



Reconstruction de la prise d'eau de l'Arrondissement Charlesbourg

**Simulation hydrodynamique du secteur
Canteloup, des Îlets, Trois-Saults
de la rivière Montmorency**

Reconstruction de la prise d'eau de
l'Arrondissement Charlesbourg –

*Simulation hydrodynamique du secteur Canteloup,
des Îlets, Trois-Saults de la rivière Montmorency*

Rapport INRS-ETE #1416

Décembre 2012



Collaborateurs

Pour la Ville de Québec

Daniel Dumais, ing.,
Chargé de projet

Daniel, C. Lessard,
Chef technicien, génie civil, suivi du dossier

Alain Tremblay, arpenteur-géomètre
Relevés géodésiques

Pour l'INRS-ETE

Michel Leclerc, ing., D.ing., Professeur honoraire
Chargé de projet, simulations numériques, analyse, rapport

Yves Secretan, Ph.D., Professeur titulaire,
Concepteur des simulateurs Modeleur, H2D2 et autres utilitaires
Support pour la résolution numérique, révision

Richard Martel, Ph.D., René Lefebvre, ing., Ph.D., Claudio Paniconi, Ph.D.
Études hydrogéologiques
Co-responsables administratifs de l'entente principale avec la Ville de Québec

Cintia Racine, M.Sc., doctorante
Collaboration pour la conception de l'ouvrage de captage sous-fluvial

Pour l'Université Laval

Pierre-Marc Pelletier, ing. jr. M.Sc.
Benoît Turcotte, ing., M.Sc., doctorant avec le Professeur Brian Morse
Données topographiques 2010 et relevés hydrographiques mis à disposition

Pour l'Organisme de bassins versants Charlevoix-Montmorency

Pierre-Luc Fortin, géogr. M.Sc. Sciences de la terre, INRS-ETE
Pré-traitement des données Lidar, avis géomorphologique¹

¹ Cette contribution a donné lieu à un rapport indépendant par l'OBV-CM

Avant-propos

Cette étude vise d'abord à répondre à certains questionnements en lien avec la conception de l'Ouvrage A à reconstruire, c'est-à-dire, la prise d'eau de l'arrondissement Charlesbourg implantée aux limites de Québec avec Sainte-Brigitte-de-Laval, et dont la vie utile a atteint son terme. Les questions adressées visent à déterminer le meilleur site d'implantation pour la composante sous-fluviale prévue, à analyser les impacts possibles des travaux sur la redistribution des écoulements entre le cours principal et la plaine alluviale jouxtant le site de l'ouvrage, et enfin à formuler des recommandations concernant les précautions à prendre durant les travaux pour éviter certaines conséquences géomorphologiques indésirables liées à l'hydrodynamique lors d'épisodes de crue problématiques.

L'outil utilisé est la modélisation bidimensionnelle des écoulements, un outil qui a évolué très vite au cours de la dernière décennie avec de nouveaux algorithmes de résolution plus performants que jamais et surtout avec la disponibilité de nouveaux systèmes informatiques permettant de paralléliser les lourdes tâches de calcul.

Dans un second temps, nous avons donc jugé utile de revisiter certaines conclusions tirées lors d'études de modélisation précédentes lesquelles avaient été réalisées avec des outils informatiques beaucoup moins performants et des données de base, topographiques surtout, qui ont été dramatiquement améliorées depuis la fin des années 90', notamment en lien avec la description de la plaine alluviale et la disponibilité de données LiDAR (*Light Detection and Ranging*) obtenues en 1999-2000. Le nouveau modèle mis au point comporte maintenant près de 25 fois le nombre de points documentés par les simulations antérieures avec une résolution moyenne variant de 3 à 6 m et sa portée spatiale est étendue aux frontières naturelles de l'écoulement sur plus de 4 km soit sur une distance de près de 3 fois celle des anciennes versions de modèle. La portée du modèle 2012 comprend l'ensemble de la plaine alluviale potentiellement submergée par les crues. Un effort particulier a été consacré à la description précise des anabranches (bras secondaires) contribuant au transfert des crues vers l'aval.

Malgré les améliorations importantes apportées aux modèles antérieurs, la connaissance précise du comportement hydraulique du tronçon à l'étude demeure l'objet d'une recherche en progression constante (*work in progress*), notamment en ce qui concerne la stabilité de la plaine alluviale en cas de crue exceptionnelle. Les conclusions tirées sont donc sujettes à de nouveaux ajustements possibles qui pourraient découler des études à venir.

Référence à citer : Leclerc, M. et Y. Secretan (2012). Reconstruction de la prise d'eau de l'Arrondissement Charlesbourg – Simulation hydrodynamique du secteur Canteloup, des Îlets, Trois-Saults de la rivière Montmorency. Pour le compte de la Ville de Québec. Rapport INRS-ETE #1416. 106 pp. (4 annexes)

Résumé exécutif

Cette étude vise d'abord à répondre à certains questionnements en lien avec la conception de l'Ouvrage A à reconstruire, c'est-à-dire, la prise d'eau de l'arrondissement Charlesbourg implantée aux limites de la ville de Québec avec Sainte-Brigitte-de-Laval et dont la vie utile a atteint son terme.

Questions reliées à la conception de l'Ouvrage A.

Les questions adressées visaient à :

- 1) Déterminer dans le plan le meilleur site d'implantation pour la composante sous-fluviale prévue,
- 2) Déterminer la taille minimale des matériaux devant former la couche armure jouxtant celle-ci,
- 3) Analyser les impacts possibles des travaux sur la redistribution des écoulements entre le cours principal et la plaine alluviale jouxtant le site de l'ouvrage,
- 4) Formuler des recommandations concernant les précautions à prendre durant les travaux pour éviter certaines conséquences morphologiques indésirables reliées à l'hydrodynamique lors d'épisodes de crue problématiques.

Ces réponses ont été fournies (Leclerc, 2010-2012) au moment opportun et le lecteur autorisé est invité à consulter les avis d'expert correspondants pour en connaître la teneur (Service de documentation de l'INRS-ETE).

Un modèle hydrodynamique grandement amélioré

Pour répondre à ces questions, une mise à jour en profondeur des modèles qui avaient antérieurement été développés pour le compte de la Ville de Beauport (avant la fusion avec Québec) a été nécessaire, soit pour en étendre la portée, pour intégrer de nouvelles données plus précises et à jour, ou encore pour tirer avantage de capacités informatiques dramatiquement accrues (logiciel, équipements) depuis les dernières études. Il en est résulté :

- 1) Un modèle à la portée spatiale étendue aux frontières naturelles de l'écoulement
- 2) La prise en compte de nouvelles données topographiques de grande qualité (LiDAR, MNT de la Ville de Québec, nouvelles caractérisations détaillées et récentes du lit mineur et des anabranches)

- 3) Un domaine de validité plus étendu dans l'espace et en débit grâce à des données détaillées du niveau d'eau en crue obtenues par un réseau d'observation riverain mis en place pour l'étude
- 4) Une résolution spatiale dramatiquement accrue qui permet un rendu très détaillé des résultats de simulation

Des réponses complémentaires en lien avec la prévention des risques

En plus d'appuyer le processus de conception de la prise d'eau de l'Arrondissement de Charlesbourg, le modèle développé a également permis :

- 1) de mettre à jour les connaissances à l'égard des niveaux d'eau atteints par les crues de différentes magnitudes (jusqu'à des valeurs de récurrence multi-centennales),
- 2) de cartographier la hauteur de submersion correspondante, particulièrement dans les zones habitées et autour des infrastructures publiques,
- 3) d'analyser les patrons de distribution des écoulements entre le cours principal et la plaine alluviale,
- 4) de proposer certaines interprétations à l'égard des débits plein-bord dans les zones exposées afin de supporter la planification des mesures d'urgence
- 5) et enfin, d'analyser sommairement la vulnérabilité des dépôts de surface du lit mineur à l'arrachement par les forces érosives des écoulements en crue.

Les limites à l'interprétation

Il est toutefois nécessaire d'explicitier ici certaines limites d'interprétation liées au domaine de validité et des hypothèses sous jacentes du modèle :

- 1) Bien que les processus glaciels (embâcles-débâcles) à l'origine des aléas hivernaux et printaniers de submersion soient très présents dans le domaine d'étude, les analyses effectuées avec le modèle actuel ne peuvent encore en tenir compte réalistement; elles se limitent donc aux crues à l'eau libre dont le comportement demeurerait lui aussi mal connu. Ignorer les aléas d'embâcle ne doit toutefois pas induire l'interprétation que ces aléas sont négligeables.
- 2) La topographie du modèle étant posée fixe par hypothèse, le comportement du lit de la rivière en présence de crues exceptionnelles au pouvoir érosif géomorphique peut difficilement être représenté. En cas d'une telle crue, les résultats de submersion doivent donc être interprétés avec prudence.
- 3) Le modèle étant opéré en mode stationnaire (régime permanent), le comportement dynamique des masses d'eau lors de crues subites intenses (typiquement 12-14 heures de temps de concentration sur la Montmorency) lesquelles sont possiblement accompagnées d'effets d'emménagement (effets *hysteresis*) dans les plaines alluviales adjacentes, n'est pas pris en compte.

Ces limites d'interprétation sont précisées dans la mesure du possible et forment dans certains cas des sujets de recherche à explorer ultérieurement.

Table des matières

Collaborateurs.....	iii
Avant-propos	iv
Résumé exécutif.....	v
Table des matières	vii
Liste des figures.....	x
Liste des cartes de submersion	xii
Liste des tableaux.....	xiii
1 Contexte et objectifs	1
1.1 Contributions précédentes et raison d'être de la présente étude	1
1.2 Objectifs	4
2 Localisation et description du site à l'étude	6
3 Méthodologie	8
3.1 Approche	8
3.2 Diagramme méthodologique	9
3.2.1 Analyse préliminaire, bibliographie.....	9
3.2.2 Inventaire des données disponibles et caractérisations complémentaires	9
3.2.3 Modélisation numérique d'élévation (MNE) et simulations à l'étiage.....	11
3.2.4 Les outils HYDROSIM, H2D2 et MODELEUR	12
3.2.5 Modèle hydrodynamique – Mise en œuvre, calibration-validation en crue.....	12
3.2.6 Données de calibration-validation – Participation citoyenne	13
3.2.7 Hydrologie – Le principe des conditions de référence	16
3.2.8 Analyses de sensibilité.....	16
3.2.9 Méthode d'Interprétation	16
4 Modélisation numérique de terrain	18
4.1 Données disponibles : lit mineur et anabranches	18
4.2 Données disponibles : plaines alluviales et structures anthropiques.....	19
4.2.1 Données LiDAR	19
4.2.2 Données photogrammétriques de la Ville de Québec	21
4.3 Traitements particuliers	21
4.3.1 Profil des anabranches	21
4.3.2 Correction de seuils hydrauliques	23
4.3.3 Extension de la limite aval du modèle.....	24

4.3.4	Résultats de la modélisation numérique du terrain	26
4.3.5	Limites d'interprétation liées à l'hypothèse de « lit fixe »	26
4.3.6	Données complémentaires : rugosités	28
5	Calibration – validation du modèle hydrodynamique	30
5.1	Données de niveau-débit disponibles	30
5.2	Stratégie de résolution	31
5.2.1	Conditions initiales, méthode de résolution itérative stationnaire.....	31
5.3	Patron d'imposition des conditions aux limites	31
5.4	Paramètres du modèle calibré-validé	34
5.5	Résultats de la calibration-validation	35
5.5.2	Conditions aux limites imposées pour les cas de calibration-validation	37
5.5.3	Parcours retenus pour le tracé des lignes d'eau	37
5.5.1	Profils en long validés par le niveau d'eau	39
5.6	Conclusions en bref par rapport à la validité du modèle.....	41
6	Crués de référence – Quantiles statistiques.....	43
7	Analyse de sensibilité aux crués.....	45
7.1	Sensibilité des simulations à l'incertitude de la condition limite aval (niveau d'eau) 45	
7.2	Sensibilité du niveau d'eau aux crués	47
8	Fiches d'interprétation	48
8.1	Fiche #1 : Validation des conditions hydrauliques simulées aux limites de Québec avec Boischatel.....	49
8.1.1	Les résultats présents (modèle long) sont-ils différents des résultats obtenus antérieurement et si oui, sont-ils valides?	49
8.1.2	La version 2012 du modèle a-t-elle une influence significative sur l'évaluation des risques d'inondation du secteur amont, notamment à l'égard des résidences et infrastructures?.....	50
8.2	Fiche #2 : Quels sont les patrons de submersion et les risques liés aux crués à l'eau libre, notamment, celles de période de retour 20 et 100 ans, et les crués historiques? ...	52
8.2.1	Cartes de submersion en fonction du débit	52
8.2.2	Cotes de crue vicennale et centennale	53
8.2.3	Cartographie des zones inondables à l'eau libre.....	54
8.2.4	Points sensibles pour planifier les mesures d'urgence	56
8.2.5	Y-a-t-il encore un danger d'avulsion lors des crués exceptionnelles?.....	61
8.2.6	La question des temps de transfert de la crue doit-elle est prise en compte?	63

8.3	Fiche #3 : Quelle est l'importance relative de la plaine alluviale dans le transfert des écoulements en crue?	63
8.4	Fiche #4 : Quelle est la vulnérabilité des dépôts meubles du lit mineur à la mise en mouvement en période de crue?	69
9	<i>Conclusions et recommandations</i>	71
9.1	Sur la validité du modèle hydrodynamique.....	71
9.2	Restrictions à la validité (hypothèses non vérifiées).....	71
9.3	Sur les cotes de crue de récurrence 20 et 100 ans et les changements climatiques	72
9.4	Sur les risques d'inondation, les embâcles et leur gestion opérationnelle	73
9.5	Sur la morphologie particulière anastomosée de la rivière	74
9.6	Conclusions particulières à la conception de l'Ouvrage A	74
	<i>Bibliographie citée ou pertinente</i>	76
	<i>Annexe A Le modèle H2D2 en bref</i>	79
	Introduction au simulateur H2D2.....	80
	Modèle mathématique des écoulements (Saint-Venant).....	80
	Algorithme de découverture-recouvrement	82
	Version H2D2.....	83
	Discretisation par éléments finis.....	84
	<i>Annexe B Cartographie de la submersion par les crues à l'eau libre</i>	85
	<i>Annexe C Caractérisation de la dynamique morphologique des chenaux anastomosés du secteur des Îlets, rivière montmorency, Québec</i>	97
	<i>Annexe D Rationnel d'analyse pour la stabilité des alluvions</i>	100
	Contexte	101
	Rationnel proposé	101
	Crues à l'eau libre.....	101
	Action glacielle.....	105
	Bibliographie de l'annexe	105

