m_qtot.clear();
    troncon.m_qtot.resize(nNombreCoteSurface, 0.0f);
    for (unsigned int index = 0; index < nNombreCoteSurface; ++index)
    {
        for (unsigned int n = 0; n < troncon.PrendreNombreSortie(); ++n)
        {
            float q;
            if (troncon.PrendreNiveauSurface(index).nNiveau <
troncon.PrendreSortieLac(n).fSeuilEcoulement)
            {
                q = 0.0f;
            }
            else
            {
                q = troncon.PrendreSortieLac(n).fParamC *
pow(troncon.PrendreNiveauSurface(index).nNiveau -
troncon.PrendreSortieLac(n).fSeuilEcoulement,
troncon.PrendreSortieLac(n).fParamK);
            }
            troncon.m_qtot[index] += q;
        }
    }
    troncon.m_volume.clear();
    troncon.m_plus.clear();
    troncon.m_moins.clear();
    troncon.m_volume.resize(nNombreCoteSurface, 0.0f);
    troncon.m_plus.resize(nNombreCoteSurface, 0.0f);
    troncon.m_moins.resize(nNombreCoteSurface, 0.0f);
    for (unsigned int index = 1; index < nNombreCoteSurface; ++index)
    {
        troncon.m_volume[index] = troncon.m_volume[index - 1] +
(troncon.PrendreNiveauSurface(index).nNiveau -
troncon.PrendreNiveauSurface(index - 1).nNiveau) *
(troncon.PrendreNiveauSurface(index).fSurface +
troncon.PrendreNiveauSurface(index - 1).fSurface) / 2;
        float v_sur_dt = troncon.m_volume[index] / (nPasDeTemps * 3600);
        troncon.m_moins[index] = 2.0f * v_sur_dt - troncon.m_qtot[index];
        troncon.m_plus[index] = 2.0f * v_sur_dt + troncon.m_qtot[index];
    }
}

```

```
for (unsigned int n = 0; n < troncon.PrendreNombreSortie(); ++n)
{
    if (troncon.PrendreNiveauInitial() <
        troncon.PrendreSortieLac(n).fSeuilEcoulement)
    {
        troncon.PrendreSortieLac(n).qin = 0.0f;
    }
    else
    {
        troncon.PrendreSortieLac(n).qin =
            troncon.PrendreSortieLac(n).fParamC *
            pow(troncon.PrendreNiveauInitial() -
                troncon.PrendreSortieLac(n).fSeuilEcoulement,
                troncon.PrendreSortieLac(n).fParamK);
    }
}
}
```

### Initialisation pour la méthode HYDROTEL-modifiée

```
void ACHMNT_RIVIERE::InitializeQin(TRONCON& troncon)
{
    for (unsigned int index = 0; index < troncon.PrendreNombreSortie(); ++index)
    {
        TRONCON::Sortie& sortieLac = troncon.PrendreSortieLac(index);
        if (troncon.PrendreNiveauInitial() < sortieLac.fSeuilEcoulement)
        {
            sortieLac.qin = 0.0f;
        }
        else
        {
            sortieLac.qin = sortieLac.fParamC *
                std::pow(troncon.PrendreNiveauInitial() -
                    sortieLac.fSeuilEcoulement, sortieLac.fParamK);
        }
        troncon.ChangeNiveauPrecedent(troncon.PrendreNiveauInitial());
        sortieLac.q = sortieLac.qin;
    }
}
```

### Fonction pour le calcul du premier débit avec la méthode CEQUEAU

```
float ACHMNT_RIVIERE::moins_cote(float cote, TRONCON& troncon)
{
    float m = 0.0f;
    for (unsigned int j = 0; j < troncon.PrendreNombreNiveauSurface() - 1; ++j)
    {
        float h = static_cast<float>(troncon.PrendreNiveauSurface(j).nNiveau);
        float k = static_cast<float>(troncon.PrendreNiveauSurface(j +
            1).nNiveau);
        float moinb = troncon.m_moins[j];
        float moinh = troncon.m_moins[j + 1];
        if (cote > h)
        {
            m = moinb + (cote - h) / (k - h) * (moinh - moinb);
        }
    }
    return m;
}
```

*Fonction pour le calcul du niveau avec la méthode CEQUEAU*

```

float ACHMNT_RIVIERE::cote(float pl, TRONCON& troncon)
{
float p = 0.0f;
for (unsigned int j = 0; j < troncon.PrendreNombreNiveauSurface() - 1; ++j)
{
float d = troncon.m_plus[j];
float e = troncon.m_plus[j + 1];
float cotea =
static_cast<float>(troncon.PrendreNiveauSurface(j).nNiveau);
float coteb = static_cast<float>(troncon.PrendreNiveauSurface(j +
1).nNiveau);
if (pl > d)
{
p = cotea + (pl - d) / (e - d) * (coteb - cotea);
}
}
return p;
}

```

*Fonction pour la génération d'un tableau dans le cas d'une simulation avec méthode CEQUEAU à surface constante*

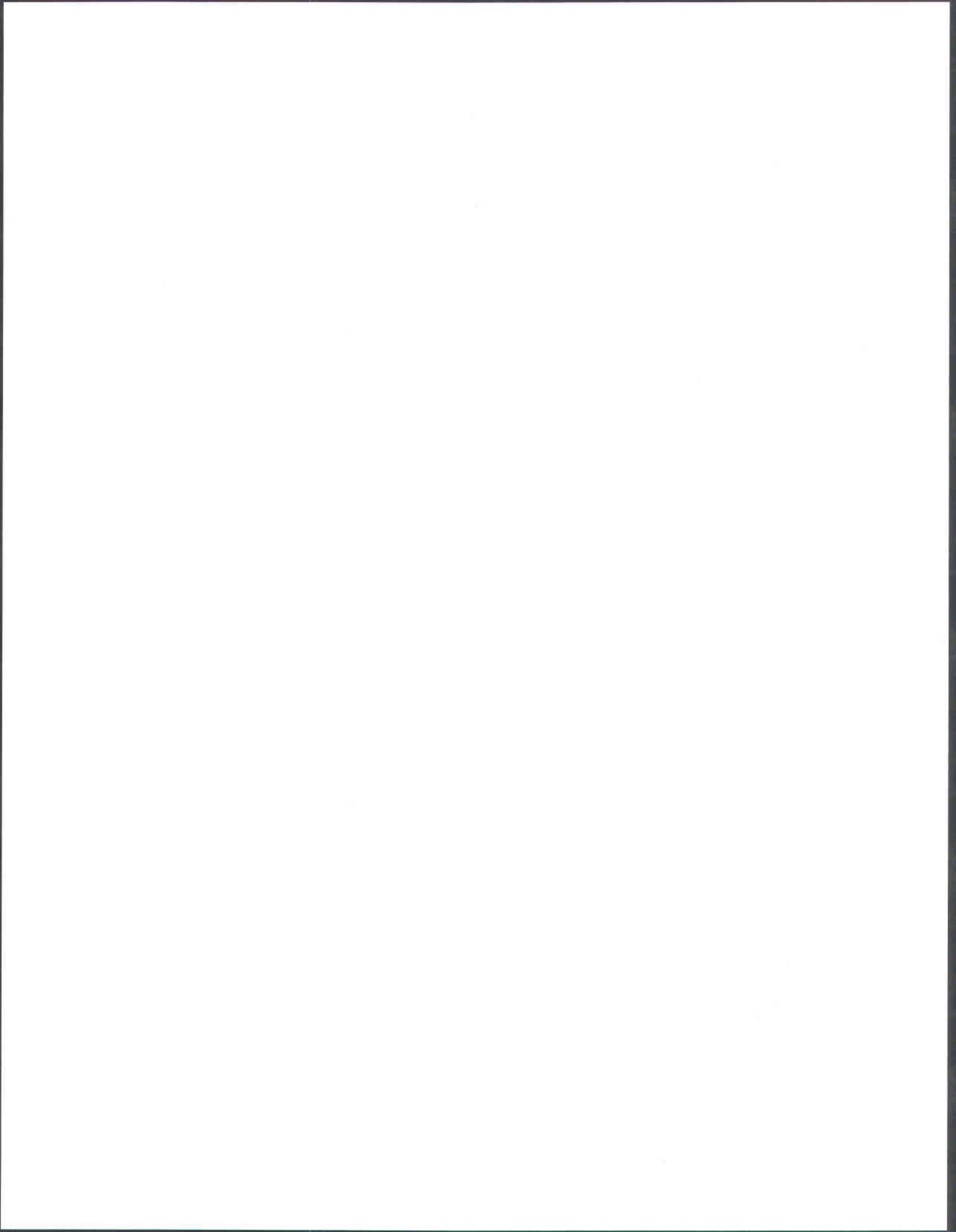
```

void ACHMNT_RIVIERE::InitNiveauSurface(TRONCON& troncon)
{
assert(troncon.PrendreNombreSortie() > 0);
int nSeuilMinimum = troncon.PrendreSortieLac(0).fSeuilEcoulement;
int nSeuilMaximum = troncon.PrendreSortieLac(0).fSeuilEcoulement;
for (int n = 1; n < troncon.PrendreNombreSortie(); ++n)
{
int nSeuil = troncon.PrendreSortieLac(n).fSeuilEcoulement;
if (nSeuilMinimum > nSeuil)
{
nSeuilMinimum = nSeuil;
}

if (nSeuilMaximum < nSeuil)
{
nSeuilMaximum = nSeuil;
}
}

nSeuilMinimum -= 5;
nSeuilMaximum += 3;
vector<TRONCON::NiveauSurface>& niveaux =
troncon.PrendreNiveauSurfaces();
niveaux.clear();
int diff = nSeuilMaximum - nSeuilMinimum + 1;
for (int n = 1; n < diff; ++n)
{
TRONCON::NiveauSurface niveau;
niveau.nNiveau = nSeuilMinimum - 1 + n;
niveau.fSurface = troncon.PrendreSurfaceConstante();
niveaux.push_back(niveau);
}
}

```



## **E. Test de la méthode HYDROTEL-modifiée : cas du lac en Croix**

---

### **E.1 Présentation du lac en Croix**

Ce lac se situe au Nord-ouest du village de Saint-Mathieu-du-Parc, à une latitude de  $46^{\circ}38'$  N et une longitude de  $73^{\circ}02'$  O. Il est alimenté par le lac Barnard, qui communique avec lui par un étroit canal, alors qu'en aval il se déverse dans la rivière Shawinigan via deux ruisseaux qui se rejoignent un peu plus loin. Ce lac est ainsi nommé car, vu d'avion, sa forme s'apparente à celle d'une croix (**Photo E.1**).



**Photo E.1** Image satellite du lac en Croix (Google Earth)

Les deux sorties du lac sont contrôlées par des déversoirs, en fait des planches de bois (Photos E.2.a et b). Sur le plus grand des deux, il y a un système de chaînes pour ôter la planche supérieure, afin de permettre à l'eau de s'écouler même si le niveau du lac est bas. Enfin, une règle pour mesurer le niveau du lac est installée à proximité du déversoir principal (Photo E.2.c).

a)



b)



c)



Photo E.2 a) Déversoir principal

b) Déversoir secondaire

c) Règle de mesure du niveau

## E.2 Justification du choix

Le choix de ce lac présente plusieurs intérêts : tout d'abord, les sorties étant contrôlées par des déversoirs rectangulaires, il nous est facile de trouver une approximation relativement fiable de la relation niveau/débit au droit de ceux-ci (voir **Annexe C**). Par

ailleurs, les cours d'eau en aval sont petits et parcourus par de faibles débits : aucune instrumentation spécifique n'est donc requise, des appareils de mesure de base pouvant très bien faire l'affaire.

Enfin, la présence d'une règle sur le plan d'eau est un avantage certain, car en plus de nous donner la cote de la surface, elle va nous permettre d'étalonner nos relations niveau/débit.

Il est nécessaire de présenter le défaut majeur, de notre point de vue, du lac en Croix : le fait que, comme bien des plans d'eau de la région de la Mauricie, il communique avec un autre lac, le lac Barnard en l'occurrence, situé en amont. Ce lac l'alimente en eau par un canal assez peu large mais où il est inenvisageable de mesurer le débit. Quand bien même cela serait possible techniquement, les résultats seraient inévitablement remis en cause par le fait qu'il puisse y avoir un courant de retour du lac en Croix vers le lac Barnard.

### **E.3 Méthode**

Tout le problème tient donc en ces mots : il est impossible de mesurer les apports au lac en Croix. Dès lors, il devient également impossible d'appliquer la méthode qui aurait paru la plus judicieuse pour valider l'algorithme : mesure des débits entrants et sortants, relevé du niveau, mise en place d'une simulation avec comme entrée les débits entrants, et comparaison des courbes observées et simulées.

Ceci dit, il n'est pas non plus impossible de faire quelque chose, étant donné qu'il est possible de connaître à la fois le niveau de la surface du lac et les débits dans les deux exutoires. S'agissant de seuils rectangulaires, on peut estimer une valeur du  $C$  de la relation niveau/débit, et on peut fixer  $k = 1,5$ . Or on connaît le niveau du lac : on est donc capable d'en déduire la valeur de  $C$  pour les deux seuils. Nous obtenons donc une relation niveau/débit étalonnée à chacun des deux seuils.

Ensuite, pour vérifier la cohérence des actions du programme, ne pouvant répondre à la question « le programme calcule-t-il une bonne valeur des débits sortants, connaissant les débits entrants? », nous pouvons plutôt poser la question suivante : « connaissant les débits sortants, et le niveau correspondant, existe-t-il un état initial et une chaîne d'actions qui nous amènent à ce résultat? ». En d'autres termes, il s'agit ici de *retrouver* un hydrogramme d'entrée qui amène le lac à se stabiliser au niveau que nous observons, et à évacuer les débits sortants correspondants.

Comme mentionné ci-dessus, il s'agit de vérifier la *cohérence* du programme, puisque l'absence de données sur les débits entrants nous empêche de vérifier son *exactitude*. Si nous obtenons un certain niveau de confiance sur les calculs effectués par notre programme, une inconnue demeure toutefois : le temps nécessaire pour atteindre le niveau visé est-il respecté? Cela, nous ne pouvons pas le vérifier...

#### **E.4 Détermination de la surface**

Nous disposons d'un croquis représentant les courbes bathymétriques du lac en Croix. Ce document a été fourni par le Centre d'expertise hydrique du Québec (CEHQ) mais fut dessiné à l'époque par le Ministère des richesses naturelles (**Figure E.1**).

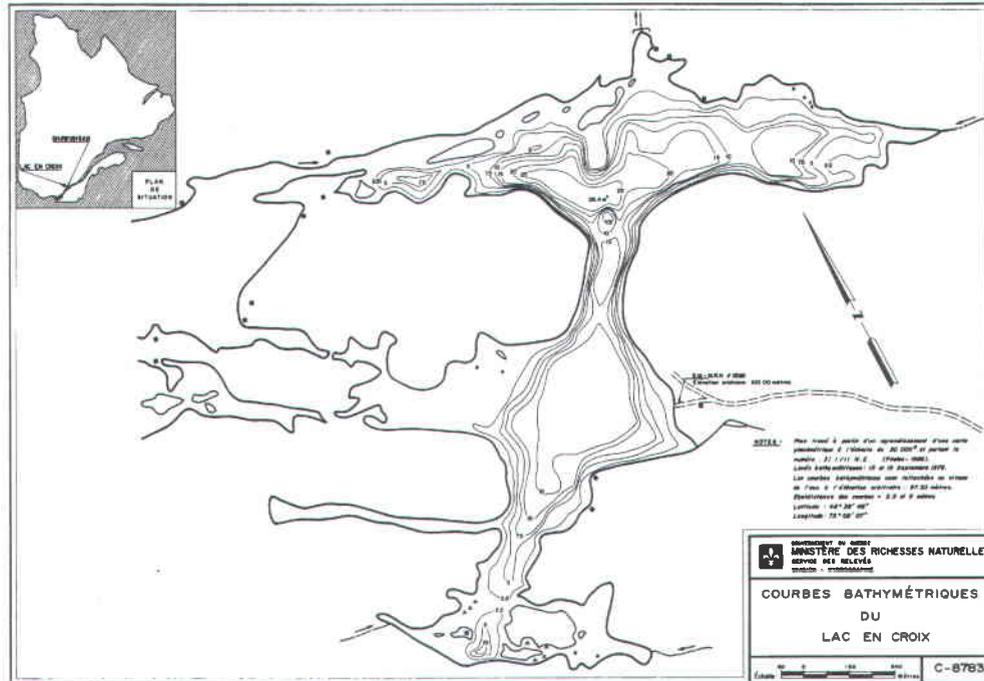


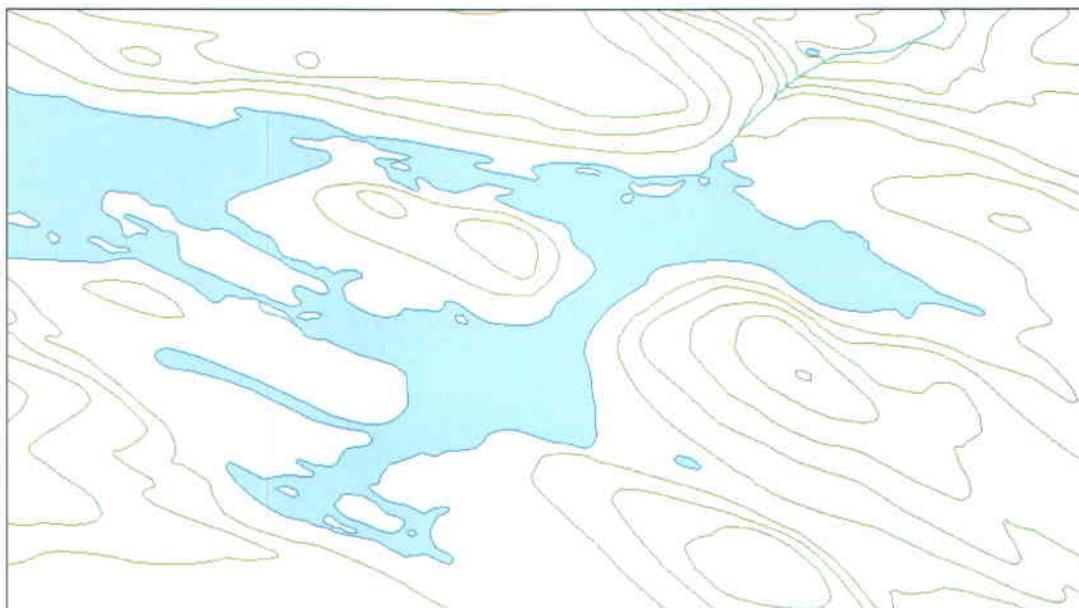
Figure E.1 Courbes bathymétriques du lac en Croix  
(CEHQ/Ministère des ressources naturelles)

Il s'agit en fait de courbes de profondeur, aux 2,5 m pour des profondeurs comprises entre 0 et 10 m, et aux 5 m au-delà. Elles sont tracées par rapport à un niveau de référence, fixé à une élévation arbitraire de 97,5 m (un point géodésique, présent proche du lac, étant fixé à l'élévation arbitraire 100 m).

Ceci peut être problématique étant donné que nous n'avons aucune idée de la cote de la crête des seuils. Mais ce que nous voulons tester ici, c'est la capacité du programme à calculer le partage des débits entre les deux exutoires. Par ailleurs, puisque nous allons opérer sur des durées assez courtes – sur lesquelles le niveau ne va pas beaucoup varier – et que la configuration du lac (relativement encaissé) ne laisse pas place à des inondations importantes, nous considérerons que l'aire de la surface est constante quel que soit le niveau.

Dans le répertoire des barrages présenté sur le site du CEHQ, nous pouvons lire la surface du lac en Croix : 72,5 ha. Une autre source cartographique est disponible, en l'occurrence dans la Banque Nationale de Données Topographiques (BNDT) de Ressources Naturelles

Canada, et accessible gratuitement en ligne. Le feuillet contenant le lac en Croix est lisible avec le logiciel ArcGIS de la Compagnie ESRI (**Figure E.2**).



**Figure E.2** Vue du lac en Croix avec le logiciel ArcGIS

Grâce aux outils graphiques de ce logiciel, il nous est possible de connaître la superficie du lac sur le feuillet. Il suffit pour cela de créer une nouvelle couche de polygones, sur laquelle nous dessinons un polygone reprenant les limites du lac. Ensuite, l'extension « XTools » nous permet de calculer la surface du polygone que nous venons de dessiner. Nous obtenons ainsi une superficie de 72 ha, qui confirme la donnée du CEHQ. Pour la simulation, nous utiliserons donc la donnée du CEHQ.

## **E.5 Calcul des débits**

La méthode utilisée pour la détermination des débits est décrite à l'**Annexe F**.

## **E.6 Mesures *in situ***

Après une première visite de reconnaissance en mai 2007 en compagnie de M. Réjean Thibeault, technicien du CEHQ, une mesure des débits s'écoulant par les deux déversoirs du lac en Croix eut lieu en août 2007 avec l'assistance de M. Vladimir Antonoff, étudiant au doctorat à l'INRS-ETE. Une seconde mesure fut réalisée en octobre de la même année, dans des conditions hydrauliques différentes, en compagnie de M. Thibeault.

### *E.6.1 Caractéristiques des déversoirs*

Les déversoirs sont constitués de planches de bois de 20 cm de largeur. Le déversoir principal se compose de deux parties articulées autour d'un poteau soutenant le pont le surplombant, qui ont des longueurs respectives de 4,12 et 3,80 m. Le déversoir secondaire est constitué par une planche de 6,38 m de long.

### *E.6.2 Instrumentation pour la mesure des débits*

Un instrument destiné à mesurer la vitesse est appelé un vélocimètre. Celui dont nous disposons est de type Flo-Mate, modèle 2000, commercialisé par la société Marsh-McBirney. Il a la forme d'une poire qui vient s'ajuster sur une tige métallique coulissante graduée. La graduation est faite de telle sorte que lorsqu'on l'ajuste (par exemple pour une profondeur de 32 cm, le 3 de la tige coulissant vis-à-vis du 2 du support), la poire va se positionner aux 40 % de la hauteur sélectionnée. Si nous reprenons l'exemple d'une profondeur de 32 cm, alors la poire se positionnera à une hauteur de 12,8 cm.

On place ensuite l'appareil dans le courant, et la valeur de la vitesse (en pieds par seconde) s'affiche sur un boîtier qui s'accroche autour du cou. Étant donné que les deux mains de la personne qui mesure sont occupées, et que celle-ci évolue dans un milieu où

peut régner un fort courant, la présence d'une personne pour noter les résultats s'avère impérative.

Il est également important de prévoir :

- un ruban gradué, qui sera attaché de part et d'autre du cours d'eau. C'est lui qui servira de référence pour la position des points de mesure;
- une règle pour mesurer la profondeur avant chaque mesure;
- une paire de bottes de pêcheur, dans la mesure où l'on peut être amené à traverser des zones de profondeurs importantes;
- un gilet de sauvetage.

### *E.6.3 Résultats*

La première mesure (août 2007) fut réalisée dans des conditions de faible hydraulicité. Ses résultats sont consignés aux **Tableaux E.1 et E.2**.

Tableau E.1 Relevé de débit à l'exutoire principal - août 2007

<i>Distance</i> [m]	<i>Profondeur</i> [m]	<i>Vitesse</i> [pi/s]	<i>Vitesse</i> [cm/s]	<i>Largeur</i> [m]	<i>Profondeur</i> [m]	<i>Débit</i> [L/s]
0,53	0	0	0			
0,80	0,300	0,05	1,52	0,420 <sup>1</sup>	0,205	1,39
1,10	0,410	0,04	1,22	0,300	0,385	1,40
1,40	0,470	0,10	3,04	0,300	0,465	4,24
1,70	0,520	0,08	2,43	0,300	0,535	3,90
2,00	0,600	0,09	2,74	0,250	0,605	4,14
2,20	0,690	0,10	3,04	0,200	0,700	4,23
2,40	0,800	0,11	3,34	0,250	0,760	6,35
2,70	0,830	0,09	2,74	0,300	0,550	4,51
3,00	0,300	0,04	1,22	0,400	0,725	3,53
3,50	0,620	0,04	1,22	0,450	0,425	2,33
3,90	0,550	0,05	1,52	0,400	0,605	3,68
4,30	0,590	0,05	1,52	0,425	0,565	3,65
4,75	0,580	0,03	0,91	0,675*	0,295	1,82
5,20	0	0	0			
<b>Total</b>						<b>45,12</b>

Tableau E.2 Relevé de débit à l'exutoire secondaire - août 2007

<i>Distance</i> [m]	<i>Profondeur</i> [m]	<i>Vitesse</i> [pi/s]	<i>Vitesse</i> [cm/s]	<i>Largeur</i> [m]	<i>Profondeur</i> [m]	<i>Débit</i> [L/s]
0,60	0	0	0			
0,70	0,185	0,03	0,91	0,200*	0,148	0,27
0,90	0,295	0,05	1,52	0,200	0,250	0,76
1,10	0,315	0,07	2,13	0,200	0,313	1,33
1,30	0,330	0,03	0,91	0,200	0,333	0,61
1,50	0,350	0,05	1,52	0,200	0,355	1,08
1,70	0,380	0,02	0,61	0,200	0,378	0,46
1,90	0,405	0,06	1,82	0,200	0,380	1,39
2,10	0,380	0,02	0,61	0,200	0,378	0,74
2,30	0,410	0,04	1,22	0,200	0,390	0,95
2,50	0,400	0,06	1,82	0,200	0,410	1,50
2,70	0,410	0,05	1,52	0,200	0,265	0,81
2,90	0,130	0,06	1,82	0,250	0,258	1,17
3,20	0,105	0,06	1,82	0,300	0,173	0,94
3,50	0,215	0,03	0,91	0,300	0,118	0,32
3,80	0,130	0,01	0,30	0,350	0,148	0,16
4,20	0,080	0,01	0,30	0,400*	0,065	0,08
4,40	0	0	0			
<b>Total</b>						<b>12,56</b>

<sup>1</sup> La première et la dernière tranche ont une largeur plus grande car elles prennent en compte les demi-tranches situées le long des berges (cf. Annexe F)

Ce jour-là, nous avons relevé des lames d'eau de :

- 15 mm sur le déversoir principal
- 8 mm sur le déversoir secondaire

Ce qui, en accord avec la formule présentée à l'**Annexe C** sous l'hypothèse d'un déversoir rectangulaire, nous donne des débits de 24 et 7,6 L/s, respectivement, à comparer avec les 45 et 12,6 mesurés : les débits calculés sont deux fois plus petits.

On observe donc une forte erreur, ceci étant dû au fait que les débits sortant du lac sont très faibles. Les erreurs sur la vitesse, du fait de la précision de l'appareil de mesure (deux chiffres après la virgule), prennent ici une importance considérable. On peut de plus évoquer le fait qu'il existe de nombreuses fuites dans le déversoir secondaire, prétexte cependant insuffisant pour expliquer à lui seul l'erreur observée.

Notre seconde visite eut lieu en octobre avec une hydraulicité encore plus faible, le niveau d'eau dans le lac étant de plusieurs centimètres plus bas qu'au mois d'août. Dans ces conditions, plus aucun débit ne passait au-dessus du déversoir secondaire, et une planche de bois avait été retirée au déversoir principal, comme expliqué précédemment. Ce faisant, on assure un fort débit à cette sortie, ceci ayant pour but de faire reculer les frayères vers l'aval afin que celles-ci aient moins de chances de se retrouver à sec à la fin de l'hiver.

Il y avait donc une bonne et une mauvaise nouvelle : la mauvaise, c'était qu'il nous était impossible de mesurer le débit en aval du déversoir secondaire (ou, plus précisément, qu'il était déjà mesuré : 0 m<sup>3</sup>/s!); la bonne, que le débit était assez important en aval du déversoir principal, donc mesurable avec plus de confiance. La section où il avait été mesuré en août était d'ailleurs non utilisable pour des raisons de sécurité (courant trop fort). Les résultats de cette mesure apparaissent dans le **Tableau E.3**.

Tableau E.3 Relevé de débit à l'exutoire principal - octobre 2007

<i>Distance</i> [m]	<i>Profondeur</i> [m]	<i>Vitesse</i> [m/s]	<i>Largeur</i> [m]	<i>Profondeur</i> [m]	<i>Débit</i> [L/s]
0,28	0	0	0		
0,60	0,280	0,13	0,52	0,125	8,45
1,00	0,250	0,20	0,45	0,215	19,35
1,50	0,150	0,16	0,40	0,215	12,9
1,80	0,180	0,17	0,25	0,270	10,13
2,00	0,390	0,27	0,25	0,290	18,13
2,30	0,400	0,38	0,30	0,320	35,52
2,60	0,250	0,44	0,30	0,325	40,95
2,90	0,250	0,35	0,40	0,250	33,00
3,40	0,250	0,11	0,45	0,125	2,81
3,60	0	0			
<b>Total</b>					<b>181,23</b>

Sur le seuil principal, on observe une lame d'eau de 5,5 cm, correspondant à un débit de 170,6 L/s. L'erreur est donc ici faible, de l'ordre de 6 %.