Liste des figures

<i>Figure 1 : Configuration du réseau hydrographique dans le secteur d'intérêt.....</i>	<i>2</i>
<i>Figure 2 : Localisation du site à l'étude de la rivière Montmorency (Imagerie: Google Earth, 2012)</i>	<i>6</i>
<i>Figure 3 : Sommaire de la méthodologie de modélisation hydrodynamique appliquée</i>	<i>10</i>
<i>Figure 4 : Localisation des points d'observation relevant de la participation citoyenne ou autre</i>	<i>15</i>
<i>Figure 5 : Couverture du relevé topographique LiDAR réalisé en 1999-2000 par Lasermap inc. (Leclerc et al, 1999). Note : Le rectangle bleu délimite le domaine de simulation</i>	<i>20</i>
<i>Figure 6 : Configuration spatiale des relevés topographiques des anabranches par sections transversales. Note : La sinuosité des tracés d'anabranches ne permet pas d'interpoler linéairement la topographie entre les sections à moins de détenir suffisamment de profils transversaux sur le parcours</i>	<i>22</i>
<i>Figure 7 : Génération de transects intermédiaires et d'un maillage en Q4 pour la représentation adéquate de la topographie et de la sinuosité des anabranches.....</i>	<i>23</i>
<i>Figure 8 : Exemple de traitement synthétique de la topographie du modèle à la frontière aval avec des données issues de photos aériennes. Note : les points rouges sont des données d'élévation interprétées d'après la couleur du substrat et les valeurs de profondeur connues immédiatement à l'amont.....</i>	<i>25</i>
<i>Figure 9 : Illustration du maillage hydrodynamique retenu dans la région de l'Ouvrage A. Note : la densité du maillage varie de 2 m à 6 m selon le besoin de précision comme ici à l'Ouvrage A lui-même ou dans l'anabranch #1 à droite en bas de l'image</i>	<i>27</i>
<i>Figure 10 : Modèle numérique d'élévation (altitude p/r au niveau moyen des mers) utilisé pour la modélisation hydrodynamique – Note : la topographie des derniers 700 m du lit mineur en aval est photointerprétée mais fait l'objet d'une validation indirecte par le niveau d'eau</i>	<i>29</i>
<i>Figure 11 : Relevé LIDAR du niveau d'eau (1999) – Niveau d'eau et géométrie d'ensemble du bief en aval du modèle qui détermine la condition limite.....</i>	<i>33</i>
<i>Figure 12 : Relation niveau-débit estimée à la limite du modèle – Hauteur normale –vs- Hauteur critique</i>	<i>34</i>
<i>Figure 13 : Coefficient de frottement n de Manning imposé au modèle pour la calibration</i>	<i>36</i>
<i>Figure 14 : Positionnement des profils en long (4,14 km) Note : Les repères indiqués sont typiquement distancés de 250 m. Les profils sont toutefois documentés aux 20 m.....</i>	<i>38</i>
<i>Figure 15 : Événements de calibration-validation – Profil en long des résultats – Note : Les repères numérotés correspondent aux points sur la Figure 12</i>	<i>39</i>
<i>Figure 16 : Résultats de l'analyse fréquentielle de Ouarda (INRS) par une méthode « au dépassement » pour les débits à la station #051001 (Marches-Naturelles). Note : Les valeurs indiquées doivent être minorées de 6% pour tenir compte de la taille réduite du bassin versant au site du modèle</i>	<i>44</i>
<i>Figure 17 : Sensibilité du niveau d'eau à une condition limite normale majorée de 0,3 m</i>	<i>46</i>
<i>Figure 18 : Valeur du nombre de Froude pour un débit simulé de 498 m³/s. Note : Une valeur de 1,0 indique un écoulement critique et dissocie hydrauliquement les régimes des biefs d'amont et d'aval. Le seuil en aval du modèle approche la valeur critique au centre du thalweg tandis qu'il la dépasse en périphérie</i>	<i>46</i>

<i>Figure 19 : Lignes d'eau simulées pour des débits variant des conditions estivales normales à des débits de crue exceptionnels Note : il est à noter que les lignes d'eau au-delà de 500 m³/s sont extrapolées par rapport au registre de validation et elles sont sujettes à des hypothèses non vérifiées (fond fixe, stationnarité de la crue). En aval de la limite municipale de Québec avec Boischatel, faute d'une caractérisation directe, les lignes d'eau obtenues sont tributaires de la représentativité des conditions topographiques synthétiques utilisées pour définir le lit mineur.</i>	<i>47</i>
<i>Figure 20 : Relations niveau-débit comparées entre le modèle court (extrapolée et imposée) et le modèle long (simulé). Note : la relation antérieure (1999) utilisée préliminairement pour le modèle court a été abandonnée et pour cause</i>	<i>50</i>
<i>Figure 21 : Comparaison des résultats obtenus avec un modèle version « court » -vs- le modèle allongé retenu ..</i>	<i>51</i>
<i>Figure 22 : Vue d'ensemble des zones inondables pour les crues à l'eau libre Récurrences 1/20 ans et 1/100 ans Note : la présente carte ne représente en rien le risque associé aux aléas d'embâcle de glace présents dans le secteur; les 700 derniers mètres en aval du modèle requièrent une validation additionnelle des résultats au-delà de 500 m³/s et ne peuvent être interprétés en gestion du risque sans précaution</i>	<i>54</i>
<i>Figure 23 : Zones inondables pour les crues à l'eau libre – Zoom secteur des Îlets – Trois-Sauts - Récurrences 1/20 ans et 1/100 ans Note : la présente carte ne représente en rien le risque associé aux aléas d'embâcle de glace présents dans le secteur ; les 700 derniers mètres en aval du modèle requièrent une validation additionnelle des résultats au-delà de 500 m³/s et ne peuvent être interprétés en gestion du risque sans précaution</i>	<i>55</i>
<i>Figure 24 : Zones inondables pour les crues à l'eau libre – Zoom secteur de la rue de Canteloup - Récurrences 1/20 ans et 1/100 ans. Note : la présente carte ne représente en rien le risque associé aux aléas d'embâcle de glace présents dans le secteur</i>	<i>56</i>
<i>Figure 25 : Débit plein-bord et début de submersion – Rue de Canteloup – 800 m³/s au site (842 m³/s à la station CEHQ #051001) – Les flèches indiquent les déversements vers la plaine alluviale</i>	<i>57</i>
<i>Figure 26 : Débit plein-bord et début de submersion – Secteur résidentiel des Îlets – 600 m³/s au site (636 m³/s à la station CEHQ #051001). Note : deux vannes clapets sont installées afin de permettre le drainage du Rigolet après la crue</i>	<i>58</i>
<i>Figure 27 : Conditions de début de submersion de la rue des Trois-Sauts aux limites de Boischatel – Débit de crue à l'eau libre de 750 m³/s au site (795 m³/s à la station #051001).</i>	<i>59</i>
<i>Figure 28 : Condition possible de connection du cours principal avec le boisé humide jouxtant la sablière CSL-Loma – Débit de 1050 m³/s au site (1163 m³/s à la station #051001).....</i>	<i>62</i>
<i>Figure 29 : Illustration de la morphologie en tresses du réseau hydrographique de la plaine alluviale anastomosée de la rivière Montmorency à la hauteur du secteur des Îlets- Canteloup – Trois-Sauts – Crue de 700 m³/s.....</i>	<i>64</i>
<i>Figure 30 : Localisation des sections de jaugeage numérique du débit simulé par le modèle</i>	<i>65</i>
<i>Figure 31 : Distribution du débit entre le cours principal et les bras secondaires dans le secteur de la rue de Canteloup – Des Îlets.....</i>	<i>67</i>
<i>Figure 32 : Distribution du débit entre le cours principal et les bras secondaires dans le secteur de la rue de Canteloup – Détail sur les principaux seuils</i>	<i>67</i>

Figure 33 : Distribution du débit entre le cours principal et les bras secondaires dans le secteur de la prise d'eau des Îlets.....68

Figure 34 : Distribution du débit entre le cours principal et la plaine alluviale dans le secteur des Trois-Saults68

Figure 35 : Taille critique estimée des matériaux pouvant être mis en mouvement par une crue de 1000 m³/s dans le secteur nord (Rue de Canteloup – Ouvrage A). Note : ces valeurs sont produites à titre indicatif et ne fournissent qu'un estimé grossier de la caractéristique visée 70

Figure 36 : Diagramme de Shields – Conditions critiques d'entraînement des particules pour des crues à l'eau libre 102

Figure 37 : Diagramme de Shields pour déterminer le début d'entraînement (selon Wilcock, 2004). 103

Figure 38 : Sensibilité à l'entraînement de substrats de différentes tailles pour une contrainte critique de 40 Pa104

Liste des cartes de submersion

Planche I : Hauteur de submersion pour un débit de crue de 550 m³/s au site (583 m³/s à la station hydrométrique CEHQ #051001).....86

Planche II : Hauteur de submersion pour un débit de crue de 600 m³/s (636 m³/s à la station hydrométrique CEHQ #051001)87

Planche III : Hauteur de submersion pour un débit de crue de 650 m³/s (690 m³/s à la station hydrométrique CEHQ #051001) 88

Planche IV : Hauteur de submersion pour un débit de crue de 700 m³/s (742 m³/s à la station hydrométrique CEHQ #051001) 89

Planche V : Hauteur de submersion pour un débit de crue de 750 m³/s (795 m³/s à la station hydrométrique CEHQ #051001)90

Planche VI : Hauteur de submersion pour un débit de crue de 800 m³/s (848 m³/s à la station hydrométrique CEHQ #051001)91

Planche VII : Hauteur de submersion pour un débit de crue de 850 m³/s (901 m³/s à la station hydrométrique CEHQ #051001)92

Planche VIII : Hauteur de submersion pour un débit de crue de 900 m³/s (954 m³/s à la station hydrométrique CEHQ #051001)93

Planche IX : Hauteur de submersion pour un débit de crue de 950 m³/s (1007 m³/s à la station hydrométrique CEHQ #051001)94

Planche X : Hauteur de submersion pour un débit de crue de 1000 m³/s (1060 m³/s à la station hydrométrique CEHQ #051001).....95

Planche XI : Hauteur de submersion pour un débit de crue de 1050 m³/s (1113 m³/s à la station hydrométrique CEHQ #051001).....96



Liste des tableaux

<i>Tableau 1 : Conditions aux limites pour les simulations de calibration-validation du modèle.....</i>	<i>37</i>
<i>Tableau 2 : Résultats de simulation H2D2 comparés aux mesures</i>	<i>40</i>
<i>Tableau 3 : Bilan des résultats de simulation H2D2 sans les zones rapidement variées</i>	<i>41</i>
<i>Tableau 4 : Cotes de crue vicennale et centennale en divers points de contrôle du secteur à l'étude</i>	<i>53</i>
<i>Tableau 5 : Synthèse des paramètres de submersion à l'eau libre et éléments de vulnérabilité – Secteurs Trois-Saults (Québec), des Îlets, rue de Canteloup</i>	<i>60</i>
<i>Tableau 6 : Sections de jaugeage numérique des différents biefs d'écoulement.....</i>	<i>66</i>

1 Contexte et objectifs

La reconstruction de la prise d'eau de l'Arrondissement Charlesbourg de la Ville de Québec est requise puisque cet ouvrage (Ouvrage A; Figure 1) a atteint le terme de sa vie utile. Pour ce faire, le concept de la prise d'eau sous-fluviale déjà implanté à la prise d'eau de l'Arrondissement Beauport (Ouvrage des Îlets) a été retenu avec quelques ajustements du concept. En plus de soulever toutes les questions inhérentes à son dimensionnement, cette décision comprend également des questionnements relatifs à son positionnement dans le plan et en élévation dans le but de concilier le rendement du captage et la sécurité de l'ouvrage en cas d'aléas hydrologique. D'autres questionnements sont relatifs à l'impact des travaux de construction sur la rivière.

Le choix du site, à proximité immédiate (amont) de l'Ouvrage A antérieur, ne soulève pas que des questions locales puisque l'ensemble du secteur de la rivière Montmorency visé par les ouvrages de Charlesbourg et Beauport est de type anastomosé, c'est-à-dire, formé de nombreuses branches ou chenaux organisés en tresses, et dont la configuration changeante dans le temps règle la répartition des écoulements entre le cours principal et la plaine alluviale adjacente. L'équilibre morphologique de ce segment de la rivière doit être bien compris car ses régimes hydrologique et glaciologique sont susceptibles d'être fortement perturbés par toute intervention physique significative dans le lit mineur du cours d'eau ou en berges. Or, les risques naturels liés aux crues printanières, aux crues subites estivales ainsi qu'aux embâcles de glace hivernaux ou printaniers, sont fréquents dans ce secteur où de nombreux éléments vulnérables, résidentiels ou publics, sont exposés à la submersion.

C'est pourquoi, il a paru indiqué de conduire une étude hydrodynamique complète du secteur à l'aide des données topographiques et hydrographiques les plus récentes.

1.1 Contributions précédentes et raison d'être de la présente étude

Plusieurs études antérieures ont permis de développer graduellement les connaissances sur ce cours d'eau, notamment sur la configuration du réseau hydrographique, l'hydrodynamique, les inondations à l'eau libre et l'occurrence des embâcles dans ce secteur. Ainsi, on peut d'abord citer Boucher et Picard (1994) qui ont permis à l'aide du modèle unidimensionnel HEC-RAS (USACE, 2012, version du moment) d'établir la première valeur des cotes de crue de période de retour 20 ans (grands courants) et 100 ans (faibles courants) pour la plupart des secteurs riverains urbanisés de la rivière. Ces données ont servi à établir les zones inondables du secteur. Elles ont toutefois été révisées par la suite avec les études plus récentes de l'INRS.

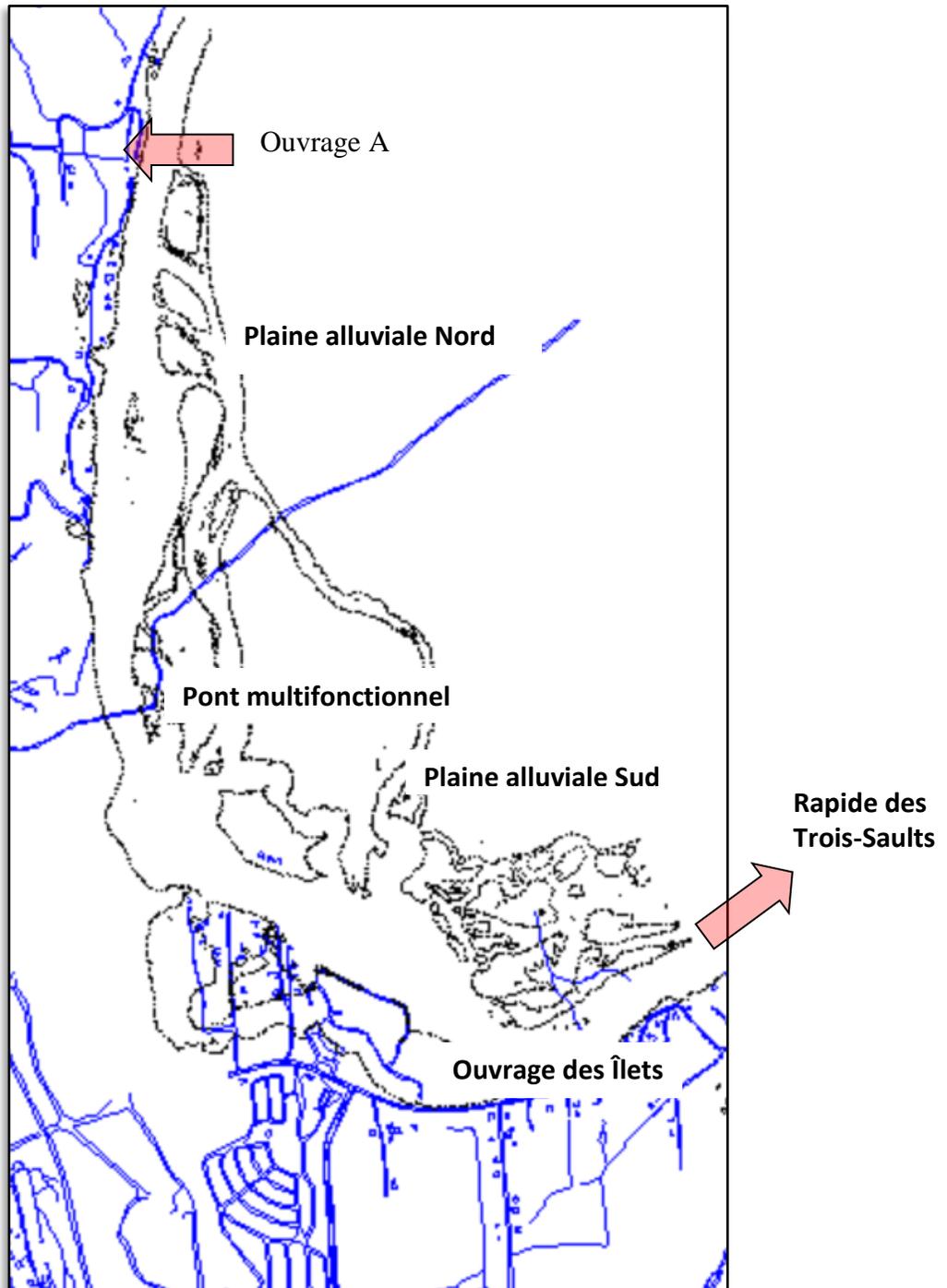


Figure 1 : Configuration du réseau hydrographique dans le secteur d'intérêt

Leclerc *et al.*, (1998) ont réalisé la première étude hydrodynamique bidimensionnelle du secteur des Îlets grâce au logiciel Modeleur (Secretan *et al.*, 2000) et au simulateur Hydrosim (Secretan *et al.*, 2000; Heniche *et al.*, 2002). Cette étude a permis de jeter un éclairage nouveau sur la complexité hydrographique du secteur des Îlets et de mesurer la vulnérabilité de l'ouvrage des Îlets et du quartier résidentiel adjacent lors de crues extrêmes. L'étude de 1999 (Heniche *et al.*) qui s'en est suivie a permis de proposer certaines solutions économiques visant à minimiser les dommages aux installations existantes au poste des Îlets. Ces deux premières études offraient toutefois une portée spatiale limitée au secteur des Îlets où la plupart des anabranches de la plaine alluviale amont convergent.