## E.7 Interprétation

### E.7.1 Relations niveau/débit

On peut donc considérer que la relation est valable pour le déversoir principal, en remplaçant la longueur de ce dernier (4,12 + 3,8 m), et en supposant  $C = 1,67$ , on obtient :

$$Q = 13,23h^{1,5} \quad (\text{Éq. E.1})$$

Il est plus délicat de statuer sur le cas du déversoir secondaire, car nous n'avons qu'un seul relevé sur celui-ci, qui plus est de médiocre qualité, à tel point qu'il paraît plus judicieux d'avoir une confiance aveugle en la formule théorique. Cependant, comme signalé précédemment, on observe de nombreuses fuites au niveau du déversoir, et on devrait donc introduire un coefficient correcteur intuitif issu de l'observation de l'ordre de 10 %, ce qui nous donnerait un coefficient de  $1,1 * 1,67 * 6,38$  soit 11,72 :

$$Q = 11,72h^{1,5} \quad (\text{Éq. E.2})$$

D'après les relevés effectués en août, on peut déduire, d'après le niveau d'eau sur les seuils, que le déversoir principal est 7 mm plus bas que le déversoir secondaire.

### *E.7.2 Application à la vérification du bon fonctionnement du programme*

Nous allons choisir un état arbitraire du lac et voir si le programme est capable, au cours d'un calcul, d'arriver à cet état. Nous ne cherchons pas à atteindre le régime permanent mais simplement un passage par cet état à la fin d'un pas de temps. Cet état va être le suivant : niveau du lac 5,5 cm au-dessus du seuil principal, et les deux sorties actives avec des relations niveau/débit telles que celles explicitées aux équations (E.1) et (E.2).

Nous allons fixer un seuil d'écoulement arbitraire de 100,00 m pour le déversoir principal. Le seuil d'écoulement pour le déversoir secondaire est de 100,007 m, et le niveau d'eau à « trouver » de 100,055 m. Dans ces conditions, il s'écoule 170,6 L/s par le déversoir principal (d'après l'équation (E.1)) et 123,3 L/s par le déversoir secondaire (d'après l'équation (E.2)). Le débit total évacué est alors de 293,9 L/s.

*1<sup>er</sup> cas* : niveau initial inférieur au niveau recherché

On peut partir d'un niveau initial de 100,04. En utilisant un pas de temps de 2 heures, on a déterminé une séquence de débits entrants dans le lac dont les résultats sont présentés au **Tableau E.4**. Tous les débits sont en m<sup>3</sup>/s.

Tableau E.4 Test avec niveau initial inférieur au niveau recherché

<i>Pas de temps</i>	<i>Débit entrant</i> [m <sup>3</sup> /s]	<i>Débit sortant</i> <i>Seuil principal</i> [m <sup>3</sup> /s]	<i>Débit sortant</i> <i>Seuil secondaire</i> [m <sup>3</sup> /s]	<i>Débit total</i> <i>sortant</i> [m <sup>3</sup> /s]	<i>Niveau du lac</i> [m]
0	1	0,1058	0,0703	0,1761	100,0400
1	0,9	0,1366	0,0952	0,2318	100,0474
2	0,8	0,1628	0,1168	0,2797	100,0533
3	0,6	0,1815	0,1323	0,3138	100,0573
4	0,5	0,1923	0,1412	0,3336	100,0596
5	0,3115	0,1957	0,1440	0,3397	100,0603
6	0,2	0,1918	0,1408	0,3326	100,0595
7	0,2	0,1857	0,1357	0,3215	100,0582
8	0,2	0,1802	0,1312	0,3114	100,0570
9	0,2	0,1752	0,1270	0,3022	100,0560
10	0,2	<b>0,1706</b>	<b>0,1233</b>	<b>0,2939</b>	<b>100,0550</b>

On a choisi un premier débit entrant important (1 m<sup>3</sup>/s) de manière à faire augmenter le niveau dans le lac, puis on a fait diminuer le débit entrant pour que les débits sortants fassent de même. La valeur du débit entrant au cinquième pas de temps a été modifiée (jusqu'à arriver à 0,3115 m<sup>3</sup>/s) pour arriver au résultat voulu au dixième pas de temps. On a donc créé un hydrogramme d'entrée artificiel pour que dans l'hydrogramme de sortie on ait, à un moment donné, une lame d'eau de 5,5 cm sur le seuil principal, ceci sans souci d'obtenir le régime permanent. On finit par retrouver le résultat escompté : un débit de 0,2939 m<sup>3</sup>/s partagé en 0,1706 plus 0,1233 m<sup>3</sup>/s, à un niveau 100,055 m.

*2<sup>ème</sup> cas* : niveau initial supérieur au niveau recherché

Là encore, la démarche est la même et un exemple de séquence extraite peut être observée au **Tableau E.5** (pas de temps de 2 h). Le niveau initial a été fixé à 100,09 m.

**Tableau E.5 Test avec niveau initial supérieur au niveau recherché**

<i>Pas de temps</i>	<i>Débit entrant</i> [m <sup>3</sup> /s]	<i>Débit sortant</i> <i>Seuil principal</i> [m <sup>3</sup> /s]	<i>Débit sortant</i> <i>Seuil secondaire</i> [m <sup>3</sup> /s]	<i>Débit total</i> <i>sortant</i> [m <sup>3</sup> /s]	<i>Niveau du lac</i> [m]
0	0,23	0,2994	0,2312	0,5305	100,0800
1	0,20	0,2828	0,2171	0,4999	100,0770
2	0,18	0,2668	0,2037	0,4704	100,0741
3	0,16	0,2516	0,1908	0,4424	100,0712
4	0,14	0,2370	0,1786	0,4157	100,0685
5	0,1272	0,2233	0,1671	0,3904	100,0658
6	0,12	0,2105	0,1564	0,3669	100,0633
7	0,12	0,1989	0,1467	0,3456	100,0609
8	0,12	0,1885	0,1381	0,3265	100,0588
9	0,12	0,1791	0,1303	0,3094	100,0568
10	0,12	<b>0,1706</b>	<b>0,1233</b>	<b>0,2939</b>	<b>100,0550</b>

Le partage des débits obtenu ponctuellement correspond à ce que nous recherchions. Là encore, on a mis en place une séquence de débits entrants, et l'on a agi sur le débit au cinquième pas de temps pour obtenir le résultat escompté.

## E.8 Conclusions

L'algorithme de l'écoulement dans les lacs a donc été capable de calculer le partage des débits tel qu'escompté, et en cohérence avec la valeur du niveau.

Mais cette démarche ne consistait pas seulement à vérifier qu'une équation donnait le bon résultat à partir d'un chiffre obtenu à partir de cette même équation... Elle a notamment permis de corriger certaines choses dans le code du programme, notamment au niveau de l'enchaînement des calculs, de détecter les lourdeurs, de se placer dans le fauteuil de l'utilisateur afin de se rendre compte de ce qui lui était utile, de ce qui l'était moins, et d'estimer comment améliorer la facilité d'opération du programme.

Toutes les données altimétriques du lac doivent être dans le même référentiel, mais celui-ci est local et peut être arbitraire.

Ce que nous n'avons pas pu vérifier, c'est à quel point le programme prend en compte le laminage de l'écoulement. Nous observons un fort laminage dans le lac en Croix, mais il faut dire que nous avons choisi des débits faibles... Il est dès lors difficile de statuer, les données de terrain faisant défaut.



## F. Mesure des débits en rivière

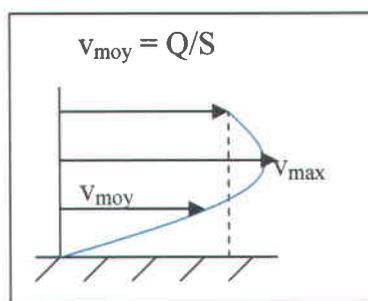
---

Cette annexe explique comment déterminer simplement, de manière expérimentale, le débit dans un cours d'eau peu profond. Pour des raisons de sécurité, il est recommandé de ne pas utiliser cette méthode dans des rivières ayant une profondeur supérieure à un mètre, puisqu'il est nécessaire de pénétrer dans le lit du cours d'eau.

Il est impossible de mesurer directement le débit dans une rivière; on peut cependant se rappeler qu'un débit  $Q$  est le produit d'une vitesse moyenne  $v$  par une surface  $A$  :

$$Q = Av \quad (\text{Éq. F.1})$$

Cependant, il existe une forte variabilité des vitesses au travers d'une section donnée et ceci dans deux dimensions. Dans un canal rectiligne par exemple, la vitesse est nulle au niveau des berges et atteint son maximum au centre du canal. Si l'on regarde la distribution de la vitesse selon la profondeur, la vitesse maximale est obtenue environ aux deux tiers de la hauteur d'eau tandis qu'elle est nulle au niveau du radier (**Figure F.1**).



**Figure F.1 Répartition de la vitesse avec la profondeur dans un canal prismatique rectiligne**

D'après ce profil, la vitesse est à peu près égale à la vitesse moyenne sur la profondeur dans une zone plus proche du fond, en fait à 40 % de la profondeur en partant du bas.

Ainsi, on utilise une méthode standard, décrite sur la **Figure F.2**, qui consiste à mesurer la vitesse à 40 % de la profondeur à divers endroits sur la largeur d'une section transversale d'un cours d'eau. Nous obtenons alors plusieurs vitesses (un minimum de 10

est conseillé) dans la section; en « attribuant » à chaque vitesse une tranche qui représente une sorte de « surface d'influence » – qui va en fait être automatiquement déterminée par la position des points où l'on a mesuré la vitesse – on peut calculer le débit dans chaque tranche. Or comme ces surfaces représentent une partition de la surface de la section transversale où les mesures sont effectuées, il nous reste simplement à sommer les débits ainsi obtenus afin de calculer le débit traversant la section transversale ( $n$  nombre de tranches) :

$$Q = \sum_{i=1}^n Q_i \quad (\text{Éq. F.2})$$

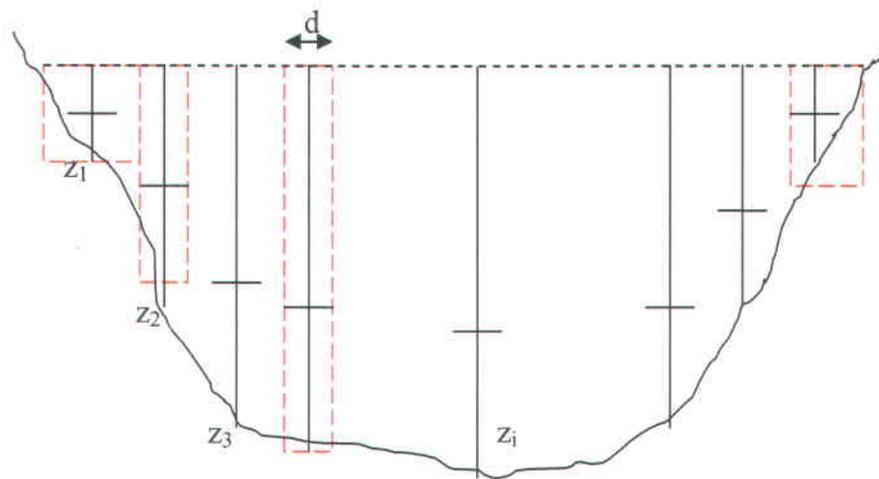


Figure F.2 Calcul du débit en rivière d'après plusieurs mesures de vitesse sur la largeur

Le calcul du débit  $Q_i$  dans chaque tranche  $i$  s'écrit alors comme suit :

$$Q_i = v_i d \frac{z_{i-1} + z_{i+1}}{2} \quad (\text{Éq. F.3})$$

Dans l'équation (F.3), la largeur de tranche  $d$  est considérée comme constante. Ceci est dû au fait qu'il est plus simple d'effectuer les relevés de vitesse à intervalles réguliers dans la rivière. Ceci dit, si le cours d'eau présente des irrégularités pouvant localement perturber le débit (présence de roches, de hauts-fonds...), on pourra faire plus de relevés à leur niveau. Il reste bien évidemment préférable de choisir un endroit où l'écoulement est régulier, et où il y a très peu de perturbations.

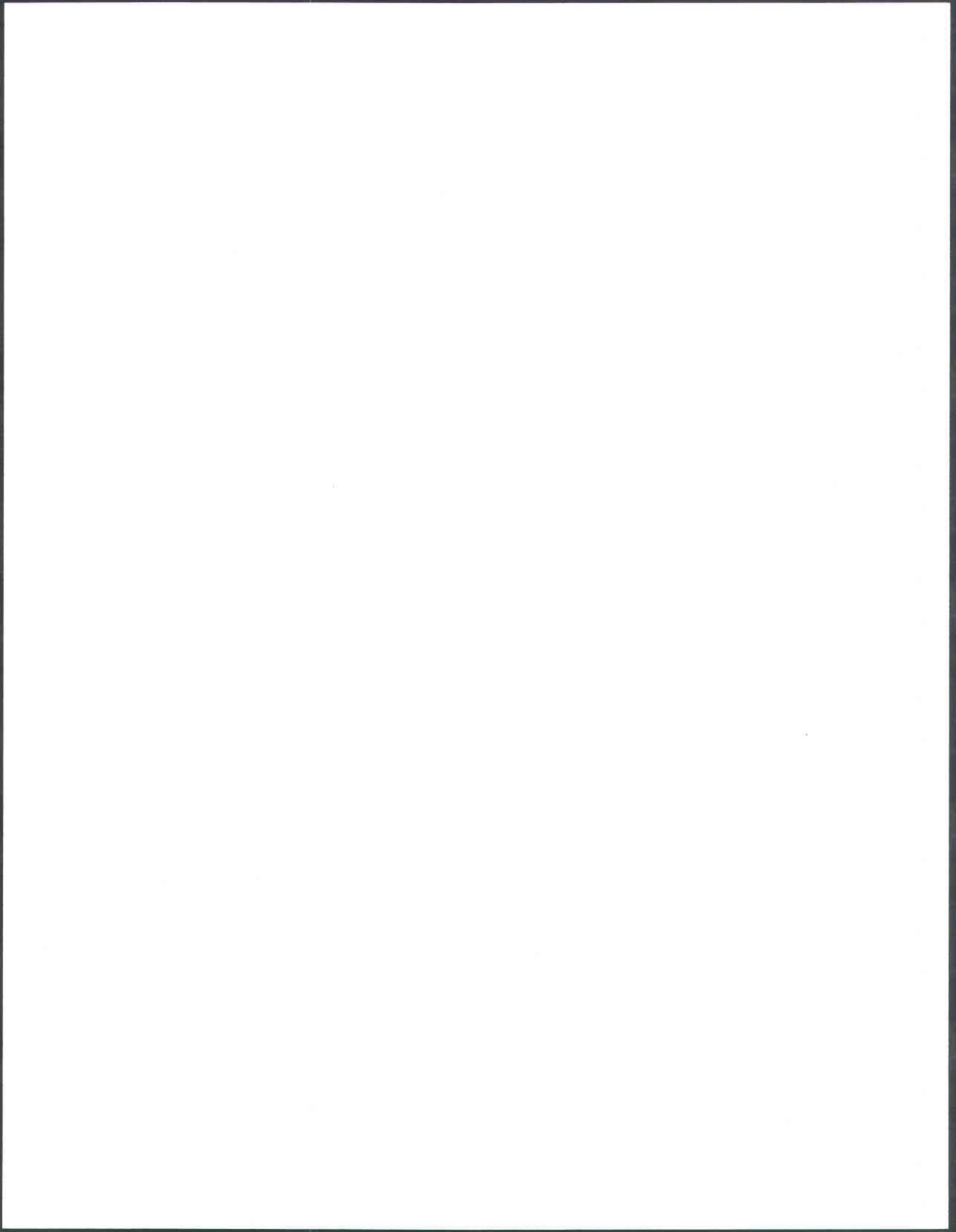
On notera également dans cette même équation qu'on ne considère pas la profondeur  $z_i$  mais la moyenne entre les profondeurs  $z_{i-1}$  et  $z_{i+1}$ . Ceci est fait dans le but de mieux couvrir la section, notamment sur ses bords où il peut y avoir de fortes pentes.

En outre, la première et la dernière tranche peuvent poser problème : on le résout en les agrandissant, comme dessiné sur la **Figure F.2**. En somme, il y aura donc autant de tranches que de points où la vitesse est mesurée.

Pour des cours d'eau plus profonds (profondeur supérieure à 1 m), on effectue deux mesures, à 20 % et à 80 % de la profondeur. La vitesse moyenne de la colonne d'eau est alors considérée comme égale à la moyenne de ces deux vitesses.

Parmi les autres recommandations pour avoir une mesure fiable du débit on peut citer :

- la nécessité que l'écoulement ne soit perturbé ni en amont, ni en aval, sur une longueur de l'ordre d'environ dix fois la largeur de la section considérée. La présence d'une chute à l'amont de la section, avec ressaut hydraulique induisant des contre-courants, est évidemment fortement déconseillée;
- l'intérêt d'attendre un moment avant la lecture de la valeur de la vitesse, notamment si le débit est faible. En effet, le fait de se déplacer dans l'eau peut perturber la lecture de l'appareil et ainsi fausser les résultats.



## G. Modèle de Saint-Venant à deux dimensions – Forme conservative

---

Cette présentation est inspirée de Leclerc *et al.* (1997). Les notations suivantes, illustrées en partie sur la **Figure G.1**, sont introduites :

$x, y$	Coordonnées du plan ( $x$ vers l'Est, $y$ vers le Nord)
$F_{ci}$	Composantes de la force de Coriolis
$F_x, F_y$	Composantes de force massique selon $x$ ou $y$
$F_{wi}$	Composantes de la contrainte du vent
$g$	Accélération gravitationnelle
$h$	Hauteur (niveau) d'eau
$H$	Profondeur de la colonne d'eau ( $=h-z_f$ )
$n$	Coefficient de frottement de Manning
$ q $	Module du débit spécifique
$q_x, q_y$	Composantes du débit spécifique selon $x$ et $y$
$\rho$	Masse spécifique de l'eau
$\tau_{ij}$	Contraintes de Reynolds
$z_f$	Cote du fond

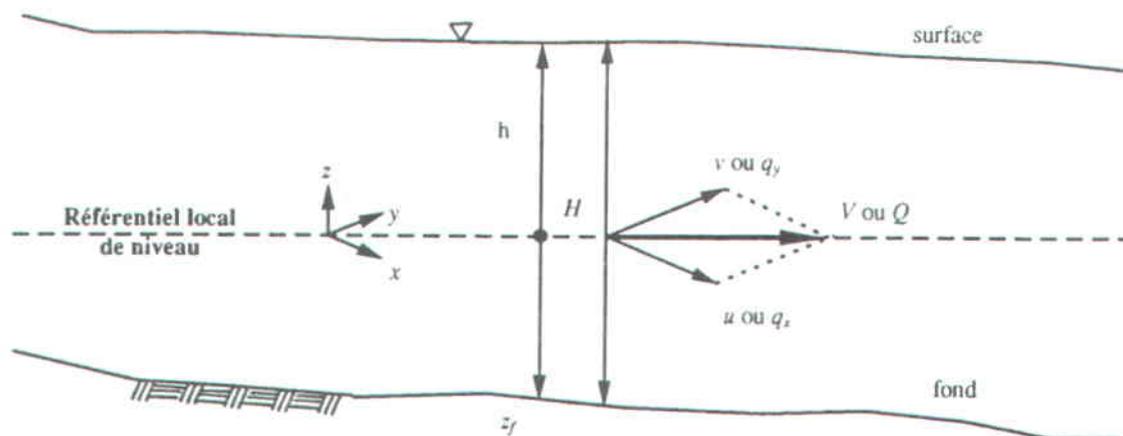


Figure G.1 Notations du modèle de Saint-Venant bidimensionnel horizontal (Leclerc et al., 1997)

Le modèle de Saint-Venant 2D horizontal décrit en premier lieu la conservation du débit : on parle d'équation de continuité, et elle traduit l'équilibre entre le transfert du débit et l'évolution du niveau d'eau.

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} = 0 \quad (\text{Éq. G.1})$$

$$\text{avec } q_x = uH \text{ et } q_y = vH$$

Deux autres équations, dites équations du mouvement, régissent l'équilibre des forces et des accélérations.

$$\text{Selon } x : \frac{\partial q_x}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} \frac{q_x}{H} + \frac{\partial q_x}{\partial y} \frac{q_y}{H} = \sum F_x \quad (\text{Éq. G.2})$$

$$\text{Selon } y : \frac{\partial q_y}{\partial t} + \frac{\partial q_y}{\partial x} \frac{q_x}{H} + \frac{\partial q_y}{\partial y} \frac{q_y}{H} = \sum F_y \quad (\text{Éq. G.3})$$

Si l'on considère un volume élémentaire d'eau, les forces s'appliquant sur celui-ci sont :

- la force de pression;

- le frottement sur les bords et le fond;
- les contraintes de Reynolds, qui représentent les cisaillements et les compressions turbulentes;
- la force de Coriolis;
- la force du vent.

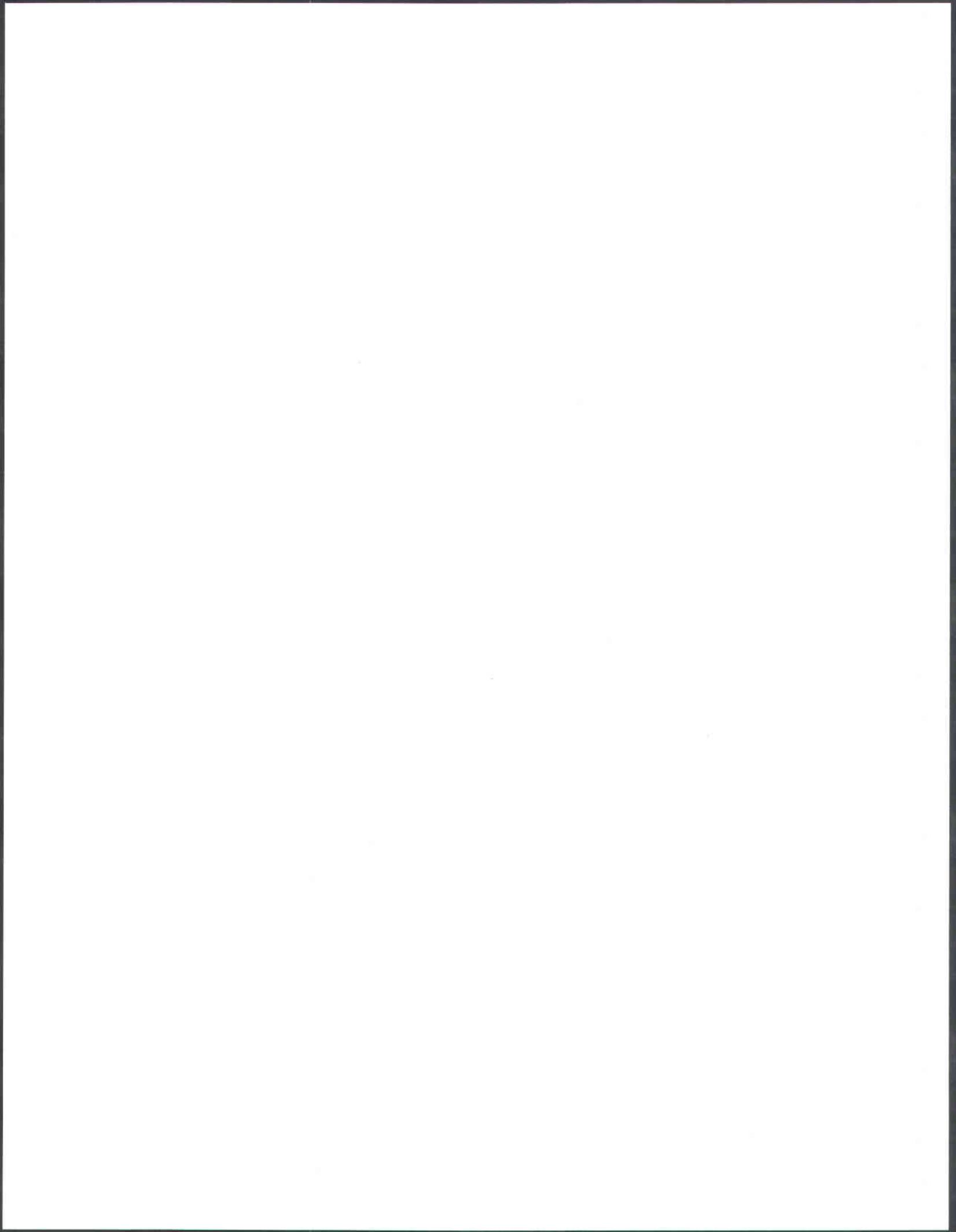
Finalement, les bilans totaux respectifs des forces selon  $x$  et selon  $y$  s'écrivent :

$$\sum F_x = -gH \frac{\partial h}{\partial x} - \frac{n^2 g |q| q_x}{H^{1/3}} + \frac{1}{\rho} \left( \frac{\partial (H \tau_{xx})}{\partial x} \right) + \frac{1}{\rho} \left( \frac{\partial (H \tau_{xy})}{\partial y} \right) + F_{cx} + F_{wx} \quad (\text{Éq. G.4})$$

$$\sum F_y = -gH \frac{\partial h}{\partial y} - \frac{n^2 g |q| q_y}{H^{1/3}} + \frac{1}{\rho} \left( \frac{\partial (H \tau_{yx})}{\partial x} \right) + \frac{1}{\rho} \left( \frac{\partial (H \tau_{yy})}{\partial y} \right) + F_{cy} + F_{wy} \quad (\text{Éq. G.5})$$

En représentant les contraintes de Reynolds par un modèle de turbulence faisant intervenir le tenseur de déformation angulaire de l'écoulement et une viscosité turbulente de type « longueur de mélange », nous obtenons un système de trois équations à trois inconnues qui sont  $q_x$ ,  $q_y$  et  $h$ .

La tâche de HYDROSIM sera donc de résoudre ce système d'équations grâce à une discrétisation par éléments finis. Le système non linéaire résultant est résolu par une méthode itérative de type GMRES.



## H. Présentation du lac Kénogami

---

### H.1 Situation et données morphologiques

Le lac Kénogami est un plan d'eau d'une superficie d'environ 57 km<sup>2</sup>, situé dans la région administrative du Saguenay-Lac-Saint-Jean, province du Québec. Sa localisation précise est entre les latitudes 48°17' N et 48°24' N, et entre les longitudes 71°12' O et 71°33' O, soit au sud de la ville de Jonquière. Sa longueur maximale est de 27 km, et sa profondeur peut atteindre jusqu'à 102 m.



Photo H.1 Vue satellite du lac Kénogami (Google Earth)

Le lac Kénogami est situé au creux d'un kettle formé à la suite d'un réchauffement planétaire il y a 10 500 ans, lequel succédait à une glaciation dont le couvert atteignait trois kilomètres d'épaisseur. Le relief des alentours du lac est donc hérité de la période glaciaire, comme le montre d'ailleurs la morphologie des rivières à son aval, de formes

irrégulières, avec de nombreux affleurements rocheux. Les lits sont composés de galets et de blocs.

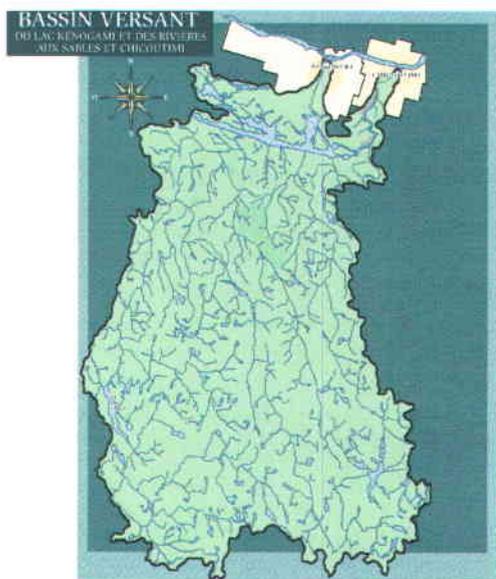
## H.2 Données climatiques

Le bassin versant de ce lac couvre une superficie de 3390 km<sup>2</sup>, recouverte dans son immense majorité par de la forêt (sapinière à bouleau jaune).

Ce lac se situe dans une région ayant les précipitations annuelles parmi les plus abondantes au Québec : il tombe en moyenne 1,2 m d'eau par année sur le bassin versant, ce qui constitue un record pour le Québec.