Lors de débits de crue importants, une dérivation significative du débit vers les anabranches de cette plaine alluviale s'y produit en effet de sorte que le cours principal ne transite alors qu'une partie réduite du débit total que la présente étude vise à établir. De même, la plaine alluviale sud (en aval de la prise d'eau des Îlets vis-à-vis de la rue des Trois-Saults) contribue fortement par ses chenaux secondaires à transférer le débit amont vers le rapide des Trois-Saults, court-circuitant là encore le cours principal. Lors des études antérieures citées, une prise en compte précise de ces composantes hydrographiques n'était pas vraiment possible faute de données topographiques adéquates, de sorte qu'il est subsisté une grande incertitude sur le comportement hydrodynamique du secteur, surtout en période de crue intense.

D'autres études ont permis de développer un peu plus les connaissances du secteur sans toutefois permettre de lever les incertitudes mentionnées. Ainsi, Doyon (2000) a réalisé une recherche doctorale sur le transport eulérien-lagrangien de la glace lors des embâcles-débâcles réputés fréquents dans le secteur. La topographie du lit mineur a été caractérisée jusqu'à l'amont de l'Ouvrage A sans toutefois incorporer la plaine alluviale nord qui le jouxte (Figure 1).

En 1999, une autre étude a également été entreprise par l'Université Laval dans le but d'évaluer le risque des inondations par embâcles sur l'ensemble de la rivière (Leclerc *et al.*, 2001) et de proposer des solutions économiques à cette problématique (Morse *et al.*, 2002). Pour les fins de cette étude, une caractérisation topographique complète aéroportée des zones inondables ou adjacentes a été réalisée avec la technologie LiDAR (*Light Detection & Ranging*; Lasermat, 1999). Ce jeu de données très précises, qui avait été peu exploité alors, est enfin mis à contribution ici, mises à part les régions qui ont subi des transformations topographiques notables depuis 1999 : pont multifonctionnel, bassins de captage et prise d'eau sous-fluviale des Îlets, contour des sablières CSL-LOMA adjacentes.

Plus récemment, le mémoire de maîtrise en génie civil de Pierre-Marc Pelletier (2012) a permis de mettre à jour en 2010 la topographie du lit mineur en amont du pont multifonctionnel (Sentier transcanadien de motoneige et VTT), de mettre en évidence des changements morphologiques importants apparemment en lien avec l'effet restrictif du pont multifonctionnel (Figure 1) sur le libre passage des glaces lors des débâcles. Ce processus semblerait favoriser la déposition sur place de grosses alluvions et l'aggradation du lit mineur. Ce faisant, il a pu en

résulter une dérive dans le partage des écoulements entre le cours principal et les chenaux secondaires (anabranches) qui seraient alors de plus en plus favorisées par cette dérivation. Ce processus subtil a été confirmé par l'étude géomorphologique de l'OBV-CM (Fortin, 2012) qui a démontré que le gabarit des anabranches incluant celui de leur seuil d'entrée a augmenté considérablement au fil du temps, permettant ainsi une dérivation accrue du débit du cours principal vers la plaine alluviale.

Considérant les incertitudes importantes soulevées par ces études antérieures, et la disponibilité de nouvelles données plus précises concernant le topographie de la plaine alluviale, une extension de la portée du modèle à l'ensemble de la zone d'intérêt apparaît maintenant possible. La portée de la zone d'intérêt dépasse donc largement l'horizon limité du secteur de l'Ouvrage A et elle englobe l'ensemble du réseau hydrographique jouxtant à la fois cet ouvrage et celui de Beauport (Figure 1).

1.2 Objectifs

Objectif général. Dans ce contexte, l'objectif général de la présente étude est :

La compréhension du comportement hydraulique de l'ensemble du réseau hydrographique compris entre l'Ouvrage A et les Trois-Sauts et de formuler des recommandations à l'égard du positionnement en plan et en élévation du futur dispositif de captage sous-fluvial à l'Ouvrage A.

Parallèlement à cet objectif général, l'étude vise également à :

mettre en place une infrastructure d'information hydroinformatique de base pour l'aide à la décision en cas d'aléas d'inondation touchant l'ensemble des vulnérabilités du secteur.

Objectifs spécifiques :

- 1. Revoir, valider si possible et si nécessaire mettre à jour les études antérieures sur la problématique des aléas de crue*
- 2. Colliger, valider et/ou adapter tous les jeux de données topographiques disponibles des lits mineur et majeur de la rivière Montmorency dans le domaine d'intérêt et identifier les besoins de caractérisation complémentaires*
- 3. Planifier et coordonner les activités de caractérisation topographique et de niveau d'eau requises*
- 4. Procéder à la mise en place d'un réseau d'observation basé sur la participation citoyenne des riverains pour la caractérisation des niveaux d'eau en période de crue (fins de validation du modèle)*

5. *Élaborer un modèle numérique d'élevation (MNE) porté sur un maillage de calcul hydrodynamique détaillé*
6. *Implanter un modèle hydrodynamique et le valider pour l'ensemble de la zone d'intérêt, incluant la validation du MNE*
7. *Déterminer la valeur des crues de référence statistiques à simuler pour analyser le comportement hydrodynamique de la rivière, principalement les crues de récurrence 20 et 100 ans, ainsi que les valeurs du débit plein-bord dans les secteurs exposés à la submersion*
8. *Procéder à une analyse de sensibilité au débit comprise entre le débit moyen et les crues extrêmes*
9. *Analyser :*
 - a. *La pertinence des valeurs d'élevation et de positionnement dans le plan du dispositif de captage sous-fluvial prévu à l'Ouvrage A*
 - b. *La répartition des débits entre le cours principal et les multiples anabranches et les conditions propices à la dérivation du débit vers les plaines alluviales*
 - c. *L'exposition des éléments vulnérables, principalement la voirie publique, à la submersion (risques)*
 - d. *Les contraintes potentielles à tenir compte lors de la mise en place de l'Ouvrage A planifié (impacts pendant la construction)*
10. *Supporter le processus de décision de la Ville à toutes les étapes de conception*
11. *Apporter des réponses additionnelles relatives à la connaissance de base de l'hydraulicité de ce tronçon*
12. *Expliciter clairement les limites d'interprétation inhérentes à l'exercice de modélisation et à sa validité*

Dans ce rapport, ces thèmes seront abordés successivement. Étant donné la complexité hydrographique de ce secteur anastomosé de la rivière, et les remises en question qui vont découler de la critique des études antérieures, ce document prend la forme d'un rapport scientifique élaboré où les éléments originaux et les nouvelles connaissances acquises par le modèle sont mises en évidence.

2 Localisation et description du site à l'étude

Le site d'intérêt est compris entre une limite aval située à la hauteur du secteur résidentiel de la rue des Trois-Saults (tête du premier sault) et une limite amont située à environ 300 m en amont de l'Ouvrage A (Figure 2).

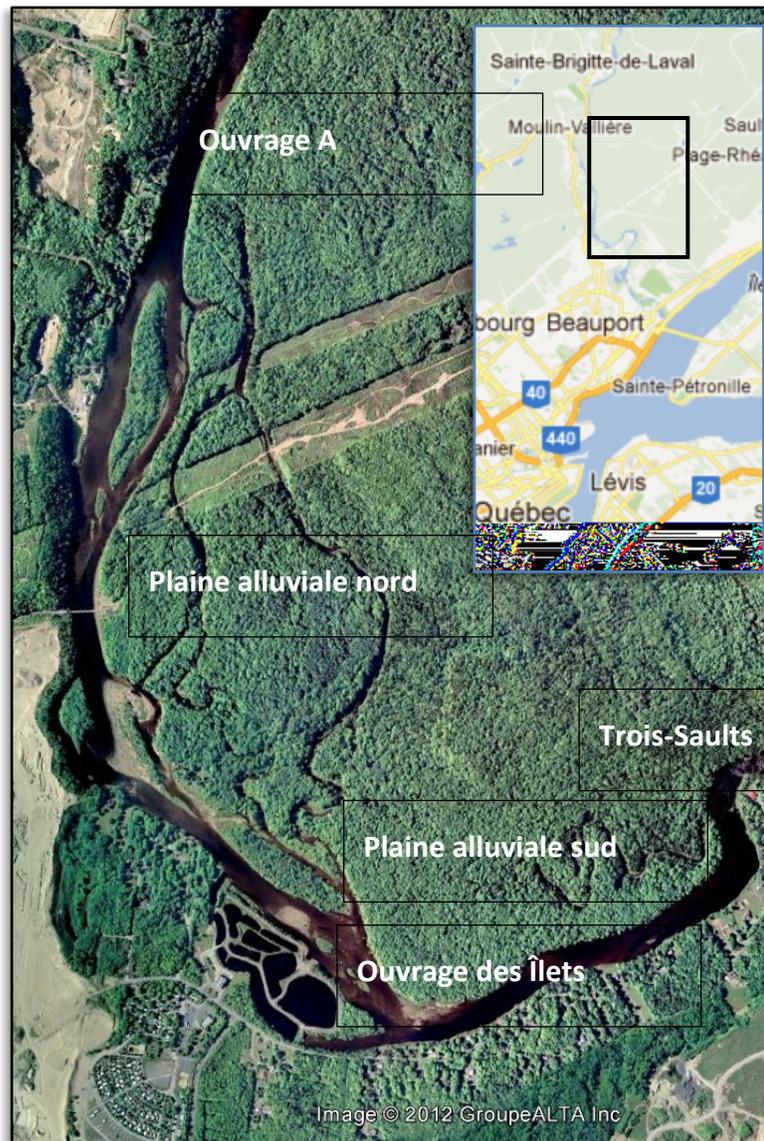


Figure 2 : Localisation du site à l'étude de la rivière Montmorency (Imagerie: Google Earth, 2012)

Ce secteur de la rivière d'une longueur de 4,1 km est classé « anastomosé » (Fortin, 2012) en raison de la configuration en tresses de son réseau hydrographique qui se subdivise en plusieurs chenaux secondaires, divergeants ou convergents, parcourant une vaste plaine alluviale subdivisée ici en deux parties : *la plaine nord* entre l'ouvrage des Îlets et l'Ouvrage A, et la *plaine sud* située en rive gauche vis-à-vis de la rue des Trois-Saults (voir aussi la Figure 1).

Cette morphologie complexe a pour effet de dériver une partie importante du débit du cours principal vers les anabranches des deux plaines alluviales (Pelletier, 2012; Fortin, 2012). Notre hypothèse est que ce comportement permet de limiter la montée du niveau d'eau dans le cours principal lors des crues et/ou des embâcles de glace. Si les anabranches sont peu actives la plupart du temps en lien seulement avec la vidange des nappes phréatiques locales et le ruissellement des versants proches, leur véritable activation en lien avec le débordement du cours principal survient à des niveaux d'eau et des débits très variables, généralement en crue ou lors des embâcles, que la présente étude vise à déterminer.

3 Méthodologie

Ce chapitre reprend les éléments théoriques de base de la modélisation hydrodynamique. Le lecteur moins intéressé par ces aspects peut immédiatement enchaîner au chapitre suivant.

3.1 Approche

Traditionnellement, les études hydrodynamiques ont souvent servi à établir les cotes de crue de récurrence 2, 20 et 100 ans avec une démarche de modélisation unidimensionnelle (1D) utilisant le logiciel HEC-2 (devenu par la suite HEC-RAS) développé par le US Army Corps of Engineers (USACE, 2012). La grande complexité de la topographie d'un cours d'eau peut toutefois nécessiter l'utilisation d'un modèle numérique bidimensionnel (2D) afin de mieux déterminer la répartition des débits entre différents embranchements et réduire ainsi l'incertitude des résultats. C'est le cas ici. L'approche 2D s'avère toutefois plus exigeante en termes de préparation des données requises en intrant et en termes de méthodes de calculs, mais elle s'avère efficace du fait qu'elle permet de mieux prendre en compte les particularités locales de la topographie, des structures de génie civil (ponts, barrages) et des résistances à l'écoulement. Ce type de modélisation est aussi tout particulièrement indiqué pour les cours d'eau parsemés d'îles, où il est difficile d'établir *a priori* le partage des débits dans les différents chenaux. Cette approche a donc été retenue pour le secteur Canteloup, des îlets, Trois-Sauts qui comprend justement de nombreux chenaux secondaires à l'hydrologie indéterminée.

Le simulateur hydrodynamique bidimensionnel H2D2 (Secretan et Dubé, 2009; Secretan, 2009) qui a succédé à HYDROSIM (Secretan *et al.*, 2001; Heniche *et al.*, 1999a, 2001, 2002) bénéficie d'une étroite intégration dans un environnement SIG (Système d'information géographique) facilitant la modélisation numérique de terrain (MNT) avec le logiciel MODELEUR (Secretan *et al.*, 2000, Heniche *et al.*, 1999b). Dans les études précédentes (Leclerc *et al.*, 1998; Heniche *et al.*, 1999) c'est le simulateur HYDROSIM qui avait été utilisé; pour la présente étude, le simulateur dénommé H2D2, similaire à Hydrosim, mais beaucoup plus performant en terme de vitesse de calcul a plutôt été mobilisé. Ce choix s'imposait en raison des capacités accrues de résolution offertes qui permettent d'obtenir une solution dans un laps de temps réduit (typiquement par au moins un ordre de grandeur) et qui met à profit les capacités de calcul distribué et parallélisé (utilisation efficace de grappes d'ordinateurs et de processeurs à multiples cœurs de calcul). Ces avancées numériques accélèrent considérablement le processus de calibration-validation.

Si la modélisation 2D permet de représenter plus naturellement la complexité de certains écoulements, l'exercice demeure malgré tout relativement conventionnel par rapport aux

opérations de base requises pour obtenir des résultats valides. Nous allons tenter de résumer ces étapes dans les pages qui suivent.

3.2 Diagramme méthodologique

La Figure 3 présente un schéma résumant la méthodologie appliquée pour cette étude. Les étapes de cette séquence sont brièvement commentées ci-après.

3.2.1 Analyse préliminaire, bibliographie

L'analyse préliminaire consiste à établir le contexte, les enjeux, la portée et les objectifs de l'étude. Pour ceci, on se fonde sur la bibliographie existante et l'inventaire des données disponibles. Une partie de cette démarche a fait l'objet du Chapitre 1 du présent rapport.

3.2.2 Inventaire des données disponibles et caractérisations complémentaires

Dans une étude classique, on procède à une caractérisation complète de la topographie par sections transversales (1D) ou par semis de point (2D) du lit mineur et des zones inondables. À ceci s'ajoute la connaissance du contexte hydrologique procurée par les stations hydrométriques et les analyses fréquentielles représentatives des crues. Ces opérations forment l'essentiel de cette étape. Dans le cas présent, une caractérisation topographique 2D (voir le Chapitre 4 pour cet inventaire) a été mise à notre disposition par la Ville de Québec pour l'ensemble du lit mineur du cours principal et des anabranches de la plaine alluviale nord. De même, la Ville a fourni un modèle numérique d'élévation de l'ensemble de la zone obtenu par photogrammétrie numérique. Un relevé LiDAR datant de 1999-2000 a également été fourni par l'INRS.

Comme ce tronçon de cours d'eau n'en est pas à son premier exercice de modélisation (Leclerc *et al.*, 1998; Heniche *et al.*, 1999), les conclusions tirées alors doivent être prise en compte et revalidées si nécessaire. Dans le cas présent, nous retenons que la couverture spatiale des modèles antérieurs n'était pas suffisante en aval et latéralement pour capter et analyser rigoureusement le comportement hydraulique du cours d'eau dans le secteur des Îlets pour des débits supérieurs à 600 m³/s. Les modèles antérieurs ne se rendaient pas non plus à l'Ouvrage A, sauf celui de Doyon (2000) dont nous n'avons toutefois conservé que la topographie du lit mineur. Ce modèle de recherche visait beaucoup plus le transport de la glace (algorithme lagrangien) que l'analyse hydrodynamique comme telle.