La température moyenne annuelle se situe autour de 8°C, mais les températures présentent des variations très marquées : elles sont situées en-dessous de 0°C l'hiver, pouvant atteindre les -30°C, ce qui signifie que le lac est gelé en hiver. En été, des températures chaudes (au-delà de 30°C) sont régulièrement observées, cependant l'eau du lac reste froide, ne permettant pas la baignade.

## H.3 À propos du bassin versant



Le bassin versant se situe sur le versant nord du massif des Laurentides, donc dans une région relativement escarpée (40 % de sa superficie est à plus de 650 m d'altitude). Ce bassin est drainé par trois rivières – aux Écorces, Pikauba et Cyriac – ce qui accélère l'arrivée des eaux au lac. Pour ces raisons, les temps de réponse y sont très faibles : de l'ordre de 6 à 12 heures, d'après le Centre d'Expertise Hydrique du Québec (CEHQ).

Figure H.1 Bassin versant du lac Kénogami (Ministère de l'Environnement)

Il faut ajouter que la superficie du bassin versant est 60 fois supérieure à celle du lac. Ce dernier ne représente donc pas une capacité d'emmagasinement importante vis-à-vis des ruissellements dans le bassin.

#### **H.4 Hydrographie**

Le principal affluent du lac Kénogami est la rivière Pikauba, qui s'y jette dans sa partie sud. Au rang des affluents secondaires, on compte notamment la rivière Cyriac, au sud du réservoir également.

Les eaux du lac s'écoulent ensuite en direction de la rivière Saguenay via deux cours d'eau : en aval du barrage de Portage-des-Roches, la rivière Chicoutimi coule sur une distance d'environ 25km avant de se jeter dans la rivière Saguenay au niveau de la municipalité de Chicoutimi. Quant à elle, la rivière aux Sables achemine les eaux évacuées par les ouvrages Pibrac au sud vers la rivière Saguenay au nord à travers un trajet de près de 12 km de longueur.

Outre ces barrages, neuf digues permettent de retenir les eaux du lac : Creek Outlet (n°1, 2 et 3), Coulée Gagnon, Cascouia, Ouiqui, Pibrac (Est et Ouest) et Baie de Moncouche.



Figure H.2 Les ouvrages de retenue du lac Kénogami (Ministère de l'Environnement)

## H.5 Débits

Le mode de gestion actuel du lac Kénogami prévoit une division des débits sur la base de 2/3 – 1/3 (2/3 s'écoulant par la rivière Chicoutimi et 1/3 par la rivière aux Sables).

Le débit minimal sortant du lac est fixé à 42 m<sup>3</sup>/s (soit 28 m<sup>3</sup>/s pour la rivière Chicoutimi et 14 m<sup>3</sup>/s pour la rivière aux Sables). Les débits maximums annuels sont de l'ordre de 150 m<sup>3</sup>/s (100 et 50 m<sup>3</sup>/s, respectivement) mais peuvent atteindre plusieurs centaines de mètres cube, comme ce fut le cas en juillet 1996, où ils auraient possiblement atteint 1 100 m<sup>3</sup>/s dans la rivière Chicoutimi, et 1 600 m<sup>3</sup>/s dans la rivière aux Sables...

## H.6 Un peu d'histoire

### *Premiers peuplements*

Les premières traces de présence humaine sur les rives du lac Kénogami remonteraient à environ 4 000 ans. Depuis ce temps, il y aurait toujours eu une présence amérindienne,

sur des périodes plus ou moins longues, dans la région. Le nom Kénogami est d'origine montagnaise, bien que le phonème [g] n'existe pas dans cette langue, mais de nombreux missionnaires l'ont inclus à la place d'un « k » dans leurs transcriptions. Le jésuite Albanel le mentionne sous la forme Lac de Kinougami dans sa Relation de 1672. D'après les experts de la langue innue, ce mot signifierait « lac long » ou « eau en longueur », provenant des racines « kino » (long) et « kami » (lac ou liquide).

De territoire de chasse d'abord, le lac Kénogami devint bien avant l'arrivée des Blancs une étape sur la route des fourrures, qui partait de Tadoussac pour arriver à la Baie-James. Ce trajet se faisait en une vingtaine de jours, et fut ensuite suivi par les missionnaires (dans le but de convertir les autochtones), les trappeurs et les trafiquants. La première description du lac Kénogami fut donnée en 1647 par le Père Jean Dequen, découvreur du lac Saint-Jean; les populations blanches vont commencer à coloniser le lieu dès le XIX<sup>ème</sup> siècle.



Figure H.3 Carte du lac Kénogami datant de 1857  
(Cartothèque de l'Université du Québec à Chicoutimi)

Le premier représentant en fut Cyriac Buckell en 1829, qui déjoua les règles de la Compagnie de la Baie d'Hudson (interdisant l'entrée de colons sur ses terres) en adoptant le mode de vie amérindien pour s'installer à proximité de l'embouchure de la rivière aux Sables. Puis la construction du chemin Kénogami permit l'installation de quelques familles de colons le long de son tracé : cinq familles y étaient installées de façon permanente en 1862; avec l'organisation d'élections du canton Kénogami, proclamée le 4 février 1865, la colonisation était « légalisée » et le coup d'envoi de la mission Cascouia était donné.

Cette dernière consiste en la construction de presbytères, de chapelles et de leurs paroisses respectives. Le canton Kénogami obtient le statut de municipalité et prend une réelle importance au niveau régional, de par sa situation entre le Saguenay et le lac Saint-Jean. Le secteur forestier se développe, sous l'impulsion notamment de la Compagnie de Pulpes de Chicoutimi qui donne d'importants contrats de coupe sur le territoire du lac Kénogami à la fin du XIX<sup>ème</sup> siècle.

#### *La régularisation des eaux*

La question du contrôle du débit du lac va se poser dès 1900. Les Compagnies de Pulpes de Chicoutimi et de Jonquière veulent augmenter leurs sources d'approvisionnement en énergie et, dans ce but, commencent à ériger des barrages sur les deux sorties du lac de manière à emmagasiner l'eau sur une hauteur de 9 pieds. Quelques mois plus tard, la Compagnie de Pulpes de Jonquière vendit ses droits à celles de Chicoutimi, mais le rachat de la première par Price en 1901 va ouvrir un conflit entre les deux parties concernant l'approvisionnement en énergie, porté en justice en 1904.

Les tribunaux donnent raison à la Compagnie Price, et la Compagnie de Pulpes de Chicoutimi est tenue, pour se conformer à la loi découlant de ce jugement, de remplacer les petits barrages existants par de nouveaux, plus performants, aux exutoires du lac. Début 1905, deux ouvrages en bois voient donc le jour, à Portage-des-Roches sur la

rivière Chicoutimi, et au Cran-Serré sur la rivière aux Sables. Le partage des eaux est fixé de la manière suivante : les deux tiers du débit doivent s'écouler dans la rivière Chicoutimi, laissant passer l'autre tiers par la rivière aux Sables.

Mais un nouveau conflit ne tarde pas à apparaître : la Compagnie de Pulpes de Jonquière accuse celle de Chicoutimi de ne pas respecter ce partage. Ce différend va déboucher sur le fameux Jugement Letellier, rendu en avril 1911 : il punit la Compagnie de Pulpes de Chicoutimi, la somme de respecter la division des débits telle que prévue par le précédent jugement, et demande à la Commission des Eaux Courantes du Québec (CEC) d'étudier une nouvelle demande de rehaussement des eaux du lac Kénogami, formulée par la Compagnie de Pulpes de Jonquière en raison de la présence de moulins lui appartenant en aval de celui-ci. Cette demande se verra validée par une loi, sanctionnée le 9 février 1918, donnant à la CEC la responsabilité de construire de nouveaux barrages afin de porter l'eau à la cote 115 pieds (164,1 m).

Le contrat est signé le 22 décembre 1922 et les travaux commencèrent en mars 1923; le lac atteignit sa cote maximale au printemps 1925. Les travaux ont consisté en la construction de trois barrages en béton (deux à Pibrac et un à Portage-des-Roches) et de neuf digues.

Si l'emplacement de Portage-des-Roches est conservé, les nouveaux barrages de Pibrac se situent en aval du précédent. Les concepteurs du projet profitent d'une île rétrécissant la rivière en deux bras pour limiter les frais de maçonnerie.

La nouvelle forme du plan d'eau a des conséquences sévères sur le village de Saint-Cyriac, situé sur la rive nord du lac : il est condamné à disparaître entièrement. Si, comme expliqué dans le rapport de la CEC de l'année 1916, les expropriations devaient être limitées, c'est finalement tout les habitants qui seront délocalisés. La pilule est d'autant plus dure à avaler pour ceux-ci qu'ils l'apprendront seulement après la signature du contrat...

Mais cette nouvelle configuration constitue un apport important de force motrice : les hauteurs de chute totales utilisées par les différentes usines et moulins depuis les barrages jusqu'à la rivière Saguenay sont d'environ 380 pieds sur la rivière aux Sables, et d'environ 345 pieds sur la rivière Chicoutimi. Il est à souligner que les barrages eux-mêmes ne disposent d'aucun moyen de production d'énergie hydroélectrique. Ils sont donc entièrement voués à la régularisation des eaux du lac Kénogami.

Ces nouvelles dispositions favorisent le développement des villes de Jonquière, Kénogami et Chicoutimi. En revanche, les Compagnies de Pulpes de Jonquière et de Val-Jalbert, en grande difficulté, sont rachetées par Quebec Pulp, qui fait faillite à son tour, se retrouvant dans l'incapacité de régler le million et demi dû à la CEC pour l'aménagement du lac.

### *L'époque tranquille*

Une nouvelle ère s'ouvre alors pour le lac Kénogami : celle du tourisme et des activités récréatives. Les villégiateurs commencent à arriver en grand nombre dans les années 1940, et le Parc Kénogami, zone de récréation de plein air offrant de nombreuses activités de plein air et nautiques, est créé en 1976. En fait, plus grand-chose ne changea ensuite sur les rives paisibles du lac, si ce n'est la création de la municipalité de Lac-Kénogami en 1984, qui sera plus tard intégrée à Saguenay en 2002.

### *L'après-déluge*

Mais la nature va finir par imposer sa loi et à reprendre la main sur le développement de ce coin de pays façonné par l'homme, ses industries et ses loisirs. En juillet 1996, l'évènement connu sous le nom de « déluge du Saguenay » va laisser de profonds stigmates, aussi bien dans les infrastructures que dans la mémoire des riverains : une pluie de plus de 250 mm s'abat sur l'ensemble des bassins versants de la rivière Chicoutimi et des Ha! Ha! en 72 heures. Il en résulte des débits exceptionnels dans tous les cours d'eau de la région, et les affluents du lac Kénogami n'échappent pas à la règle. L'évènement, non prévu (et d'ailleurs peu prévisible...) se produit en plein été, alors que, pour des fins récréatives, le niveau d'eau est à son plus haut dans le lac. Les branchages arrachés aux arbres bouchent les vannes d'évacuation des barrages, l'onde de crue les submerge, et ce sont des débits colossaux qui déboulent vers la plaine du Saguenay.

Il n'est nul besoin de rappeler les dégâts aux résidences, aux usines et aux infrastructures qui en sont résultés. Plusieurs vies humaines ont également été perdues, marquant par là même fortement l'imaginaire collectif de la population saguenéenne.

Ainsi, de nombreuses concertations ont eu lieu entre les différents acteurs locaux (résidents, centres touristiques, municipalités, pêcheurs, autochtones...) afin de trouver des compromis dans la gestion de ce réservoir si convoité. Si certains projets de grande ampleur furent évoqués, comme la construction d'un réservoir sur la rivière Pikauba, la décision a plutôt été d'opter vers un mode de gestion plus souple, alliant à la fois sécurité et nécessité de maintenir le niveau d'eau entre des bornes acceptables.

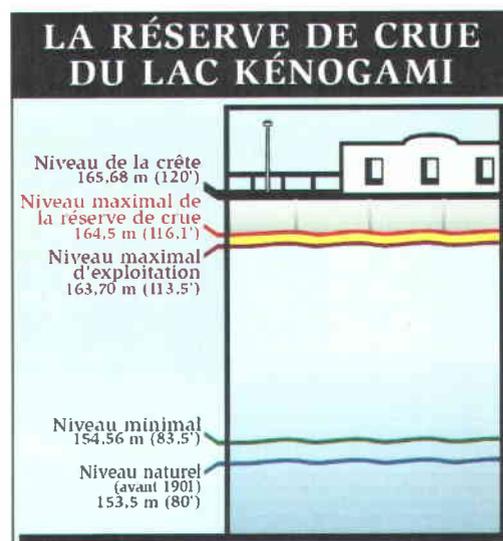
## **H.7 Gestion actuelle**

Le rapport du Bureau d'Audiences Publiques sur l'Environnement (BAPE), paru en 2003 à la suite de la consultation de la population, met l'accent sur la nécessité de maintenir l'eau entre un niveau de 154,56 m permettant la navigation et un niveau de 163,70 m

assurant un environnement visuel de qualité tout en maintenant un volume d'emménagement raisonnable si une crue venait à survenir.

La nouvelle gestion est donc à base saisonnière : l'hiver voit le réservoir se vidanger jusqu'à sa cote minimale – 154,56 m – afin de le préparer à l'interception de la crue printanière tout en maintenant un débit minimal écologique et de production d'énergie; l'été correspond à la période des hautes eaux, des réajustements étant nécessaires en permanence afin de satisfaire tous les usagers, qu'ils soient en amont (villégiateurs, plaisanciers) ou en aval (kayakistes, usines, prises d'eau) des barrages. Enfin, en période automnale, contrôle des inondations et production d'énergie prennent le relais au chapitre des priorités de la gestion.

Figure H.4 Niveaux d'opération du lac (Ministère de l'Environnement)



Pour assurer cette gestion, qui se veut à la fois sécuritaire et généreuse envers les usagers, d'importants moyens ont été débloqués, tant humains que matériels. Le CEHQ dispose d'un ingénieur de garde 24h/24 et de cinq autres disponibles pour le seconder. Les ordres de gestion qu'il donne sont communiqués au Centre de services du lac Kénogami, où deux techniciens les exécutent. Pour assister ces manœuvres, un large éventail de données est recueilli sur le bassin versant, qui vient compléter les prévisions d'Environnement Canada et de réseaux météorologiques états-uniens. Des modèles hydrologiques sont utilisés afin de réaliser les simulations *ad hoc*.

Enfin, les barrages sont équipés d'un système performant d'alarmes prévenant toute anomalie, qui peut consister en la mauvaise ouverture d'une vanne ou au dépassement du niveau minimum ou maximum requis, entre autres.

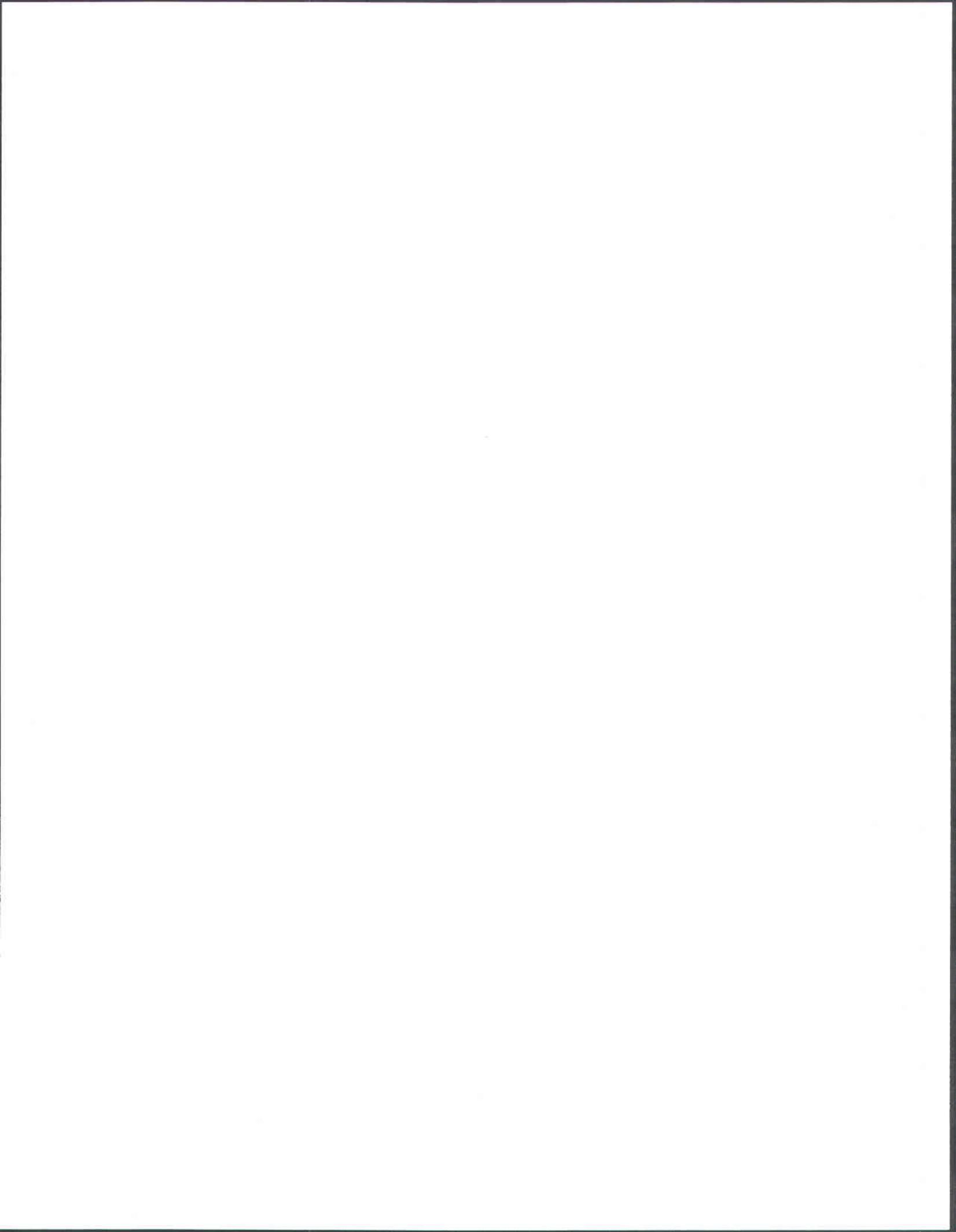
## H.8 Travaux prévus dans un futur proche

Comme a tenté de le montrer ce document, la gestion du réservoir Kénogami a connu de nombreux changements quant aux priorités qui régissent sa raison d'être. Elle a tout d'abord obéi à des motifs industriels, avant de céder au bon vouloir des résidents et touristes. Aujourd'hui, et suite aux événements dramatiques de juillet 1996, c'est la sécurité des personnes qui dicte le mode de gestion.

Mais aussi excellente soit une gestion, si un événement surpasse les capacités de rétention et/ou d'évacuation d'un réservoir – comme ce fut notamment le cas lors du déluge du Saguenay – elle s'avérera parfaitement inutile. De nombreux travaux sont donc prévus afin de pallier les carences dans la rétention et l'évacuation des ouvrages. En premier lieu, tous les barrages et digues ceinturant le lac vont être surélevés d'environ 2 m. Ces travaux ne prévoient pas une augmentation du niveau maximal d'exploitation. Tous les points bas qui pourraient permettre le passage des eaux dans la nouvelle gamme de hauteur des eaux du lac en cas d'évènement extrême devront connaître le même sort. Ils sont au nombre de quatre.

La rivière aux Sables a un point faible : son parcours sinueux et rocailleux est marqué par la présence de nombreux seuils contrôlant l'écoulement, et fixant le seuil majeur d'inondation – à partir duquel les résidences commencent à être inondées – à un débit de 170 m<sup>3</sup>/s. Des excavations dans ladite rivière au niveau du pont Pibrac et dans le tronçon des rapides situé en amont de celui-ci permettraient l'effacement d'un seuil important, et un gain colossal dans la valeur du seuil majeur d'inondation, qui serait alors de 650 m<sup>3</sup>/s. Le lit de la rivière serait creusé sur une longueur de 600 m et une largeur maximale de 80 m.

Tous ces travaux sont au stade de l'étude.



# I. Données disponibles pour la modélisation du seuil de Pibrac

---

Des données sont disponibles si l'on veut effectuer une modélisation du seuil du lac Kénogami situé sur la rivière aux Sables, à l'aval du barrage de Pibrac-Est. En effet, une collecte de données a été réalisée à cette fin, en considérant que seule la sortie de Pibrac-Est est naturelle. À cet endroit, le seuil naturel a été considéré comme étant à une centaine de mètres en aval du barrage.

## I.1 Données existant dans la littérature

Le rapport de Therrien (2001), *Gestion des crues extrêmes du lac réservoir Kénogami : Rivière aux sables à 650 m<sup>3</sup>/s, canal de protection contre l'inondation des résidences du secteur à l'amont du pont Pibrac* étudie la possibilité d'excaver au niveau d'un seuil de la rivière aux Sables afin d'augmenter le seuil majeur d'inondation, actuellement de 170 m<sup>3</sup>/s, à hauteur de 650 m<sup>3</sup>/s. Pour ce faire, de nombreuses simulations sont réalisées, et un relevé de sections dans la rivière aux Sables à l'aval des barrages de Pibrac a été fait. Trois sections sont situées de part et d'autre du seuil qui nous intéresse; elles sont présentées à la **Figure I.1**, de l'aval vers l'amont.

Ces sections ne sont pas d'une grande précision mais nous sont utiles afin de compléter les données de bathymétrie relevées sur le terrain au mois de juin 2007, et présentées ci-après.

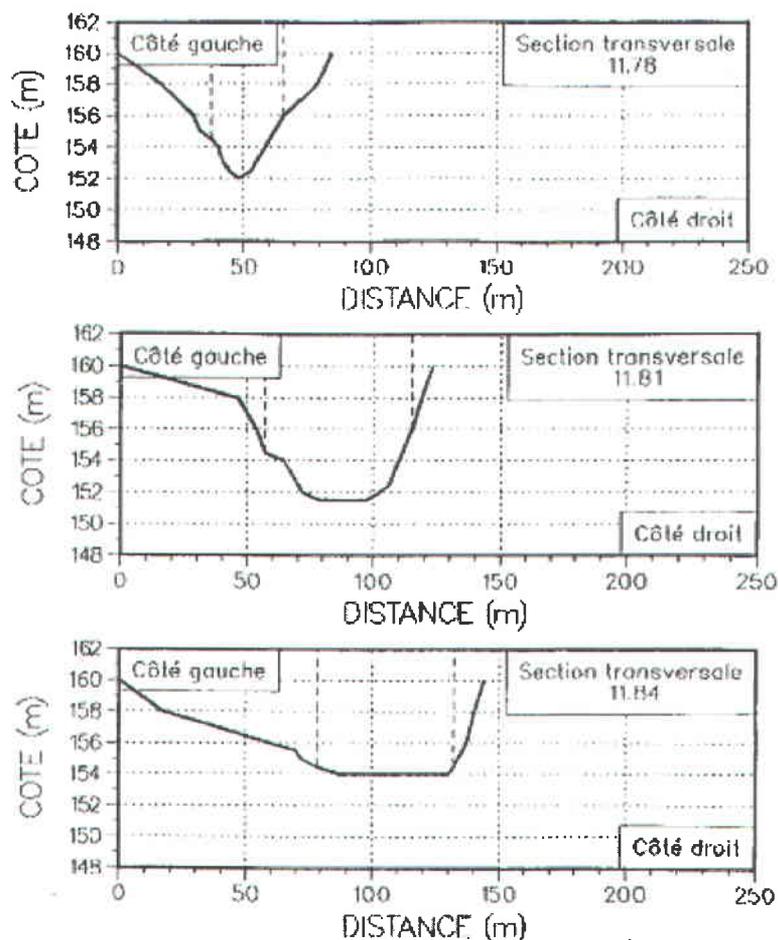


Figure I.1 Sections sur la rivière aux Sables  
(Therrien, 2001)

## I.2 Données relevées sur le terrain

Une sortie de terrain a été organisée le 14 juin 2007 dans le but de relever la bathymétrie du seuil situé dans la rivière aux Sables à l'aval immédiat (une centaine de mètres) du barrage de Pibrac-Est. La possibilité de mener une sortie similaire au barrage de Portage-des-Roches a été étudiée, mais nous est cependant parue irréaliste. Le seuil y est en effet noyé en amont du barrage, posant ainsi des problèmes de sécurité évidents.

Pour mener à bien cette campagne de relevés, nous comptons sur le concours de M. Marc-André Robin, étudiant au baccalauréat en sciences géomatiques à l'Université Laval. Le matériel, prêté par le Centre d'Études Nordiques (CEN), consistait en une

station totale de type Leica T1010, complétée par un trépied avec mise à niveau et d'un prisme.

Les tâches au sein de l'équipe étaient réparties de la manière suivante :

*Station totale* : Marc-André Robin

*Carnet* : Alain Rousseau

*Prisme* : Rémy Bourdillon



**Photo I.1** Le site d'étude

La précision de la station totale étant de 3 secondes, les coordonnées locales et leurs rapports sont connus avec une grande confiance. Une borne géodésique était présente sur le site d'étude, sur le barrage de Pibrac-Est : ceci permet de connaître l'altitude réelle avec une excellente précision. Cependant, une seule borne géodésique ne suffit pas à convertir les coordonnées locales en coordonnées géodésiques, les points relevés pouvant « tourner » de 360° autour de ce point de référence; il est donc nécessaire de disposer d'une autre information afin de verrouiller le système. Le problème fut réglé en orientant l'angle 0 de la station totale en direction du Nord, à l'aide d'une boussole.

La source d'erreur de ce procédé ajoute un certain niveau d'incertitude. Par ailleurs, il est important d'ajouter que la borne géodésique fut positionnée avec un récepteur GPS dont la précision est de 2 à 3 m dans le meilleur des cas. Ce positionnement fut réalisé par le technicien de garde du Centre de services, M. Normand Dufour.

### **I.3 Corroboration des hypothèses de travail**

Au cours de ce relevé, 96 points furent enregistrés sur le seuil, mais aussi à son amont et à son aval immédiats, ainsi que sur les berges de la rivière. Il ne fut pas possible d'aller faire des relevés plus loin en amont à cause du courant important à la sortie du barrage, et plus loin en aval étant donnée l'augmentation très rapide de la profondeur du cours d'eau. C'est la raison pour laquelle nous utiliserons les données de Therrien (2001) pour compléter ce travail.

Si notre travail en a été perturbé, ces difficultés nous ont toutefois confortés dans notre théorie : le fait que le lit de la rivière se creuse de manière importante à l'aval immédiat du seuil confirme l'importance que ce dernier a vis-à-vis de l'écoulement. De par sa taille, tout laisse à penser qu'il s'agit bien d'une sortie naturelle du lac Kénogami. La forme du cours d'eau en amont abonde également dans ce sens : le fond est plus profond à mesure que l'on remonte le courant, ce qui correspondrait à la présence d'un lac.

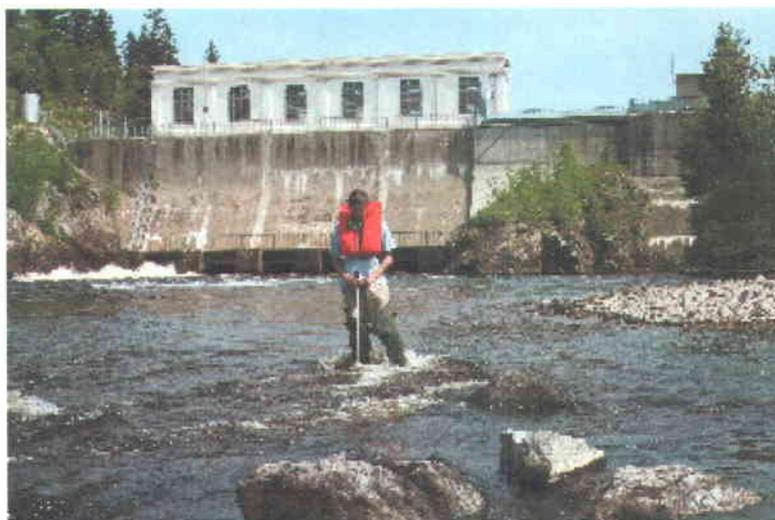
Dernier élément : la granulométrie du fond de la rivière change de manière radicale au passage du seuil. Des gros rocs forment le lit en amont, alors qu'à l'aval, on trouve des dépôts granuleux fins. Là encore, ceci correspond parfaitement aux caractéristiques d'un lac.

Il faut toutefois apporter un bémol à ce portrait optimiste : la forme de la rivière a sans doute été modifiée lors de la construction du barrage, et de tous les dynamitages qu'elle a impliqués. Nous ne pouvons donc arriver à la certitude totale quant à nos hypothèses, mais nous savions déjà que c'était impossible...