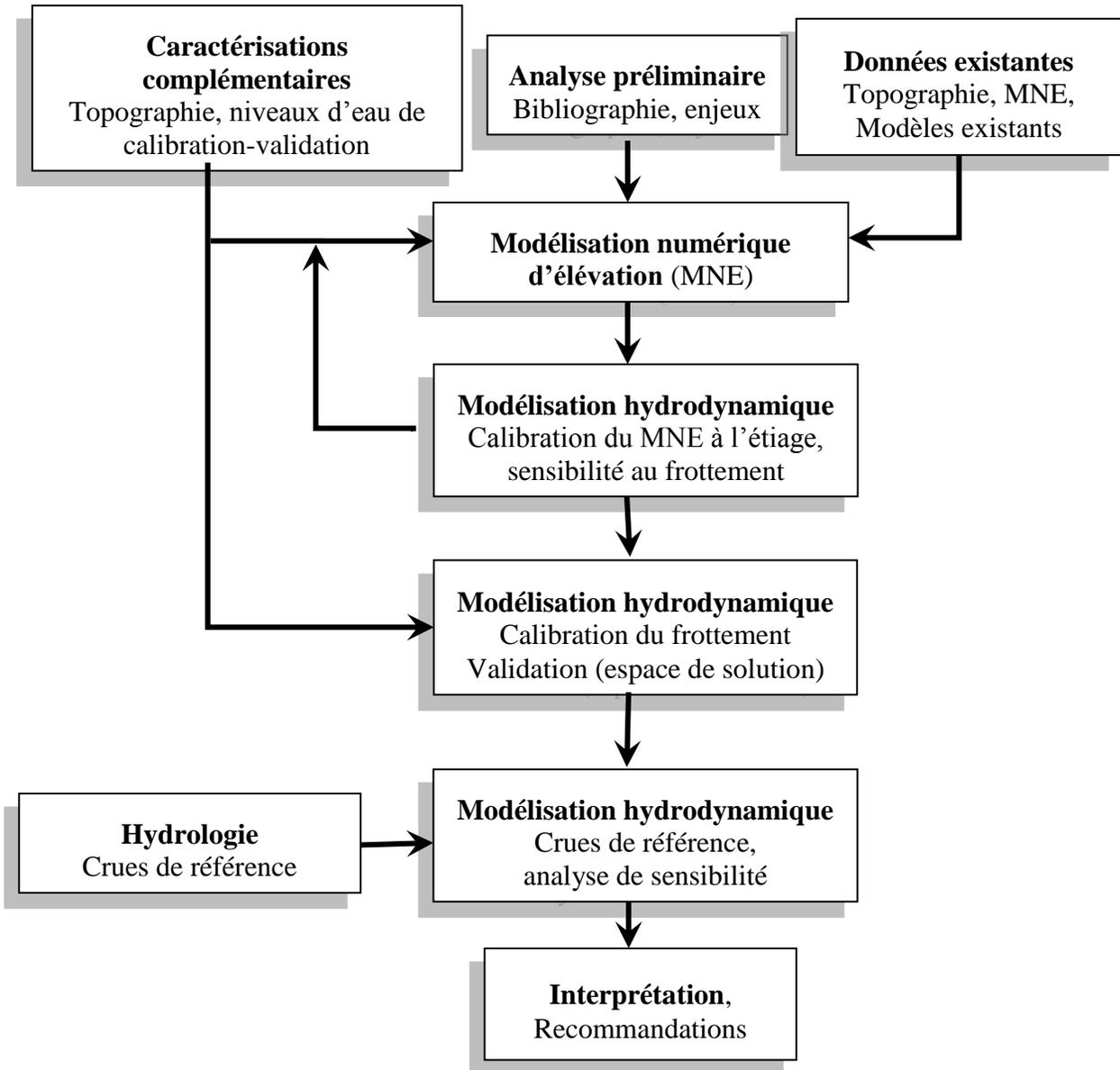


Figure 3 : Sommaire de la méthodologie de modélisation hydrodynamique appliquée

Nous retenons aussi des études antérieures l'incertitude reliée à la position de la limite aval sur laquelle est imposée une condition limite en niveau d'eau, une donnée importante qui détermine les résultats obtenus dans le secteur aval du modèle. Le nouveau modèle est doté d'extension additionnelle vers les Trois-Sauts, là où le niveau d'eau est véritablement contrôlé. Le modèle 2012 tient compte de cette exigence, nous le verrons plus loin.

Les conclusions des études précédentes soulevaient aussi la possibilité de crues géomorphiques catastrophiques susceptibles de détourner par avulsion le cours principal de la rivière vers les sablières adjacentes (CSL-LOMA) en raison de modifications importantes du relief dans le périmètre de fermeture de la plaine inondable (boisé humide au sud du domaine). Une mise à jour de cette problématique est donc requise, à condition de disposer de données suffisantes pour analyser correctement l'aléa. Une portée étendue du modèle vers les Trois-Sauts permettra, nous l'espérons, de lever définitivement les doutes qui subsistent à cet égard. Avec les données actuellement disponibles, une telle extension n'est pas encore possible en bonne et due forme; une recommandation sera formulée à cet égard. En revanche, il a été possible de réduire la marge d'incertitude en procédant avec une bathymétrie du lit mineur obtenue par photointerprétation des images aériennes disponibles (ex : Google Earth), de règles euristiques du comportement hydraulique normal ou en conditions critiques, des données détaillées de surface de niveau d'eau extraites du LiDAR ou des observations directes en crue. Une validation à partir de mesures de niveau en crue demeure requise.

3.2.3 Modélisation numérique d'élévation (MNE) et simulations à l'étiage

Les données numériques de topographie permettent de créer un modèle numérique d'élévation (ou MNE). Ce modèle sert de base pour la mise en œuvre du modèle hydrodynamique. L'interface usager MODELEUR s'avère particulièrement bien conçue pour réaliser cette étape complexe. L'interface permet de prendre en compte l'hétérogénéité des jeux de données initiaux (plusieurs campagnes successives, instrumentation différente, topologie, asynchronisme des campagnes de mesures, trous dans les données, singularités diverses, géoréférence, etc.). Une fois les jeux de données assimilés dans une base de données gérée par le logiciel, il est possible de procéder à la construction d'un maillage hydrodynamique, au transfert des jeux de données originaux sur ce maillage pour ensuite procéder aux simulations après une étape de validation du MNE en condition d'étiage, un état hydraulique qui permet de mettre rapidement en évidence les insuffisances de données topographiques, notamment sur ou à proximité des seuils hydrauliques.

La validation du modèle numérique de terrain vise en effet à s'assurer que les formes significatives du cours d'eau sont adéquatement représentées dans le modèle, notamment les seuils qui contrôlent le niveau d'eau et les chenaux qui débitent l'eau. Pour ce faire, une simulation à faible débit peut être réalisée afin de vérifier l'adéquation des niveaux d'eau pour un état où la faible profondeur d'eau permet de mieux contrôler l'impact de la topographie sur les résultats du modèle. Cette approche particulière et novatrice, à notre connaissance, a été expérimentée avec succès lors d'une étude antérieure sur les rivières des Mille-Îles et des Prairies dans l'Archipel de Montréal (Dupuis et Leclerc, 2012).

3.2.4 Les outils HYDROSIM, H2D2 et MODELEUR

Les aspects mathématiques similaires des logiciels HYDROSIM et H2D2 sont résumés à l'Annexe A : « Le Modèle H2D2 en bref ». Voici, en résumé, une liste partielle des caractéristiques essentielles de ces deux outils qui se distinguent principalement par leurs algorithmes de découvrement-recouvrement et de résolution algébrique. H2D2 s'avère robuste en situation de découvrement du lit et il est pourvu de facilités de calcul distribué et parallèle permettant d'accélérer par plus d'un ordre de grandeur la vitesse de résolution et donc la taille du problème en termes de nombre de mailles, de nœuds et d'inconnues :

- Méthode de discrétisation par éléments finis;
- Formulation conservative (*flux formulation*);
- Algorithme de découvrement-recouvrement pour suivre dynamiquement la berge en fonction du débit et niveau d'eau;
- Méthodes de résolution algébrique parallélisées et distribuées;
- Diverses méthodes de résolution et d'optimisation disponibles et utilisables suivant les cas de figure,
- Couplage avec l'outil de pré-post-traitement MODELEUR;

De son côté, MODELEUR est un outil graphique du type Système d'Information Géographique (SIG) dédié spécifiquement au traitement de données reliées à l'hydrodynamique fluviale et estuarienne. Ses principales fonctionnalités sont les suivantes :

- Base de données et système de gestion (SGBD) intégrés et adaptés à ce type de problème;
- Capacités d'importation-exportation vers d'autres utilitaires;
- Géoréférenciation des données;
- Maillage d'éléments finis intégré et adaptatif;
- Pilote de simulations hydrodynamiques;
- Modélisation numérique de terrain (topographie, frottement, glace, substrats, etc.);
- Calculatrice programmable pour le post-traitement et l'analyse;
- Outils d'interaction permettant d'interroger les représentations spatiales des résultats (sonde numérique);
- Aide contextuelle.

3.2.5 Modèle hydrodynamique – Mise en œuvre, calibration-validation en crue

Avec les outils décrits, il est possible de réaliser des simulations complexes et exigeant un grand nombre d'opérations mathématiques. Dans une étude telle que la présente, on ne cherche pas à obtenir un modèle validé en vitesses bien que l'outil permette d'en obtenir un bon estimé. L'essentiel de l'activité de calibration-validation présentée ici consiste à ajuster la valeur des

paramètres du modèle de manière à reproduire au minimum les niveaux d'eau observés en période de crue et pour différents débits observés plus fréquemment (ex : débit moyen). La gamme des débits observés doit être aussi large que possible afin d'étendre le domaine de validité et limiter le besoin d'extrapolation.

L'ajustement précis d'un modèle en période d'étiage est plus hasardeux étant donné que la topographie très locale devient alors le facteur explicatif dominant des écoulements. Une caractérisation topographique très détaillée devient alors nécessaire surtout aux sites présentant des fortes singularités. Un tel niveau de précision qui est nécessaire pour une interprétation détaillée des vitesses d'écoulement n'a pas été atteint partout pour le présent mandat. Par contre, le secteur visé par l'Ouvrage A a connu une caractérisation très détaillée qui permet d'approcher ce genre de résultat.

Les mesures du niveau d'eau peuvent être obtenues à des stations de mesure limnimétriques (limnigraphes), ou par des relevés *ad hoc* effectués lors d'une campagne de mesure spécifique ou encore à partir de l'identification *a posteriori* de « délaissés de crue ». Les relevés *ad hoc* de délaissés de crue peuvent bénéficier énormément de la participation des riverains à l'observation. Ces différentes approches ont toutes été mobilisées pour la présente étude.

En théorie, l'étape de validation d'un modèle est un exercice indépendant de sa calibration. Par contre, un modèle calibré doit toujours faire l'objet d'une validation avec des mesures pour être jugé satisfaisant, de préférence pour des événements se situant en dehors du registre de ceux ayant servi à l'ajuster. Advenant une situation où la simulation d'un événement de validation indépendant de la calibration indique que des ajustements mineurs additionnels sont requis, on peut procéder aux ajustements requis mais on s'impose alors une validation additionnelle avec tous les événements de calibration antérieurs.

Ainsi, bien que la démarche de calibration-validation soit généralement présentée comme un processus séquentiel linéaire, la réalité est plus nuancée et impose un processus itératif non-linéaire où l'essentiel de l'ajustement est réalisé en phase de calibration mais pas exclusivement. En revanche, la validation demeure un passage obligé pour TOUS les événements une fois le processus d'ajustement complété.

3.2.6 Données de calibration-validation – Participation citoyenne

Le paragraphe précédent fait référence à la participation citoyenne à la caractérisation des niveaux d'eau en période de crue. Cette contribution est très importante, voire déterminante pour la présente étude. Une telle approche comporte plusieurs avantages étant donné que les riverains potentiellement exposés à la submersion (ou pas) sont aux premières loges lors des crues et la plupart ont le réflexe de noter ou marquer sur le terrain les niveaux maximums atteints. Ce comportement est d'autant plus usuel que la crue atteint des magnitudes élevées, à plus forte raison lorsque des dommages sont occasionnés. Dans certaines circonstances, l'observation des délaissés de crue aux sites sujets à la submersion procure aussi une bonne

indication. À propos de la participation citoyenne, la bibliographie rapporte des expériences intéressantes; ainsi, Lecher (2012) a publié une note dans *Popsci (Popular Science)* faisant état d'un bilan de la participation citoyenne (*Crowd sourcing*) à la caractérisation des aléas :

A review commissioned by the UK Environmental Observation Framework (UK-EOF) highlights some of the work that citizen scientists have done. A team looked at 234 projects and determined that pro bono volunteers offered a cost-effective way of collecting data whether they were nature fans or kids. The researchers also found that volunteer contributions could have immediate effects outside academia: With more data than usual collected from a small army of volunteer researchers, the environment can be monitored like never before, and mountain of data can help better inform environmental policy.

Ces pratiques sont de plus en plus en vogue et des guides sont maintenant disponibles pour aider à mettre en place de tels réseaux, par exemple celui publié par Tweddle *et al.* (2012).

Dans le cas présent, 16 propriétaires riverains ont offert leur participation afin de fournir près de 25 points d'observation. Certains sites comportent plus d'un point (ex : à la frontière aval, au rapide du Rigolet ainsi qu'au pont multifonctionnel). Certains relevés ont aussi été effectués ailleurs que sur des propriétés privés par les auteurs du rapport (ex : pont multifonctionnel, limnigraphe automatique du poste de pompage des Îlets).

En pratique, il suffit pour le modélisateur d'effectuer des sorties terrain avec pour objectif de :

1. Recruter des observateurs volontaires et entreprendre une démarche d'information-sensibilisation sur la démarche entreprise.
2. Enregistrer le niveau maximum atteint lors d'une crue actuelle ou précédente à l'aide d'une marque indélébile sur un objet fixe, de préférence vertical, situé près du plan d'eau. La marque peut affleurer l'eau mais il est préférable de l'implanter plus haut afin qu'elle soit toujours visible lors des crues. Dans les deux cas, la marque devient un repère géodésique semi-permanent. Le niveau d'eau est obtenu par la différence entre la marque de niveau et celle du repère.
3. Relever le repère, activité qui peut s'effectuer plus tard à l'aide d'une station totale ou d'un GPS centimétrique; c'est la technique retenue ici.
4. Enregistrer (via les observateurs ou directement) les crues subséquentes par une mesure en valeur relative par rapport aux repères déjà implantés; de nouveaux repères peuvent aussi s'ajouter.
5. Couvrir une gamme suffisamment étendue d'événements de crue pour améliorer le registre de validation du modèle
6. Obtenir suffisamment d'observations longitudinalement pour recouvrir le domaine de simulation avec une densité suffisante afin de valider les observations entre elles et éliminer les observations douteuses ou contradictoires (Figure 4).
7. Sensibiliser et informer les riverains lors de chaque visite (retour d'expérience).

La participation citoyenne a aussi pour avantages de développer la conscience (lucidité) des riverains exposés par rapport aux risques qu'ils encourent. Il s'ensuit une meilleure préparation lors d'événements de crue, et donc une plus grande résilience suite à des épisodes de submersion. De plus, la vulnérabilité peut aussi être diminuée, notamment par le retrait des biens sensibles des zones les plus exposées (ex : sous-sols, cabanons).

La liste des événements de crue ayant fait l'objet de telles observations est fournie à la section 5.1.