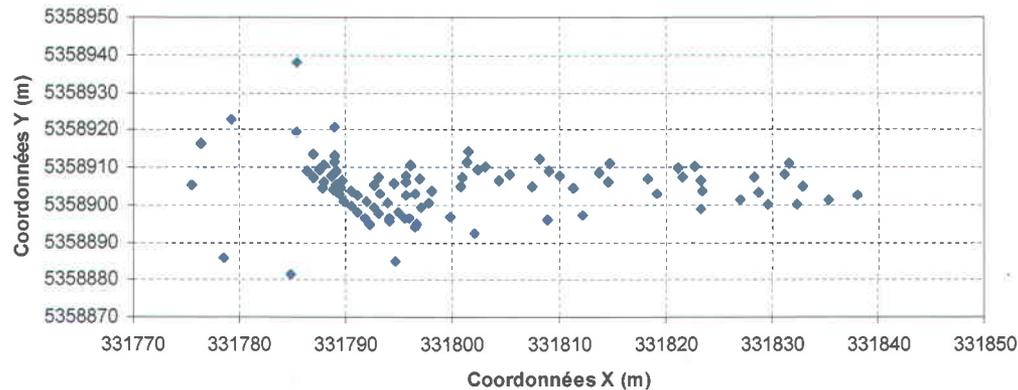
**Photo I.2** Prise d'un point sur la berge

**Photo I.3** Prise d'un point dans la rivière



## I.4 Analyse des résultats

L'allure du semis de points résultant du relevé apparaît à la **Figure I.2**.



**Figure I.2** Positionnement des points relevés dans le lit de la rivière aux Sables

Les coordonnées locales obtenues sont d'un bon niveau de confiance du point de vue de leur positionnement et de leurs interrelations. Pour ce qui est des coordonnées géodésiques, elles gardent ce même niveau de confiance entre elles mais leur emplacement exact au niveau de la surface terrestre  $(x,y)$  est à prendre avec une certaine précaution. Ceci est dû, comme mentionné précédemment, à la méthode de positionnement. L'altitude  $(z)$  garde par contre la même précision que les coordonnées locales.

## I.5 Bathymétrie à Pibrac-Est

Les jeux de données provenant du relevé sur le terrain et de la littérature ont été combinés afin de recréer la bathymétrie naturelle de l'exutoire de Pibrac. On peut l'observer sur la **Figure I.3**.

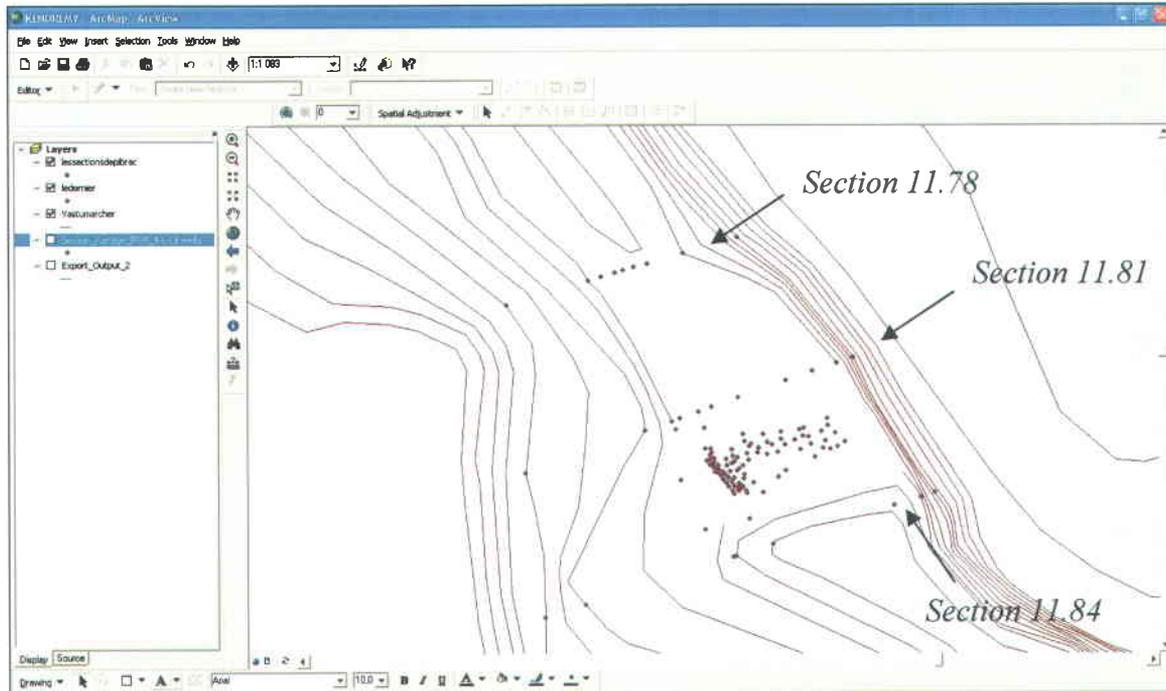
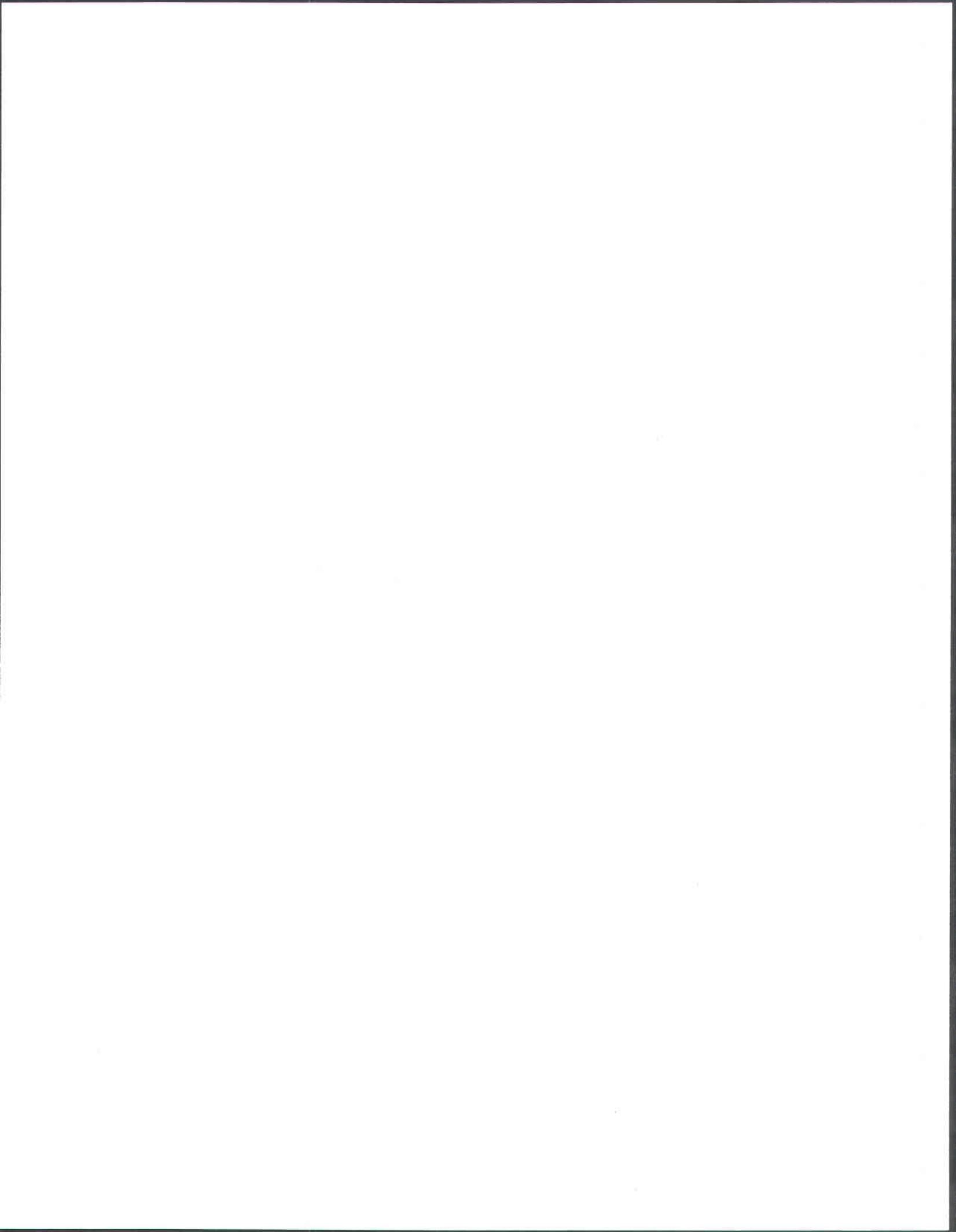


Figure I.3 Bathymétrie utilisée à l'exutoire de la rivière aux Sables

De manière à ne pas fausser les calculs par des aberrations, les lignes de niveau de 156 mètres et moins n'ont pas été dessinées dans la zone du relevé bathymétrique. En effet, selon la disposition des nombreuses roches dans la rivière, l'altitude du fond peut y fluctuer rapidement. Cette omission volontaire nous permet de ne pas tromper le logiciel dans ses calculs en ne lui fournissant pas de données contradictoires.



## J. Résultats des simulations avec HYDROSIM

### J.1 Isosurfaces de niveau d'eau

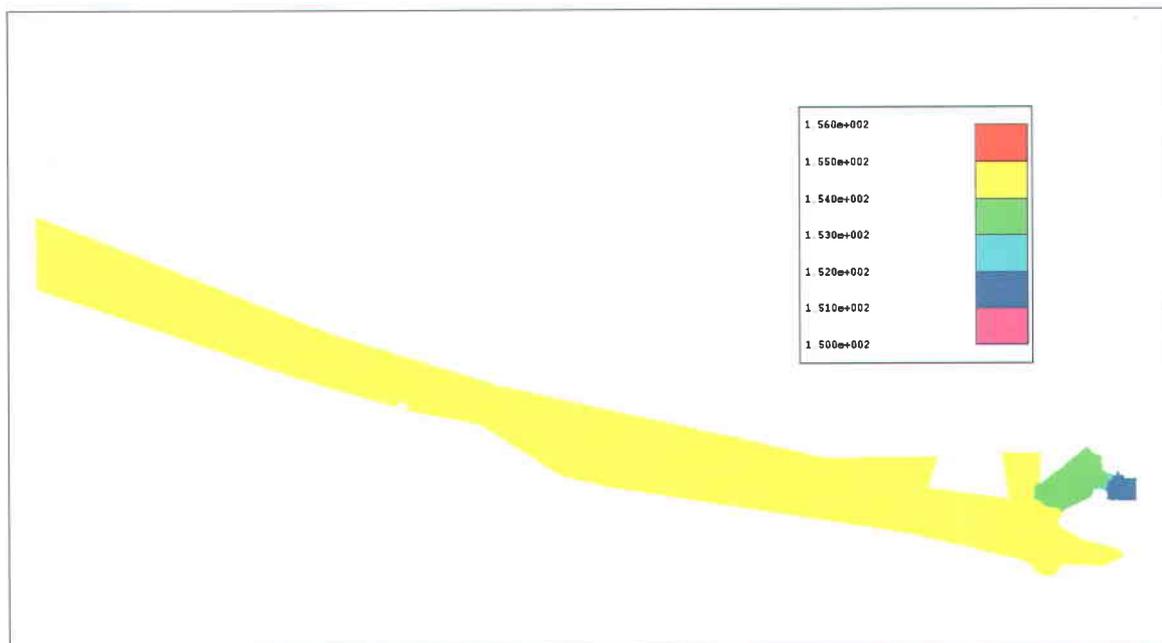


Figure J.1 Isosurfaces de niveau d'eau –  $Q = 50 \text{ m}^3/\text{s}$

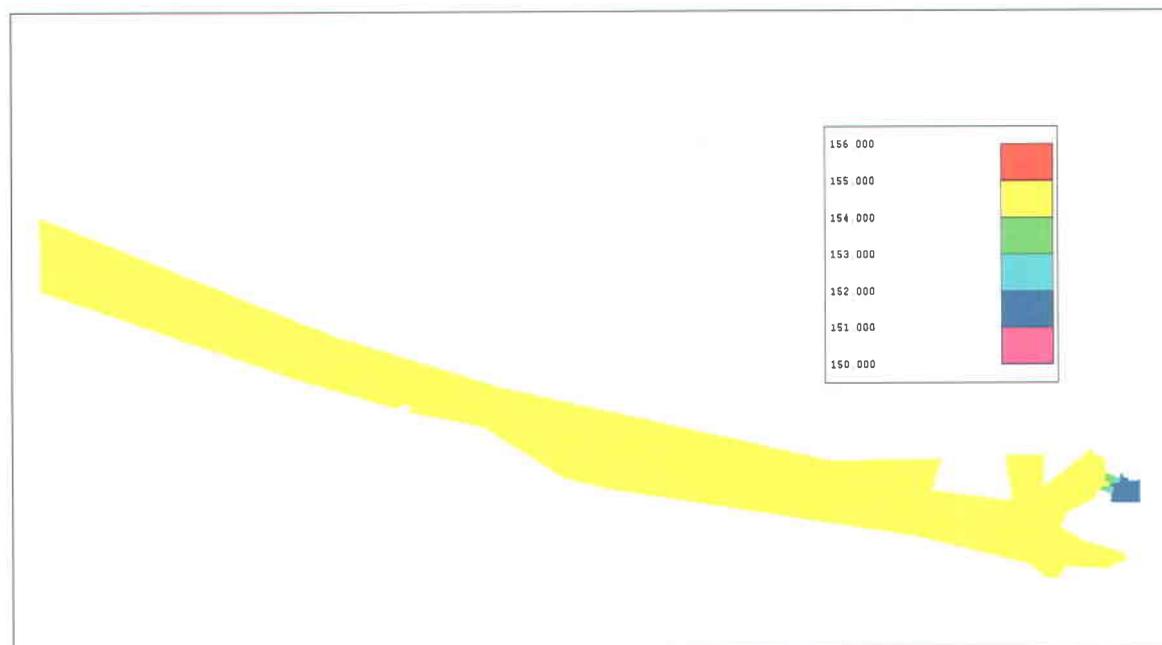


Figure J.2 Isosurfaces de niveau d'eau –  $Q = 100 \text{ m}^3/\text{s}$

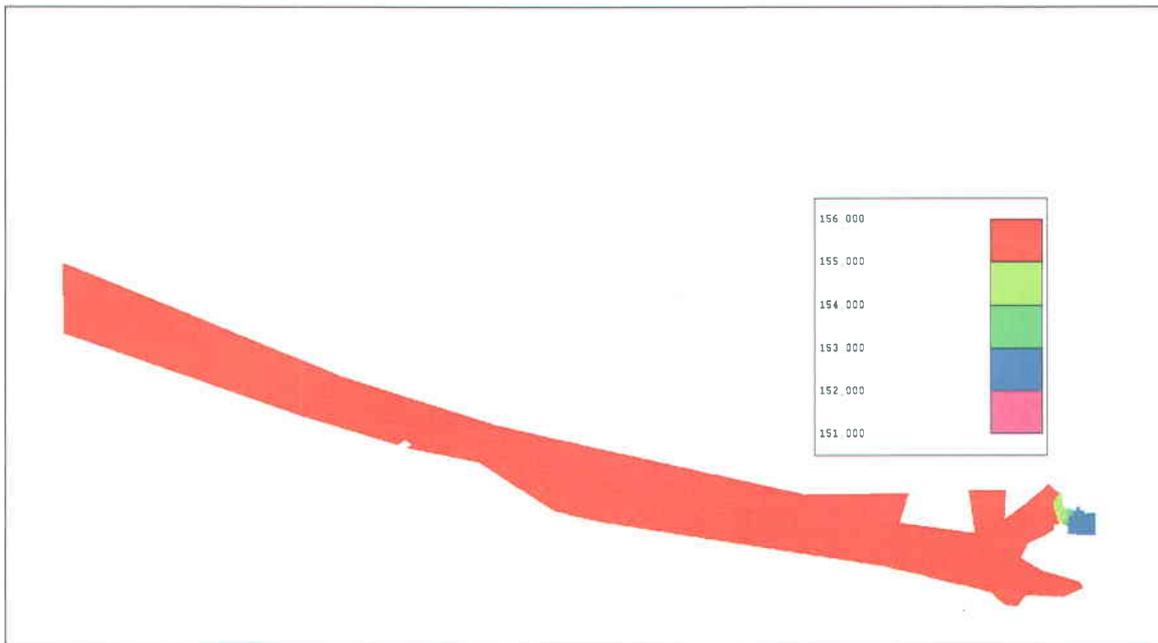


Figure J.3 Isosurfaces de niveau d'eau –  $Q = 200 \text{ m}^3/\text{s}$

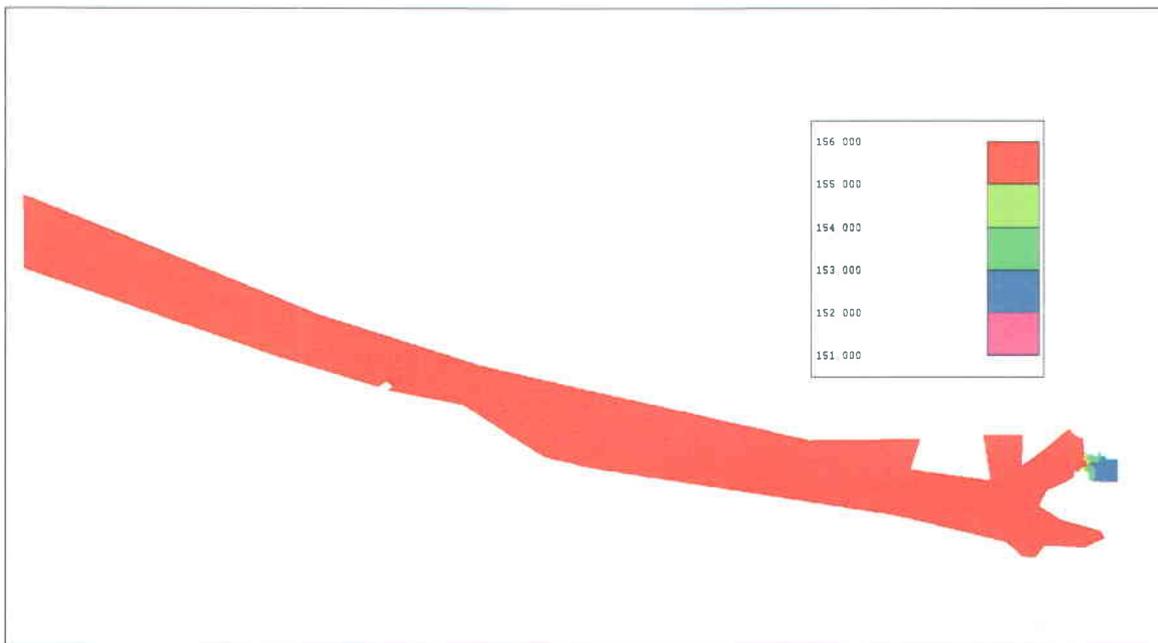
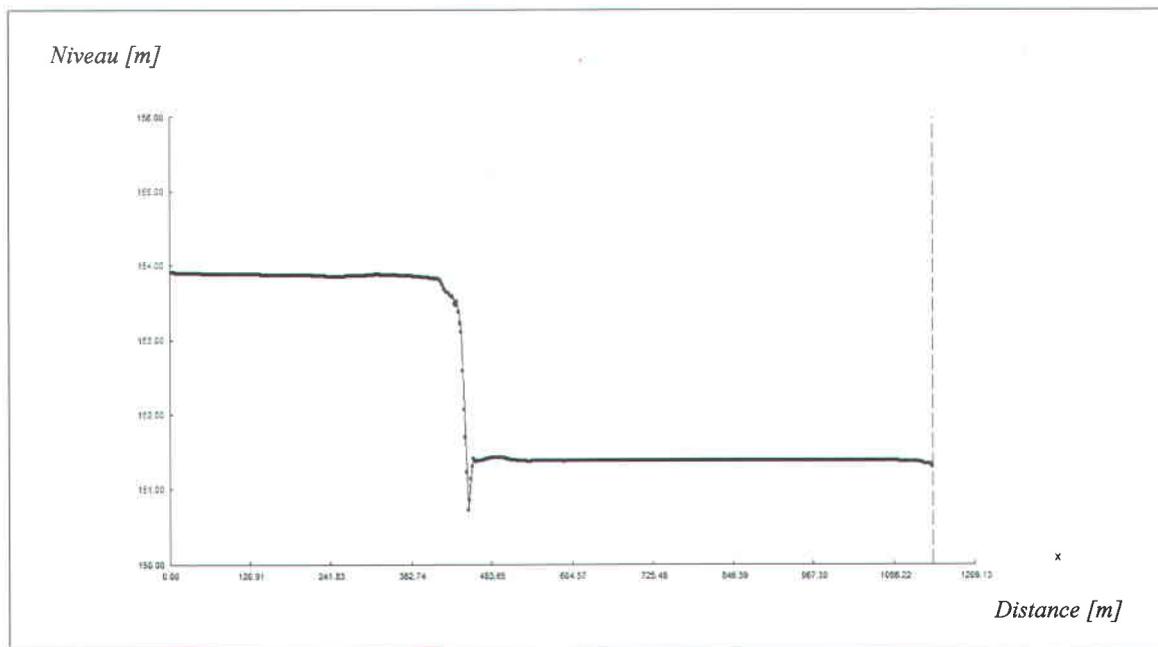
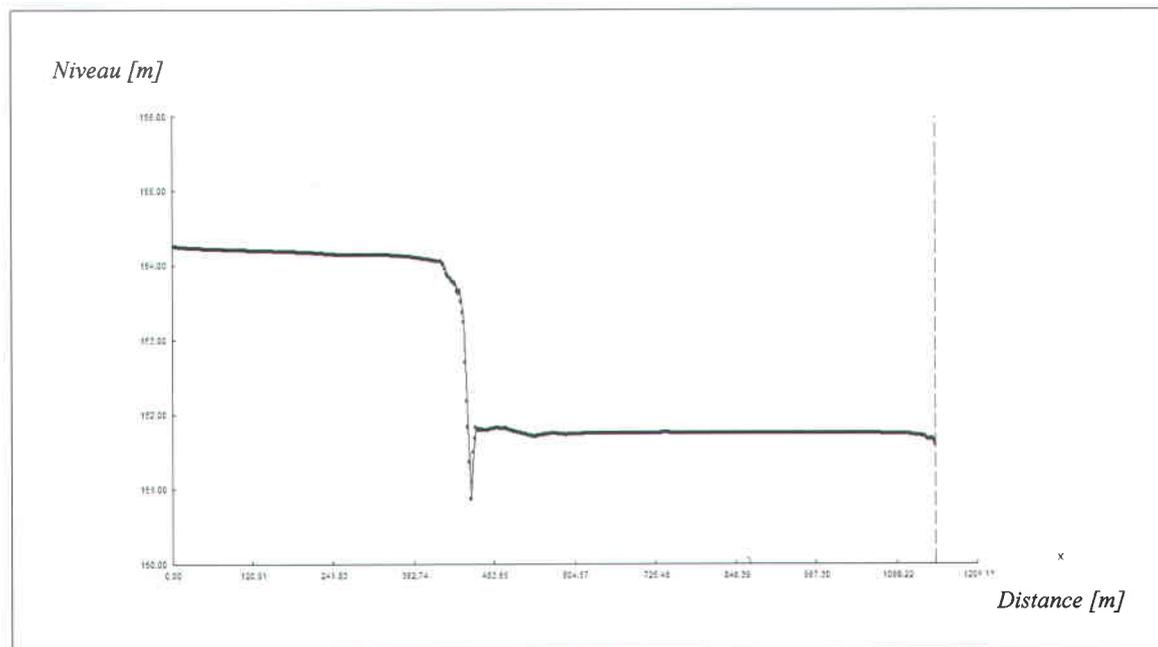


Figure J.4 Isosurfaces de niveau d'eau –  $Q = 250 \text{ m}^3/\text{s}$

**J.2 Profils en long**



**Figure J.5 Niveau de surface –  $Q = 50 \text{ m}^3/\text{s}$**



**Figure J.6 Niveau de surface –  $Q = 100 \text{ m}^3/\text{s}$**

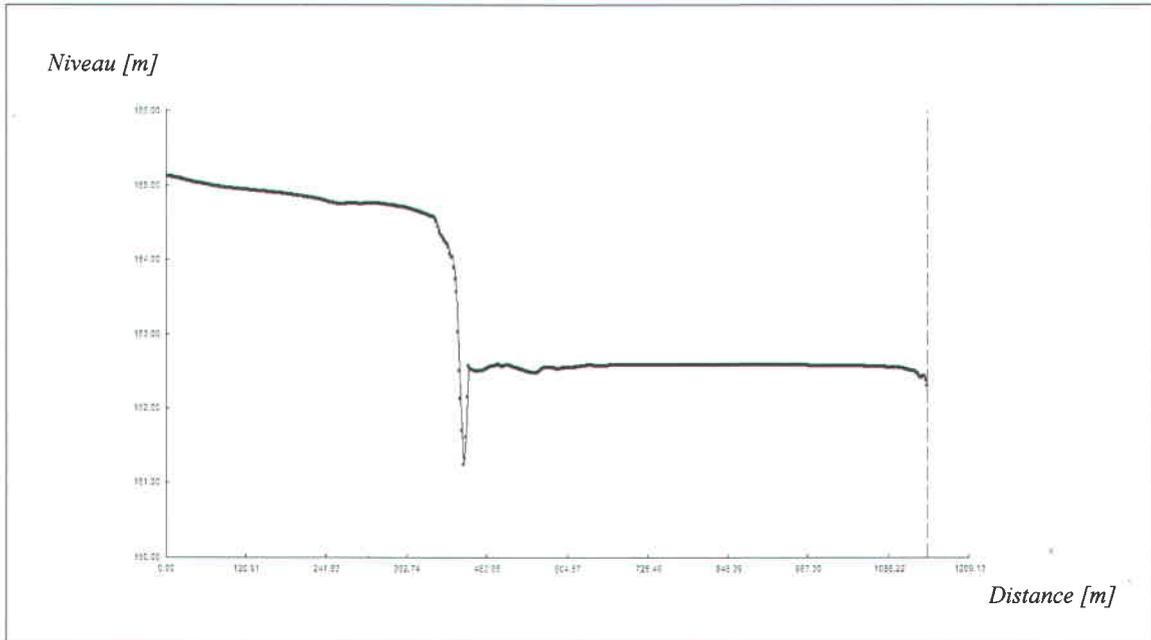


Figure J.7 Niveau de surface –  $Q = 200 \text{ m}^3/\text{s}$

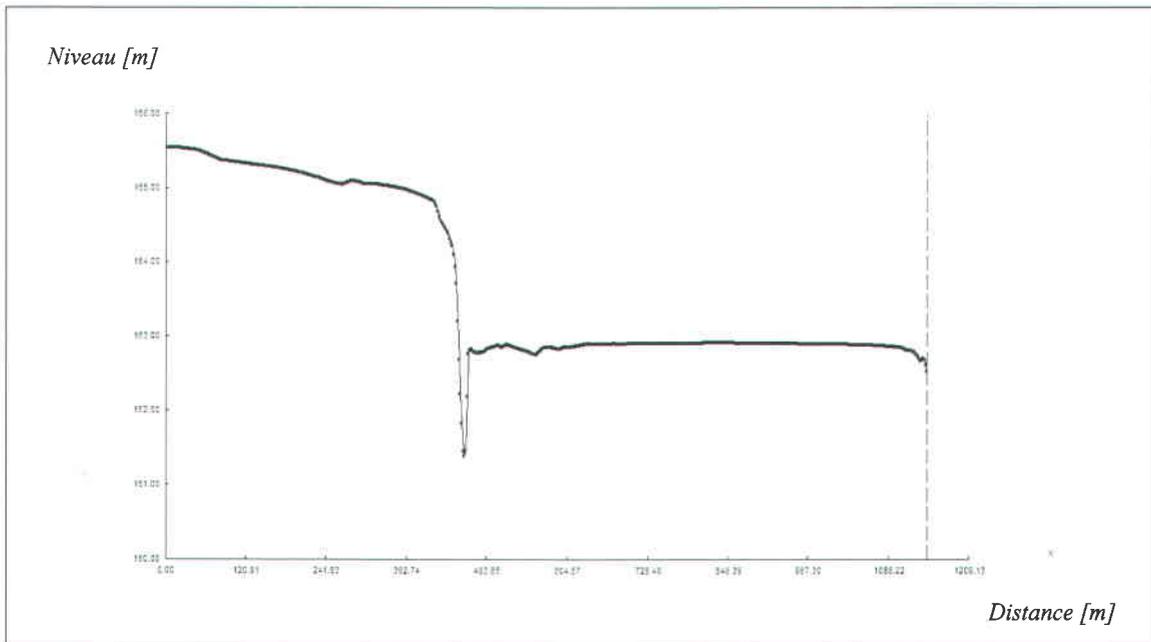


Figure J.8 Niveau de surface –  $Q = 250 \text{ m}^3/\text{s}$