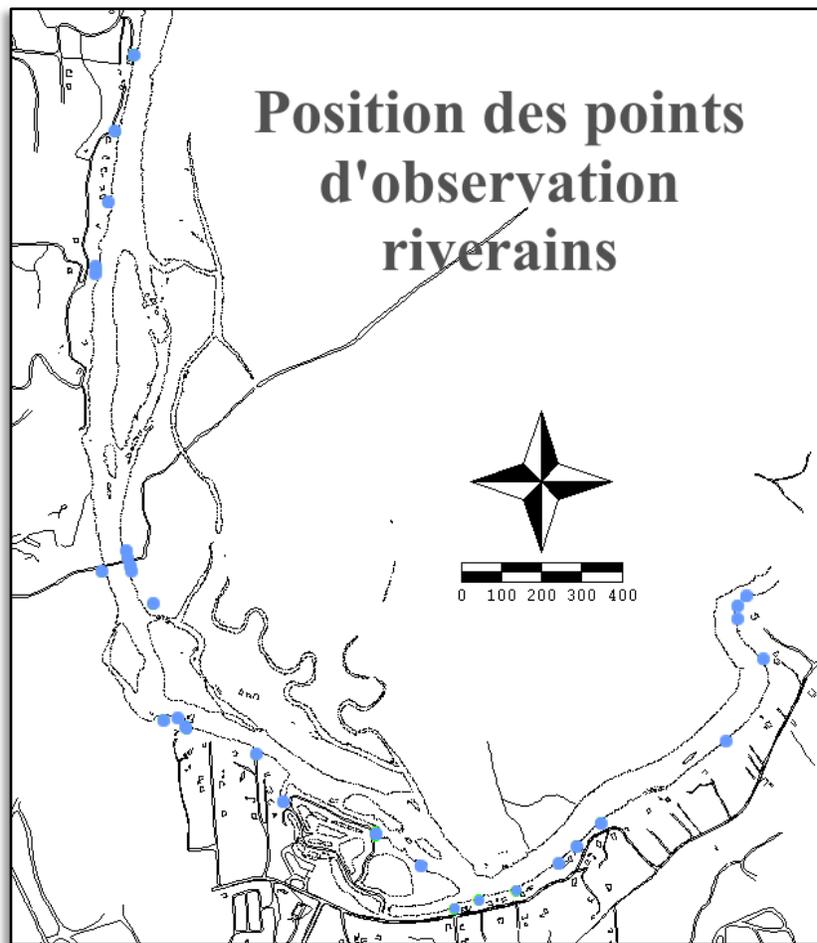


Figure 4 : Localisation des points d'observation relevant de la participation citoyenne ou autre

3.2.7 Hydrologie – Le principe des conditions de référence

L'analyse statistique fréquentielle des chroniques hydrologiques est à la base de la sélection des crues de référence servant à la détermination des cotes de crue. Depuis l'Entente Canada-Québec (1976), les valeurs de référence correspondent aux débits maximums annuels de période de retour 20 et 100 ans. Les méthodes statistiques utilisées pour établir les quantiles statistiques mentionnés doivent satisfaire à des critères de base comme *l'indépendance* des événements constituant l'échantillon, leur *homogénéité* et la *stationnarité* des séries chronologiques des maximums annuels.

Il est aussi important de noter que cette approche classique de la fréquence des aléas ne prend pas en considération les cas de submersion liés à la survenue d'embâcles ou d'épisodes de frasil intense qui peuvent occasionner des débordements importants. D'autres approches complémentaires sont alors possibles pour baliser les zones inondables : observation des cicatrices glacielles (dendrohydrologie), méthode du maximum historique de niveau, etc.

Par ailleurs, la non-stationnarité pressentie des séries, provoquée par les changements climatiques, peut entraîner une dérive des paramètres statistiques des aléas (changement de fréquence). Seule une très longue série d'observations peut permettre de faire ressortir une telle dérive statistique. La présente étude n'avait pas comme objectif de mettre à jour l'analyse fréquentielle dans cette perspective. Une recommandation à cet effet sera d'ailleurs formulée.

3.2.8 Analyses de sensibilité

Une fois la validité du modèle bien établie, on peut commencer l'analyse qui consiste à faire fonctionner le modèle dans certaines conditions hydrauliques pertinentes au mandat fixé, les crues de période de retour 20 et 100 ans faisant partie de cette catégorie. Dans le cas présent, le facteur primordial est le débit entrant dans le bief d'amont et le niveau d'eau à la sortie du modèle. Normalement, les crues de récurrence 20 et 100 ans servent à régler l'aménagement du territoire en zone inondable. Pour les fins de gestion opérationnelle (urgences), une analyse de sensibilité au débit croissant (incrémentale) pouvant aller jusqu'à des valeurs historiques exceptionnelles est indiquée.

3.2.9 Méthode d'Interprétation

Dépendant du contexte, les possibilités d'analyse et d'interprétation sont très variées avec un tel modèle. Certaines variables dérivées des résultats primitifs du modèle (vitesse, niveau, cote du fond) sont visées :

- topographie des zones inondables, niveau d'eau → profondeur pour les analyses de submersion

- vitesses de courant estimées, taille des substrats, profondeur → vitesse de cisaillement, contrainte de cisaillement, contraintes critiques d'entraînement des alluvions pour des études sédimentaires de stabilité (érosion, morphologie)
- vitesses, profondeur → le débit total transitant par une section donnée pour analyser la distribution relative du débit entre le cours principal et les anabranes.

Nous reviendrons sur ces questions particulières au chapitre Interprétation.

4 Modélisation numérique de terrain

Le positionnement des crépines du dispositif sous-fluvial à l'Ouvrage A procède surtout d'une analyse de la topographie actuelle du lit mineur dans le secteur ciblé et de son évolution possible au fil du temps. Le modèle numérique d'élévation (MNE) doit donc prendre en compte les différents jeux de données disponibles au même endroit. Pour la mise en place du modèle hydrodynamique, la topographie du lit majeur (plaines alluviales, plaines de débordement) est essentielle et des efforts importants ont été consentis pour caractériser non seulement les régions sèches inondables mais aussi le lit mineur des anabranches, du moins celles de la plaine alluviale nord.

Ci-après, nous introduisons d'abord les divers jeux de données mis à contribution ainsi que les traitements particuliers qui leur ont été appliqués pour les incorporer dans le modèle numérique de terrain du domaine de simulation.

4.1 Données disponibles : lit mineur et anabranches

Pour positionner les crépines de la prise d'eau sous-fluviale projetée dans la verticale et dans le plan, trois jeux de données topographiques du lit mineur ont été surtout mobilisés :

1. Relevés récents (novembre 2011) du lit mineur du cours principal et des anabranches de la plaine alluviale réalisés par la firme Géniearp (échosondeur + positionnement au GPS centimétrique); ce relevé couvre tout le lit mineur de la zone d'intérêt
2. Relevés du lit mineur à l'amont du pont multifonctionnel de P.M. Pelletier réalisés en 2010 à la station totale (dans le cadre d'une recherche de maîtrise en génie civil de l'Université Laval; Pelletier, 2012)
3. Relevés du lit mineur du cours principal de Doyon réalisés à la fin des années '90 à la station totale seulement (doctorat en Sciences de l'eau de l'INRS-ETE; Doyon, 2000)

Les jeux de données les plus récents (Géniearp, 2011, Pelletier, 2010) ont été jugés suffisamment homogènes pour justifier une fusion, de sorte que les données récentes du lit mineur sont constituées de ces deux ensembles regroupés. Les données de Doyon n'ont été utilisées que pour analyser l'évolution du lit de la rivière durant la période comprise entre 1999 et 2011. Dans le cas des données de Pelletier, les points de mesure associés directement à la présence de quelques blocs métriques individuels ont été retirés afin d'obtenir une image plus fidèle de la topographie générale. Ce type d'intervention a surtout été nécessaire immédiatement en amont du pont multifonctionnel, de sorte que cette manipulation n'a pas de conséquence dans la région de l'Ouvrage A. Des ajustements mineurs ont aussi été réalisés (rapide du Rigolet, surtout) afin de mieux capter la hauteur de la ligne d'eau à bas débit.

4.2 Données disponibles : plaines alluviales et structures anthropiques

Les zones situées hors du lit mineur (milieux terrestres; lit majeur) ont été caractérisées par différents moyens, principalement par la photogrammétrie numérique et par le LiDAR aéroporté. Dans le cas des ouvrages, ce sont aussi les plans disponibles qui ont servi à les représenter.

4.2.1 Données LiDAR

Le jeu de données LiDAR a été fournis par l'INRS. Ils ont été obtenus lors d'une étude précédente (Lasemap inc. pour INRS-ETE; rapporté dans Leclerc *et al.*, 2000). Plus d'un million de points cotés épurés des valeurs non topographiques (immeubles, végétation, etc.) étaient disponibles pour l'ensemble de la zone². Ce jeu de données a été calibré à l'aide de divers points de contrôle sur le terrain (relevés au GPS centimétrique) et d'une intercomparaison globale avec le modèle numérique de la Ville, un jeu de données plus récent, moins détaillé globalement dans le plan, mais mieux calibré sur la vérité terrain. De plus des transformations récentes du relief désignaient ce jeu de données pour représenter fidèlement les changements survenus depuis le relevé LiDAR de 1999-2000. Ainsi, il a été établi que les données LiDAR devaient être relevées de 50 cm pour corriger un biais systématique détecté en le comparant avec le MNE (Modèle Numérique d'Élévation) de la Ville et des points de contrôle au sol.

Par ailleurs, l'intérêt des données LiDAR est qu'on peut également les utiliser, avec certaines précautions, pour établir le niveau d'eau au moment du survol, une indication plus qu'intéressante pour valider le modèle hydrodynamique en niveau d'eau. Nous reviendrons sur cet aspect au chapitre 5 : « Calibration – validation du modèle hydrodynamique ».

Spécifications techniques

- Date : deux survols, un premier le 12 novembre 1999 (22-24 m³/s à la station #051001) et un second le 3 juin 2000 (20-24 m³/s). les débits indiqués sont des valeurs instantanées moyennées sur la période d'observation

Les paramètres d'appareillage et d'acquisition de données sont les suivants :

- Capteur ALTM1020 5 kHz, un seul retour (niveau de tolérance non spécifié)
- Fréquence de balayage de 15 Hz

² Le jeu de données original s'étend de la chute Montmorency jusqu'aux limites nord de Saint-Brigitte-de-Laval voire plus (38 km) et il couvre l'ensemble du réseau hydrographique présent ainsi que les zones adjacentes du domaine de simulation.

- Angle de balayage de 30° et chevauchement de 30% entre les fauchées
- Altitude locale de 700 m au-dessus du sol
- Vitesse de vol de 70 m/s
- Précision verticale aléatoire : ± 20 cm (Leclerc *et al.*, 2001).
- Densité moyenne de 1 point aux 11 m² ou un point tous les 3,3 m

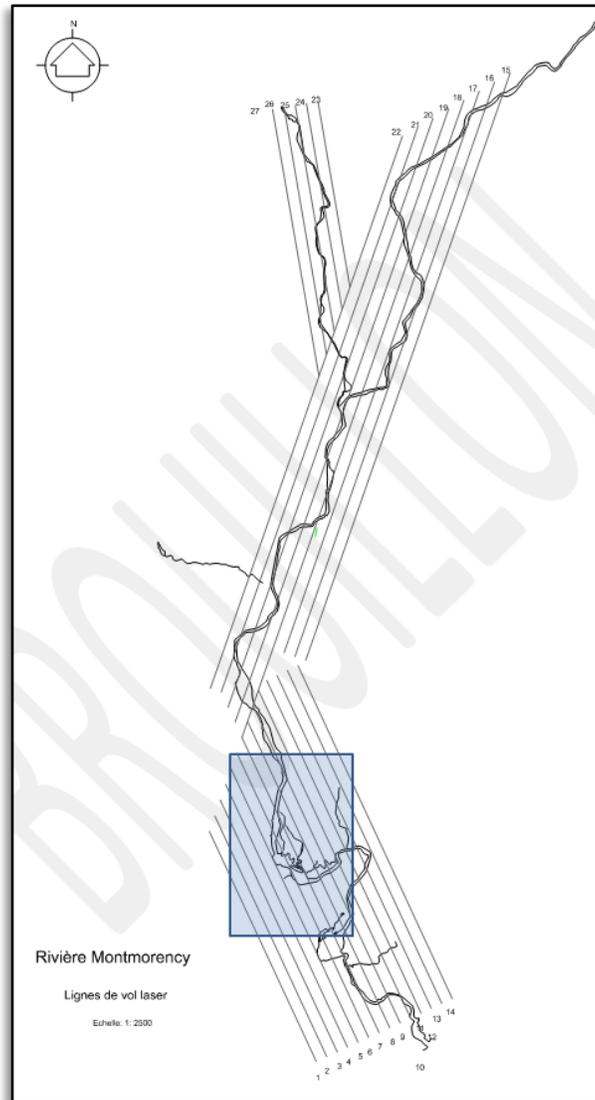


Figure 5 : Couverture du relevé topographique LiDAR réalisé en 1999-2000 par Lasermap inc. (Leclerc *et al.*, 1999).

Note : Le rectangle bleu délimite le domaine de simulation

4.2.2 Données photogrammétriques de la Ville de Québec

Le modèle d'élévation de la Ville est le plus récent disponible et il incorpore tous les changements de relief survenus en lien avec les nouveaux ouvrages de génie civil et aussi avec l'extraction dans les sablières adjacentes. La limite des sablières CSL-LOMA sert de périmètre de fermeture de la plaine de débordement (boisé humide) à la hauteur de la rue des Trois-Saults et son altitude effective en 2012 nécessite une vérification importante à cause des risques géomorphiques identifiés dans les études précédentes (Leclerc *et al.*, 1998; Heniche *et al.*, 1999). Par contre, le semis de points régulier du modèle de la Ville est obtenu par interpolation entre des isolignes, il s'accompagne donc de cotes d'élévation plus imprécises entre les lignes de niveau alors que tous les points cotés du LiDAR sont des données obtenues directement. C'est pourquoi le jeu de données LiDAR a été employé prioritairement à peu près partout sauf dans les endroits ayant subi des transformations topographiques significatives (ex : pont multifonctionnel).

4.3 Traitements particuliers

4.3.1 Profil des anabranches

Les anabranches (bras secondaires) de la plaine alluviale nord jouent, on le verra plus loin, un rôle important dans la propagation des crues majeures dans le secteur. Les arpenteurs-géomètres de Géniearp inc., la firme mandatée par la Ville, ont procédé à une caractérisation détaillée de 140 sections transversales régulièrement espacées sur toutes les anabranches de la plaine alluviale nord. Malgré tout, la couverture spatiale de ces données ne suffit pas toujours à bien représenter la sinuosité de ces cours d'eau (Figure 3) et de leurs nombreux méandres à l'étape de l'interpolation sur le maillage hydrodynamique. Augmenter par un facteur quatre la densité de transects pour assurer une couverture suffisante aurait toutefois été prohibitif.

Pour corriger ce manque, 3 sections intermédiaires équidistantes en moyenne ont été intercalées virtuellement entre chacune des sections de mesure issues du terrain. La position dans le plan de ces sections a été établie d'après les cartes et photos aériennes disponibles (Google Earth) en vue de représenter le mieux possible la sinuosité des chenaux. Dans la verticale, les élévations ont été interpolées linéairement entre les sections mesurées. Chacune des sections de mesure et des sections intercalaires a été régénérée avec un nombre de points constant égal à 12 de manière à pouvoir les connecter systématiquement entre elles avec des éléments linéaires à 4 nœuds (éléments Q4) pour constituer autant de maillages de données terrain qu'on a de sections de cours d'eau à traiter. Tous ces traitements ont été réalisés dans un tableur Excel^{MD}. Dans le cas présent, 7 maillages de type Q4 (Figure 7) ont été générés et

importés dans la base de données Modeleur en tant que « terrains de topographie » selon la nomenclature retenue.

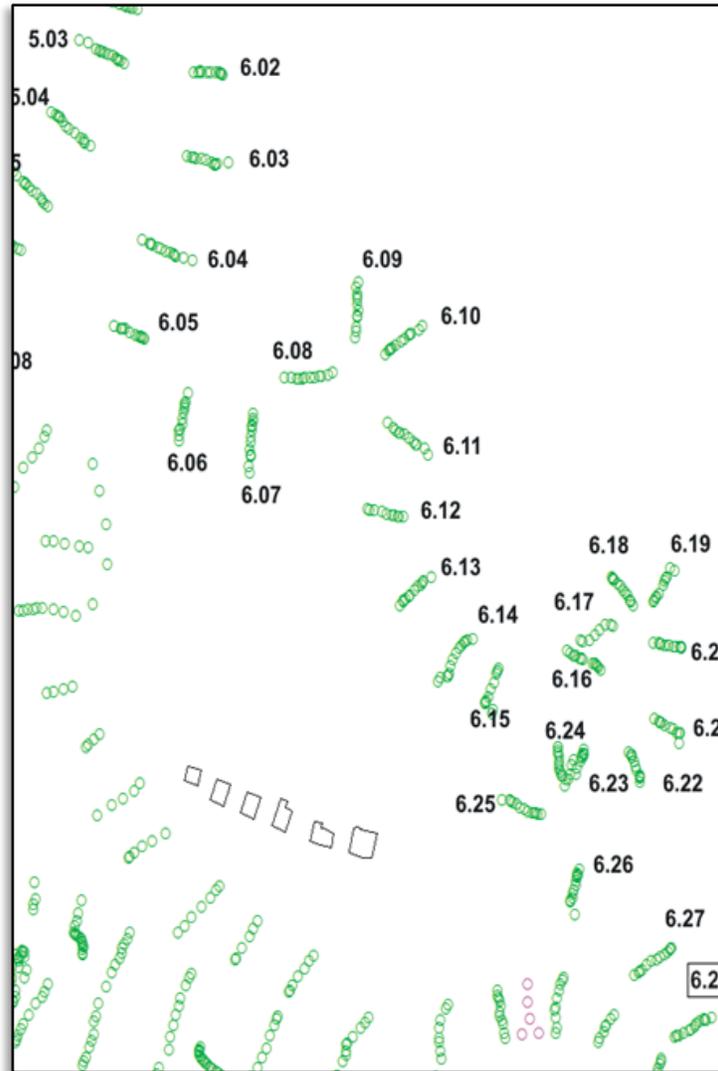


Figure 6 : Configuration spatiale des relevés topographiques des anabranches par sections transversales.

Note : La sinuosité des tracés d'anabranches ne permet pas d'interpoler linéairement la topographie entre les sections à moins de détenir suffisamment de profils transversaux sur le parcours

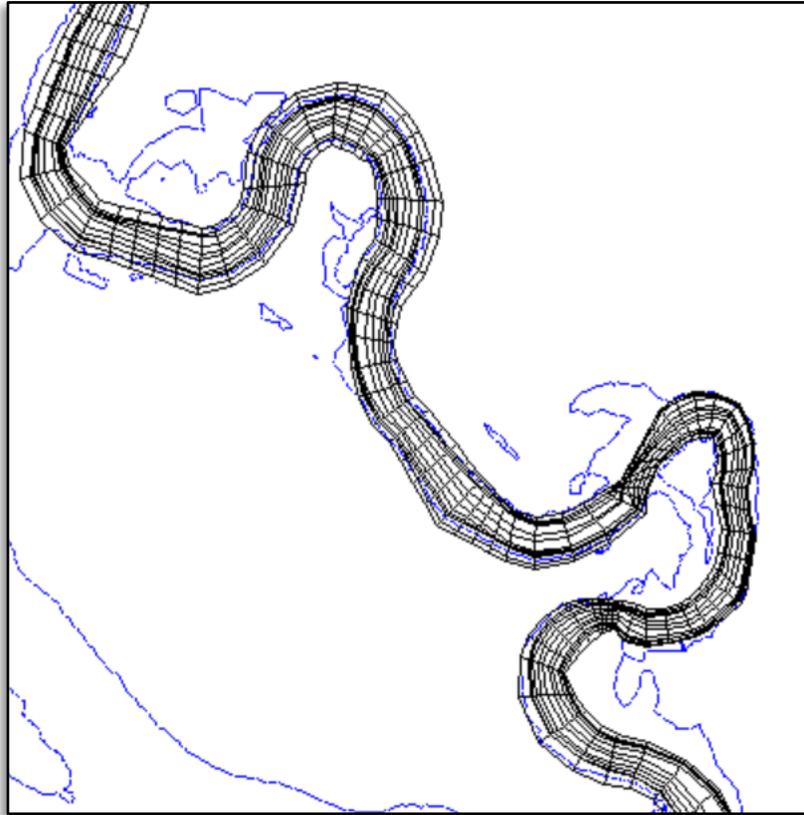


Figure 7 : Génération de transects intermédiaires et d'un maillage en Q4 pour la représentation adéquate de la topographie et de la sinuosité des anabranches

4.3.2 Correction de seuils hydrauliques

L'obtention de niveaux d'eau réalistes en modélisation hydrodynamique dépend étroitement de la fiabilité des données topographiques, en particulier, en présence de seuils qui contrôlent le régime hydraulique en amont. Les simulations préliminaires (nous y reviendrons plus loin dans le document) ont démontré que le seuil du rapide dit « du Rigolet » n'a pas pu être caractérisé adéquatement par la firme Géniearp à cause de difficultés logistiques (courants forts) à cet endroit. Les données topographiques inexistantes dans le thalweg du rapide ne permettent pas de bien représenter les écoulements à cet endroit. Des données synthétiques ont donc été intégrées au MNE à cet endroit pour corriger ce problème; l'adéquation de cette intervention a été vérifiée avec les résultats du modèle à $24 \text{ m}^3/\text{s}$.

4.3.3 Extension de la limite aval du modèle

4.3.3.1 Raison d'être : limite aval des modèles antérieurs mal située

Lors de travaux antérieurs de modélisation (Leclerc *et al*, 1998, Heniche *et al*, 1999), la frontière aval du modèle avait été placée aux limites municipales entre Québec et Boischatel. Cette délimitation, de nature administrative, n'était pas optimale compte tenu que, du point de vue hydraulique, une connexion importante avec un boisé humide inondable par la rivière se trouvait exclu du modèle. L'enjeu de l'avulsion possible de la rivière étant soulevé par ce choix de délimitation, il devenait impératif d'étendre le modèle plus loin en aval.

Par ailleurs, l'établissement des conditions aux limites en niveau d'eau aux limites aval antérieures du modèle était compliquée pour des débits dépassant des valeurs de $500 \text{ m}^3/\text{s}$ au site car nous ne disposons d'aucune observation récente pour ce niveau d'hydraulicité. Afin de corriger les deux lacunes évoquées, il a été résolu de déplacer la limite aval de l'ancien modèle vers une section située en aval du premier seuil hydraulique du rapide des Trois-Saults, ce qui représente un ajout de 700 m à la couverture antérieure. Ce faisant, on peut s'affranchir de la connaissance précise de la condition limite en niveau d'eau car l'existence d'un seuil contrôle près de la limite aval du modèle permet de piloter le modèle sans se soucier de cette donnée importante.

Autrement dit, le modèle, s'il est vraiment représentatif de l'écoulement au droit du seuil qui contrôle le niveau amont, devient alors indépendant du niveau aval imposé, à condition que ledit niveau ne vienne pas noyer le seuil. Dans le cas contraire, c'est-à-dire si le seuil ne remplissait pas la fonction attendue de contrôler le niveau amont de manière univoque, une analyse de sensibilité au niveau imposé serait requise, ce qui fut le cas en fait. Lors de l'analyse des résultats, nous verrons l'importance considérable de ce choix méthodologique.

4.3.3.2 Génération d'une topographie synthétique

Malheureusement, la topographie du tronçon additionnel de 700 m visé n'est pas encore disponible³. Les travaux de caractérisation de 2010 dans le lit mineur (Géniearp inc. pour le compte de la Ville) se sont arrêtés à la frontière des anciens modèles de sorte qu'il devenait nécessaire de recourir à une topographie synthétique (établie au jugé) qui, sans pouvoir représenter les écoulements avec précision (vitesses, notamment), pourrait au moins reproduire les valeurs connues de niveau-débit à l'ancienne frontière du modèle. Cet objectif constitue un critère de validation pour la topographie synthétique retenue.

Pour élaborer la topographie synthétique, nous disposions:

³ Des discussions sont en cours avec la Ville en vue de procéder à une caractérisation topographique du tronçon visé

1. D'un bon estimé du profil longitudinal du niveau d'eau extrait des données LiDAR pour un débit typiquement de 20-24 mcs
2. Des images orthophotographiques du tronçon visé (Google Earth)
3. De la topographie LiDAR des berges et de portions de lit mineur exondées
4. Règles euristiques relatives à l'écoulement fluvial normal et/ou au régime critique. Une des règles mathématiques de base qui régissent le comportement d'un écoulement permanent uniforme est l'équation simple de Manning qui permet d'obtenir un estimé raisonnable du rayon hydraulique de l'écoulement (Hauteur normale) à cet endroit, soit la profondeur moyenne par rapport au niveau et au débit traité (22 m³/s en l'occurrence

$$V = \frac{1}{n} H^{0,67} S^{0,5}$$

Où

- V La vitesse moyenne de la section (m/s)
 H Le rayon hydraulique (profondeur moyenne en m)
 S La pente de la surface libre []
 n Le coefficient de Manning de la section

Ainsi, sur les images aériennes, une indication relative de la profondeur peut être déduite à partir de la couleur perçue des alluvions posées au fond de l'eau. La valeur de la profondeur a été spécifiée en considérant des couleurs similaires où la profondeur était connue ailleurs dans le modèle.

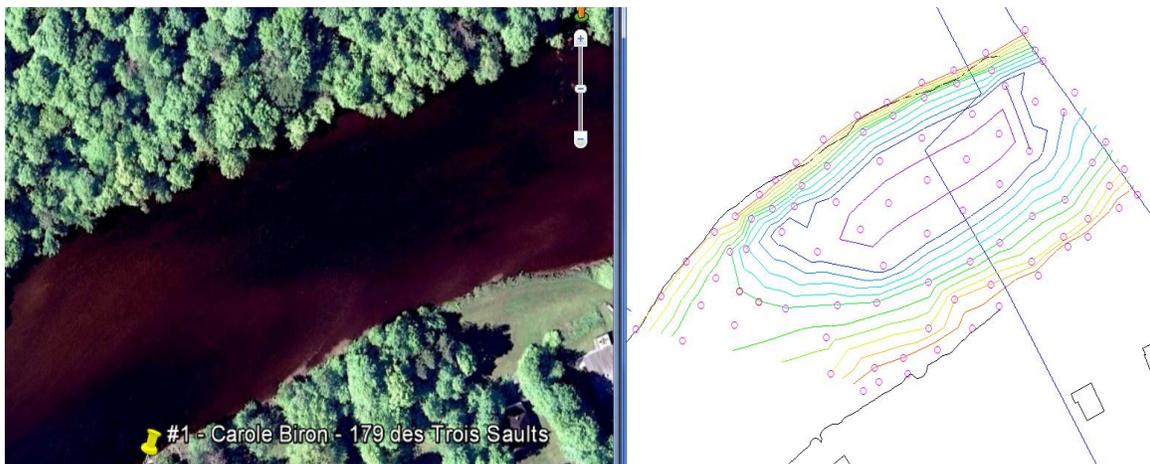


Figure 8 : Exemple de traitement synthétique de la topographie du modèle à la frontière aval avec des données issues de photos aériennes.

Note : les points rouges sont des données d'élévation interprétées d'après la couleur du substrat et les valeurs de profondeur connues immédiatement à l'amont

Idéalement toutefois, une caractérisation terrain devra être planifiée pour obtenir la vraie topographie du segment traité synthétiquement. Nous reviendrons sur cet aspect au chapitre des recommandations.

La validité de la topographie demeure toutefois sujette à vérification, indirecte et partielle dans le cas présent puisqu'elle sera basée sur la comparaison des niveaux modélisés aux mesures issues du LiDAR. Ce n'est pas cette topographie synthétique qui est ainsi validée, mais son comportement hydraulique à l'égard du niveau d'eau. L'obtention de la vraie topographie demeure donc préférable ultimement.

4.3.4 Résultats de la modélisation numérique du terrain

Le MNE résultant de tous ces jeux de données (les entités « terrains de topographie » de Modeleur) est porté sur un maillage hydrodynamique⁴ qui comprend 498613 nœuds et 248432 éléments triangulaires de type T6L (voir l'« Annexe A : Le modèle H2D2 en bref » page 79) et qui permet d'obtenir des résultats plus précis que jamais⁵, les MNE antérieurs, limités par la capacité de calcul, n'utilisant typiquement que 22000 nœuds. En pratique, les éléments ont une taille caractéristique variant entre 2 m et 6 m dépendant du niveau de résolution souhaité et de la variabilité du terrain. La Figure 9 illustre le maillage élaboré pour cette étude dans la région de l'Ouvrage A. La Figure 10 montre le résultat final obtenu qui englobe la totalité du réseau hydrographique du secteur d'intérêt.

4.3.5 Limites d'interprétation liées à l'hypothèse de « lit fixe »

Le modèle numérique de terrain établi ne change pas en lien avec les événements simulés avec H2D2 ce qui constitue l'hypothèse de lit fixe. Or, pour les crues majeures à pouvoir formateur ou géomorphique, cette hypothèse limite les possibilités d'interprétation rigoureuse.

En effet, le pouvoir géomorphique de crues très énergétiques implique que la forme du lit mineur, voire du réseau d'anabranches de la plaine alluviale, peut subir des transformations très importantes pendant une forte crue, ce qui peut remettre en question l'hypothèse de topographie fixe utilisée pour la modélisation. Il n'existe pas de seuil de débit établi pouvant servir de critère pour tenir compte de cette réserve. À titre d'hypothèse, on peut déjà considérer que les crues de période de retour 20 ans ou plus ont ce pouvoir érosif lequel croit jusqu'à devenir géomorphique avec la récurrence 100 ans ou plus. On passerait ainsi d'une érosion des berges progressive mais normale à une reconfiguration irréversible du réseau d'écoulement qui pourrait se traduire par une redistribution différente des écoulements entre les différents bras du

⁴ La version #2.2 dans la base de données Modeleur

⁵ Le présent modèle comporte ainsi 1 122 261 inconnues algébriques à résoudre

cours d'eau, et ce possiblement au détriment du cours principal. Le cas échéant, il pourrait en résulter des difficultés d'approvisionnement occasionnelles à la prise d'eau des Îlets lors d'étiages sévères étant donné que les bras secondaires de la plaine alluviale nord convergent le débit en aval de l'infrastructure.

Nous retenons ici que l'interprétation des résultats de modélisation devra se faire avec la plus grande prudence pour les valeurs élevées de débit dépassant typiquement la récurrence vicennale (20 ans).

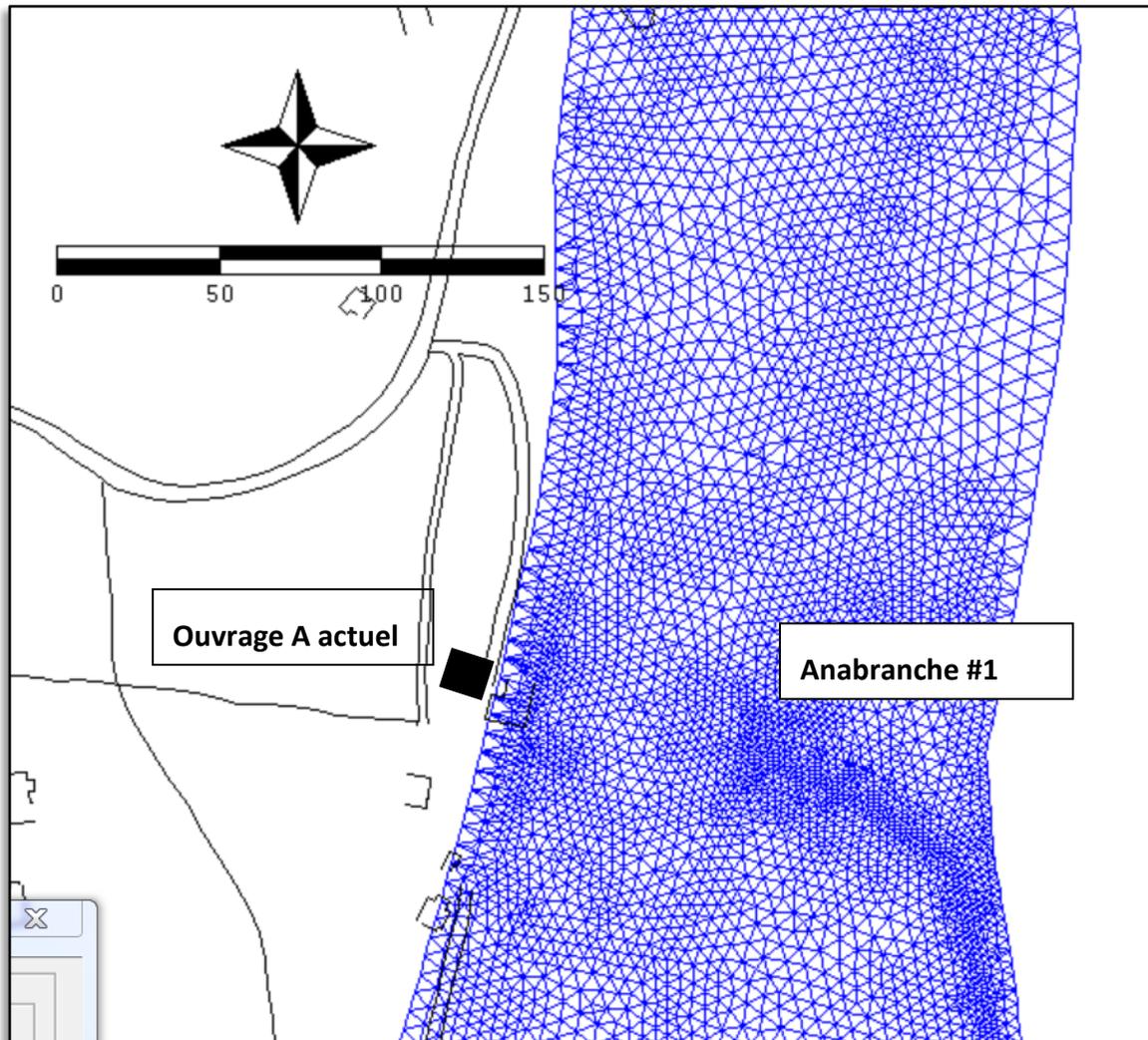


Figure 9 : Illustration du maillage hydrodynamique retenu dans la région de l'Ouvrage A.

Note : la densité du maillage varie de 2 m à 6 m selon le besoin de précision comme ici à l'Ouvrage A lui-même ou dans l'anabranch #1 à droite en bas de l'image

Il est à noter que ce modèle s'étend jusqu'à l'extrême limite latérale de la plaine alluviale inondable qui se présente comme un secteur anastomosé, c'est-à-dire, configuré en tresses, de sorte que l'écoulement de la rivière en crue peut utiliser des chenaux secondaires en guise de trop-pleins, soustrayant par le fait même une partie significative du débit au cours principal. C'est un des objectifs de la modélisation d'établir ce partage en fonction des divers événements hydrologiques possibles.

4.3.1 Données complémentaires : rugosités

Dans un processus idéal de modélisation hydrodynamique, il est souhaitable de disposer d'une caractérisation de la rugosité du lit mineur en vue de déterminer localement et *a priori* la valeur du coefficient de Manning. L'environnement MODELEUR dispose de fonctionnalités spécifiques pour cette tâche. Il faut cependant noter que cette démarche est requise lorsque la modélisation vise des applications requérant la connaissance d'un champ de vitesse précis comme c'est le cas pour les modèles d'habitats piscicoles, de calculs de transport-advection et de dimensionnement détaillé d'ouvrages. Dans le cas présent, l'emphase porte sur l'obtention du niveau d'eau et d'une répartition adéquate des débits entre les chenaux de sorte qu'une calibration par zone plutôt que locale est suffisante. Dans ce contexte, il n'est pas nécessaire de caractériser les macro-rugosités mais il faut rechercher l'obtention de profondeurs et de pentes calculées de ligne d'eau comparables à celles mesurées.

Une caractérisation sommaire des classes de substrats par ordre de dominance (en % de couverture) a été réalisée par la firme Géniearp inc. en même temps que les relevés topographiques. Ces données ont accessoirement servi à établir une gamme réaliste de coefficients de frottement à appliquer au modèle en phase de calibration. Il est à noter que le substrat dominant dans l'ensemble du secteur amont du domaine est formé de galets parsemés de blocs de tailles variables selon le dynamisme local du cours d'eau en lien avec les crues et/ou l'action glacielle (embâcles-débâcles). En aval, dans le secteur des Îlets, le substrat dominant est généralement d'une taille inférieure allant de cailloux à galets. La caractérisation des substrats n'est pas rapportée ici. En revanche, les valeurs de coefficients de frottement retenues par le modèle seront introduites au chapitre suivant.

Enfin, il est aussi nécessaire d'établir le type d'utilisation du sol dans les zones inondables en dehors du lit mineur de manière à pouvoir y spécifier des coefficients de frottement adéquats. La plupart de ces zones sont constituées de boisés feuillus marginalement habités dans les parties riveraines résidentielles. Dans le cas des anabranches, elles sont souvent encombrées de débris ligneux qui en augmentent la résistance aux écoulements. Cette question sera abordée en détails au chapitre suivant.

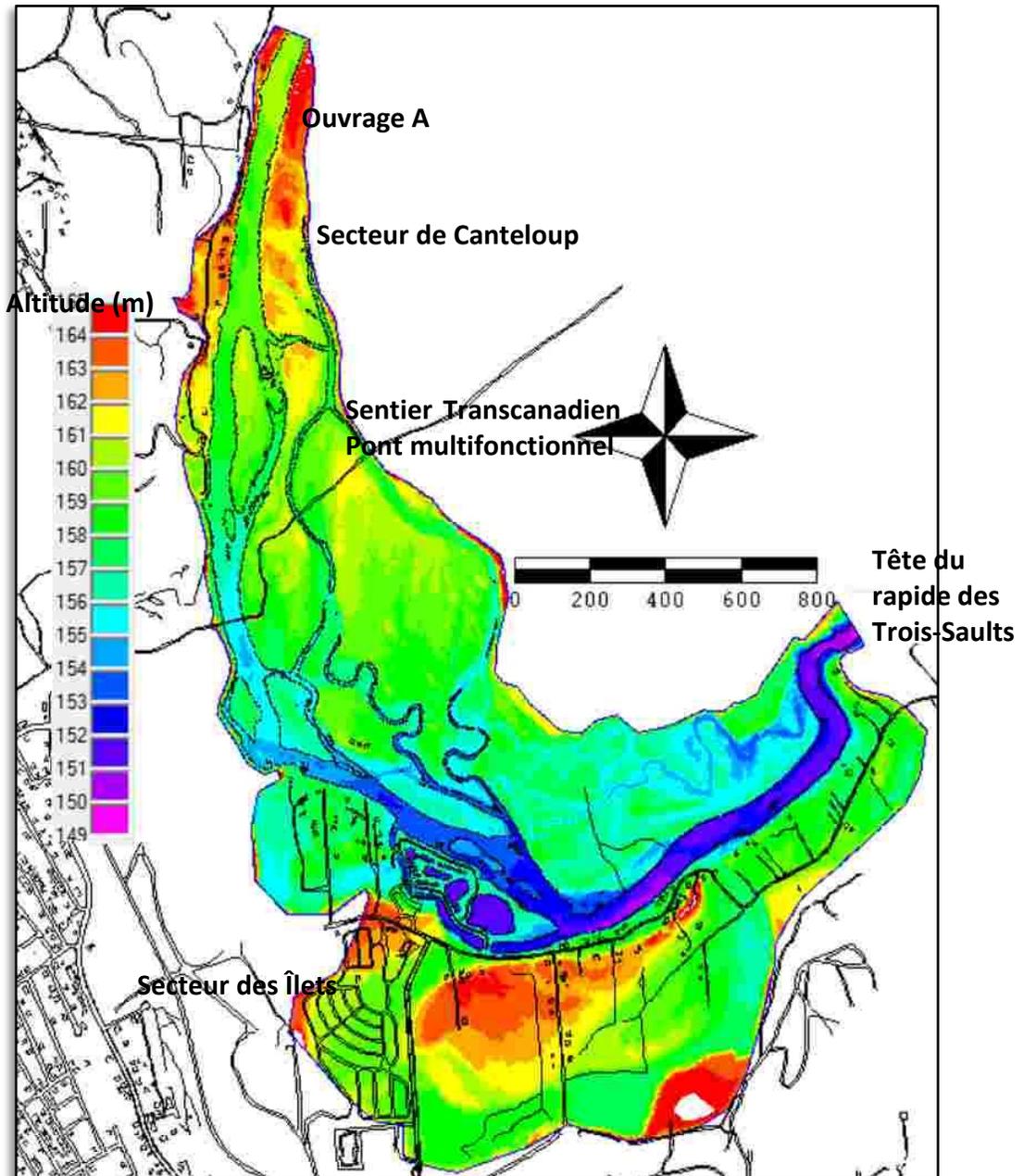


Figure 10 : Modèle numérique d'élévation (altitude p/r au niveau moyen des mers) utilisé pour la modélisation hydrodynamique –

Note : la topographie des derniers 700 m du lit mineur en aval est photointerprétée mais fait l'objet d'une validation indirecte par le niveau d'eau

5 Calibration – validation du modèle hydrodynamique

Dans ce qui suit, nous produisons les résultats de l'exercice d'implantation des modèles, incluant les jeux de données de niveau utilisés, la paramétrisation du frottement, les jeux de conditions aux limites, la stratégie de résolution et les résultats de validation obtenus

5.1 Données de niveau-débit disponibles

Les débits utilisés sont ceux mesurés à la station hydrométrique #051001 du Centre d'Expertise hydrique du Québec. La taille du bassin versant au site est approximativement 94% de celle au droit de la station (1034 km² vs 1100 km²). Les valeurs de débits horaires utilisées sont celles fournies en ligne par le CEHQ (2012). Cinq jeux de données distincts ont été utilisés pour ajuster le modèle hydrodynamique avec les niveaux d'eau observés :

1. Le 29 mai 2011 : 530 m³/s (498 m³/s au site)
2. Le 29 août 2011 : 335 m³/s (314 m³/s au site)
3. Le 31 octobre 2012 : 239 m³/s (223 m³/s au site)
4. Le 10 novembre 2011 : 25 m³/s (24 m³/s au site)
5. Relevé LiDAR

Accessoirement, les niveaux d'eau relevés lors de la campagne LIDAR ont été considérés. Le relevé a été réalisé le 12 novembre 1999 alors que le débit au site se situait autour de 22-24 m³/s. Ce dernier événement correspond à celui du 10 novembre 2011 en termes de débit. Sauf exception, les niveaux observés ne sont pas directement obtenus du signal LiDAR; en pratique, nous utilisons les cotes de niveau les plus basses (enveloppe inférieure), soit celles correspondant à la berge exondée jouxtant immédiatement la partie immergée du cours d'eau. Seule la taille des substrats émergents en chaque endroit peut modifier la valeur effective du niveau d'eau. Pour cette raison, nous utilisons une courbe enveloppe minimum qui fait abstraction des valeurs surestimées renvoyées par les gros substrats ou sous-estimées indicatrices d'une forte hétérogénéité hydraulique locale (ondes stationnaires dans les zones torrentielles) qui perturbent le signal révélateur du niveau d'eau. L'intérêt principal du signal LIDAR pour le niveau d'eau est qu'il procure une image distribuée et synoptique, c'est-à-dire qu'on dispose d'information partout sur le domaine de simulation plutôt qu'uniquement en un nombre fini limité de points.

Les relevés de niveau correspondant au réseau d'observation riverain ont été réalisés à partir de la caractérisation des délaissés de crue, parfois effectuée la journée même, voire au moment même de la pointe de crue (24 et 314 m³/s), ou encore sur la base des témoignages de plusieurs propriétaires riverains qui ont accepté de participer à l'exercice. Dans tous les cas, un repère géodésique temporaire a été implanté en chaque lieu d'observation à l'aide d'un GPS

centimétrique opéré par la firme Géniearp Inc. et/ou par le Service Géomatique de la Ville de Québec. Ces points de mesure sont la plupart du temps implantés sur un objet inamovible tel qu'un escalier, un muret, un tronc d'arbre ou directement au sol.

Tous les points de mesure ont été positionnés par rapport à une coordonnée curviligne prenant son origine à l'amont du domaine de simulation et parcourant le thalweg du cours principal jusqu'à la limite aval sur une distance de 4,14 km. Le positionnement précis des profils en long sera traité avec la présentation des résultats de validation.

5.2 Stratégie de résolution

5.2.1 Conditions initiales, méthode de résolution itérative stationnaire

La méthode de résolution algébrique est de type itératif et elle fait appel à diverses techniques adaptées à la progression de la solution vers un état convergé qui minimise les résidus de la simulation. Progressant d'abord par pas de chargement, ces méthodes sont relativement sophistiquées et leur description dépasse le cadre de ce rapport; elles sont décrites dans le manuel de l'utilisateur de H2D2. Il est à noter ici que les solutions recherchées sont de type stationnaire (régime permanent) de sorte que le résultat ne dépend pas des conditions initiales. Un jeu de conditions initiales n'est donc pas requis. Par contre, il est toujours plus rapide et efficace de converger une nouvelle solution en partant d'une solution voisine déjà convergée.

Comme pour l'hypothèse de fond fixe, la résolution stationnaire du problème (en régime dit « permanent ») comporte toutefois ses propres limitations qui incitent à la prudence lorsque des crues extrêmes sont considérées, celles-ci prenant la forme de crues subites accompagnées d'effets d'emmagasinement transitoires. Ces limitations seront discutées en temps et lieu.

5.3 Patron d'imposition des conditions aux limites

Le schéma d'imposition des conditions aux limites adopté est le débit à l'amont du modèle et le niveau d'eau à l'aval. Les frontières latérales du modèle sont caractérisées par une condition d'imperméabilité et de glissement. Par contre, l'algorithme de découverture-recouvrement a pour effet de réduire à près de zéro les vitesses dans les zones découvertes. Ce patron d'imposition est relativement classique.

Par contre, le patron retenu ici se distingue par la présence d'un seuil contrôle jouxtant immédiatement la frontière aval du modèle mais à l'amont du premier saut (des Trois-Sauts). La présence d'un tel seuil contrôle définit une section critique qui, par définition, se caractérise par une relation univoque entre le débit et le niveau sur le seuil. En un tel site (seuil), le comportement hydraulique ne dépend pas du niveau aval (exemple, un chute) à moins que

celui-ci soit si haut qu'il inonderait le seuil lui-même et y rétablirait un régime fluvial. En procédant ici, on peut s'affranchir de connaître la condition limite aval en niveau et laisser la forme du seuil déterminer le comportement du modèle en niveau dans la partie amont du modèle.

Par contre, il faut s'assurer que le bief immédiatement en aval de la frontière ne noie pas le seuil en cas de crue importante. Dans un premier temps, nous avons analysé le comportement hydraulique de ce bief (à une échelle méso) afin de déterminer la hauteur normale d'eau à la limite aval du modèle. Pour ce faire, les paramètres géométriques principaux du bief déterminant son hydraulique ont été extraits (Figure 11). Pour déterminer la hauteur normale de l'eau (H_n), nous appliquons la formule connue de Manning pour une gamme de débit couvrant les besoins de modélisation.

$$V = \frac{1}{n} H^{2/3} S^{1/2}$$

$$q = VH = \frac{Q}{l}$$

$$q = \frac{1}{n} H^{5/3} S^{1/2}$$

$$H = \left(\frac{qn}{S^{1/2}} \right)^{3/5}$$

$$S = \frac{\Delta H}{L}$$

Où,

V la vitesse moyenne de la section (m/s)

H la profondeur moyenne normale recherchée (rayon hydraulique en m)

Q le débit total à considérer (m³/s)

q le débit spécifique (m³/s par m de largeur ou m²/s)

l la largeur moyenne du bief (m)

L la longueur du bief (m)

n le coefficient de Manning

S la pente du bief (m/m)

En considérant les dimensions du bief ((Figure 11), nous retenons les valeurs caractéristiques suivantes : $l=50$ m; $S=0,25\text{m}/60\text{m}=0,0042$; $Q=24-1050$ m³/s par incréments de 50 m³/s. La profondeur moyenne obtenue est appliquée à la limite du modèle en utilisant une valeur de

radier estimée de 150,46 m. Le coefficient de Manning applicable à ce tronçon formé de roche granitique fracturée est fixé à $n=0,055$.

Le résultat est présenté à la Figure 12. Les valeurs de hauteur normale obtenues définissent toutes un régime d'écoulement fluvial (Nombre de Froude inférieur à 1,0) donc avec un niveau d'eau supérieur au seuil critique qui rendrait le seuil univoque quant à la relation niveau-débit (formule suivante).

$$H_c^3 = q^2 / g$$

Où g est la gravité (m/s^2) et H_c la profondeur critique (m)

On doit donc s'attendre à ce que les conditions limites de niveau d'eau exercent encore une certaine influence sur le bief d'amont, mais limitée en distance et se réduisant asymptotiquement. Afin de mesurer cette influence du régime fluvial à la frontière sur le bief aval du modèle, nous avons conduit une analyse de sensibilité au niveau d'eau aval pour certains événements de crue contrastés. Les résultats de cet exercice seront présentés plus loin. On peut toutefois affirmer ici que l'influence du caractère fluvial de la condition limite demeure relativement mineure, limitée en distance et ne doit être pris en compte que dans la mesure où les valeurs utilisées sont issues d'une estimation et qu'elles sont donc sujettes à un degré d'incertitude.

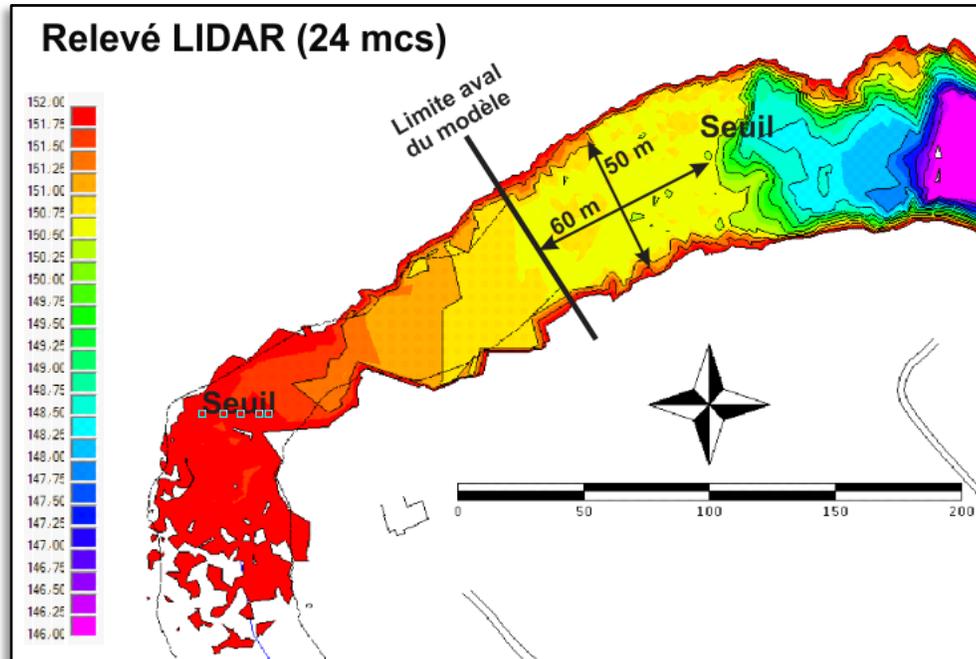


Figure 11 : Relevé LIDAR du niveau d'eau (1999) – Niveau d'eau et géométrie d'ensemble du bief en aval du modèle qui détermine la condition limite

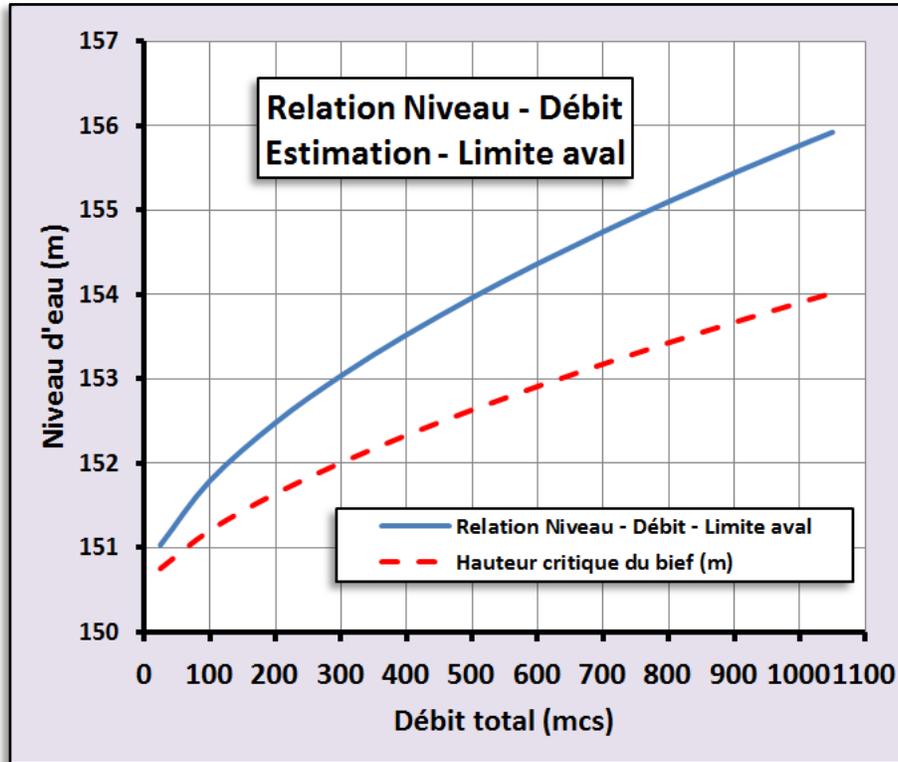


Figure 12 : Relation niveau-débit estimée à la limite du modèle – Hauteur normale –vs- Hauteur critique

5.4 Paramètres du modèle calibré-validé

Le coefficient de frottement n de Manning est le principal paramètre permettant de régler le comportement du modèle par rapport au niveau d'eau. Les valeurs typiques retenues pour le lit mineur varient en fonction de la taille caractéristique des matériaux du lit. Pour obtenir une première indication de ces valeurs, on observe donc la constitution du lit de la rivière ce qui fut fait par la firme Géniearp inc. ainsi que par l'auteur principal du présent rapport (photos non produites). La formule établie pour H2D2-Hydrosim est la suivante :

$$\frac{1}{n} = 0,17 - 34,9(\log d')^{0,31}$$

Où

n le coefficient de Manning

d' la taille caractéristique des substrats ou macrorugosités

Typiquement, le lit mineur (cours principal) se caractérise par des valeurs entre 0,025 et 0,04 (Figure 13). Les valeurs supérieures sont associées à des substrats de la taille de gros galets ou de blocs. Le réseau d'anabranches est traité avec une valeur de 0,034 tandis que la plaine alluviale boisée présente des valeurs variant entre 0,035 et 0,06 selon l'occupation partielle ou complète par la végétation arbustive ou arborescente. Le seuil des Trois-Saults s'est vu attribuer une valeur maximale limite de 0,055 afin de tenir compte de la présence dominante de roche granitique fracturée et montrant des paliers (saults) de relief très dissipatifs de l'énergie (écoulement critique-torrentiel).

La viscosité numérique est un autre paramètre à prendre en compte bien qu'il soit beaucoup moins déterminant que la rugosité du lit. Il sert surtout à peaufiner la répartition latérale des écoulements dans un bief quand une bonne représentation des vitesses de courant est requise (ex : modèles d'habitat du poisson, ouvrages hydrauliques). L'objectif de la présente étude n'est toutefois lié qu'au niveau d'eau et à la profondeur (submersion). Dans un tel cas, une viscosité turbulente de base de $0,001 \text{ m}^2/\text{s}$ a été utilisée.

Dans le même ordre d'idée, le nombre de Peclet qui sert à rigidifier le système algébrique pendant la résolution pour en faciliter la convergence a été fixé à 1,0 pour l'obtention des résultats finaux.

Une fois obtenue la configuration finale (validée) des deux premiers paramètres par l'entremise du processus de calibration-validation, ce jeu de valeurs demeure constant pour l'ensemble de l'exercice d'analyse de sensibilité au débit. Il va sans dire toutefois, comme nous l'avons noté précédemment, que la rugosité réelle du lit pourrait varier pendant une crue pour les événements majeurs de crue. Cette considération n'est pas prise en compte dans ce rapport mais il faudra s'en souvenir lors de l'interprétation.

5.5 Résultats de la calibration-validation

En pratique, le processus de calibration chevauche celui de la validation. En effet, quelle que soit l'intention, l'analyse des résultats pour la calibration continue tant que des résultats satisfaisants ne sont pas obtenus pour quelques événements contrastés. À mesure que des changements sont apportés au modèle, les simulations antérieures sont toutes reprises pour vérifier l'adéquation des changements apportés. Lorsqu'une configuration donnée semble acceptable, l'ajout de nouveaux événements constitue un simple exercice de validation si de nouveaux ajustements ne sont pas requis. Tous les événements disponibles sont donc considérés reproduits adéquatement à condition que le même jeu de paramètres soit conservé pour chacun.

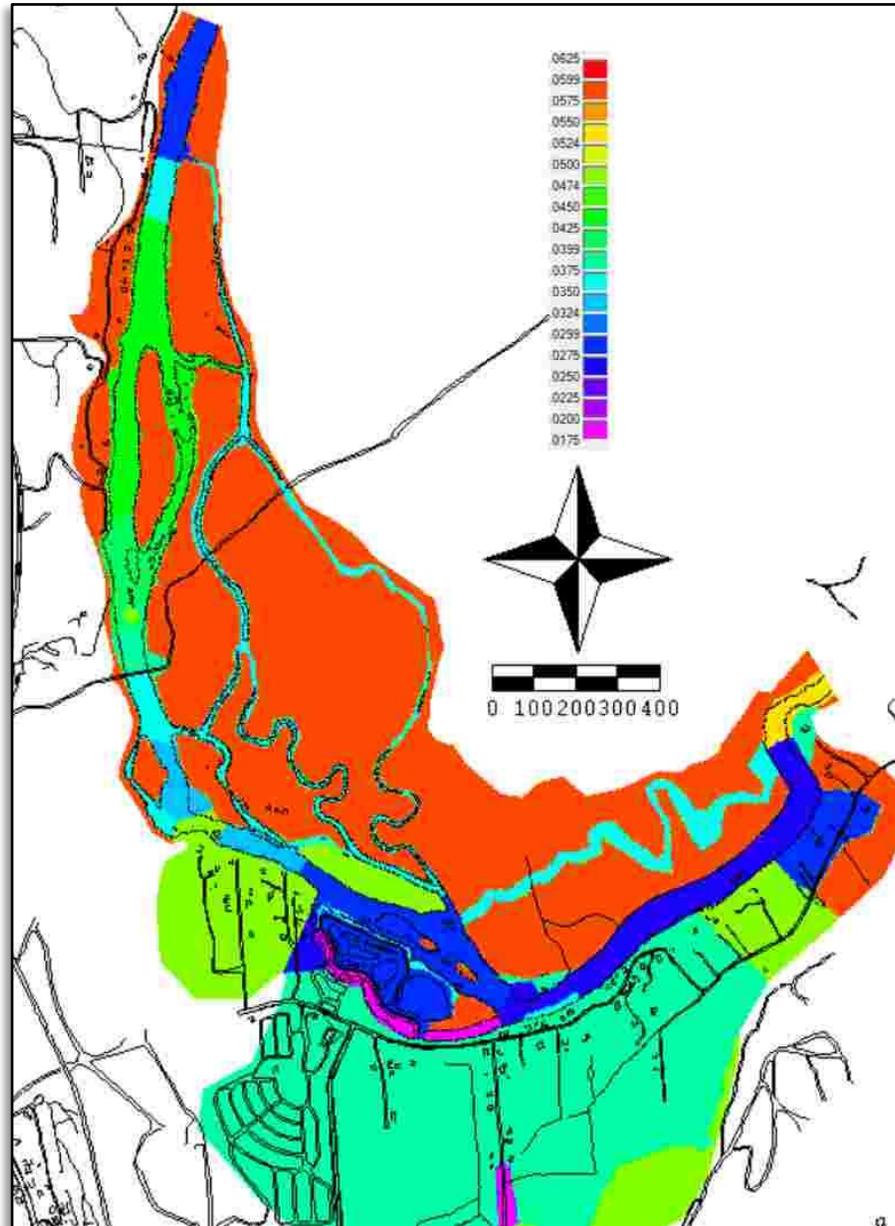


Figure 13 : Coefficient de frottement n de Manning imposé au modèle pour la calibration

5.5.2 Conditions aux limites imposées pour les cas de calibration-validation

Les valeurs retenues comme conditions aux limites sont listées Tableau 1 ci-après.

Tableau 1 : Conditions aux limites pour les simulations de calibration-validation du modèle

Date	Débit à l'amont (m ³ /s)	Niveau d'eau en aval (m)	Remarque
29 mai 2011	498	154	Témoignage des riverains
29 août 2011	314	152,0-153,1 (voir la note ci-après)	Observation directe
31 octobre 2012	223	152,6	Observation directe
10 novembre 2011	24	150,9	Relevé direct au GPS centimétrique
12 novembre 1999 & 3 juin 2000	22-24 20-24	150,9	Ce relevé issu du LiDAR permet d'étendre le jeu de données du 10 novembre 2011 entre les points de mesure

Note : le niveau aval a une influence sur la simulation dans la partie aval du domaine de simulation étant donné le caractère légèrement fluvial de l'écoulement à la frontière. Les deux simulations à 314 m³/s sont pilotées avec une hauteur normale tel qu'établie précédemment et avec une hauteur inférieure correspondant à une valeur critique dans le bief d'aval

5.5.3 Parcours retenus pour le tracé des lignes d'eau

Le tracé des lignes d'eau mesurées ou simulées s'effectue aux 20 m sur la coordonnée curviligne indiquée à la figure suivante. Les repères numérotés, typiquement distancés de 250 m, sont ajoutés afin de faciliter la consultation des graphiques des profils en long.

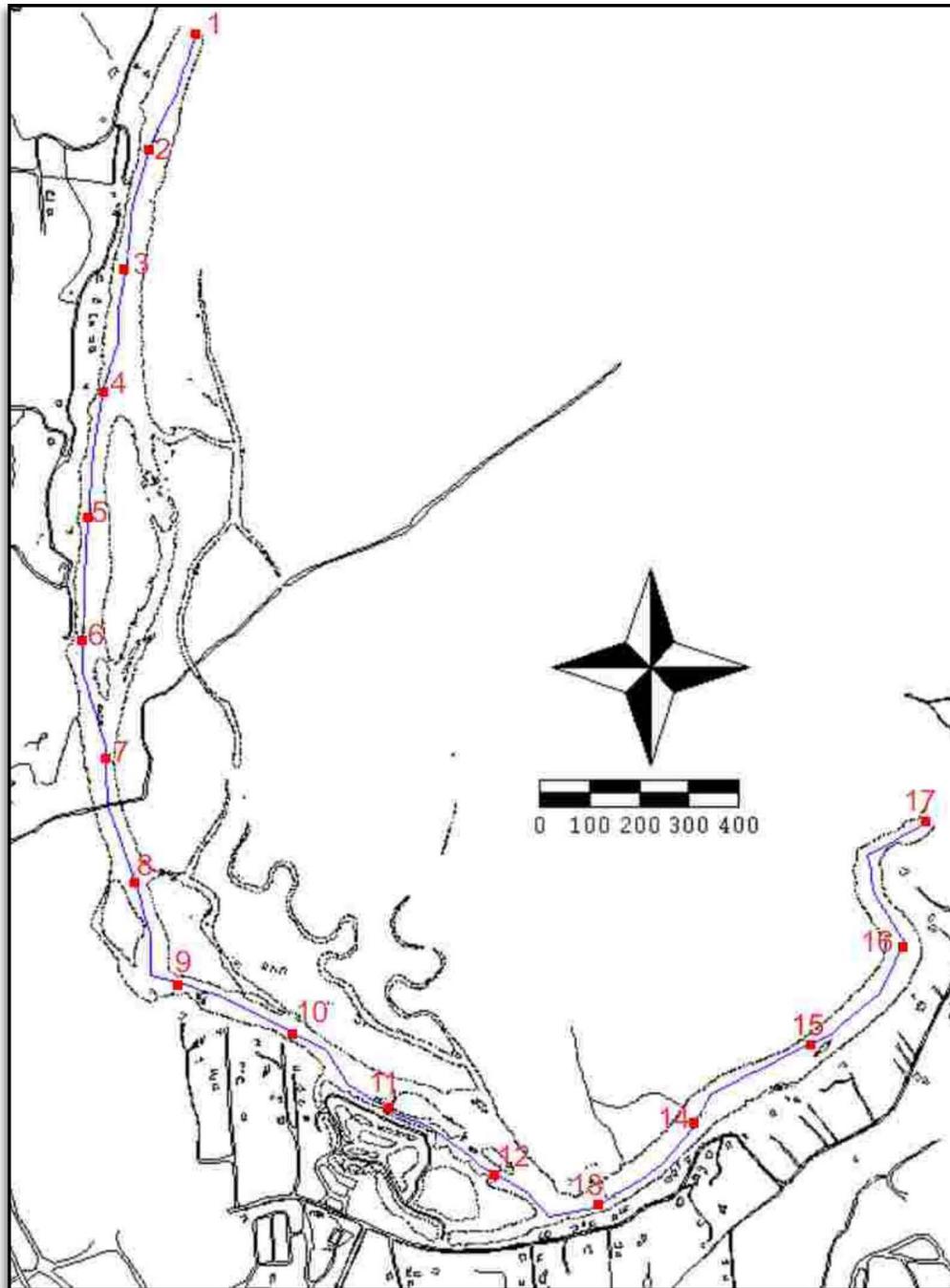


Figure 14 : Positionnement des profils en long (4,14 km)

Note : Les repères indiqués sont typiquement distancés de 250 m. Les profils sont toutefois documentés aux 20 m.

5.5.1 Profils en long validés par le niveau d'eau

Les résultats du processus de validation sont présentés à la Figure 15 et au Tableau 2.

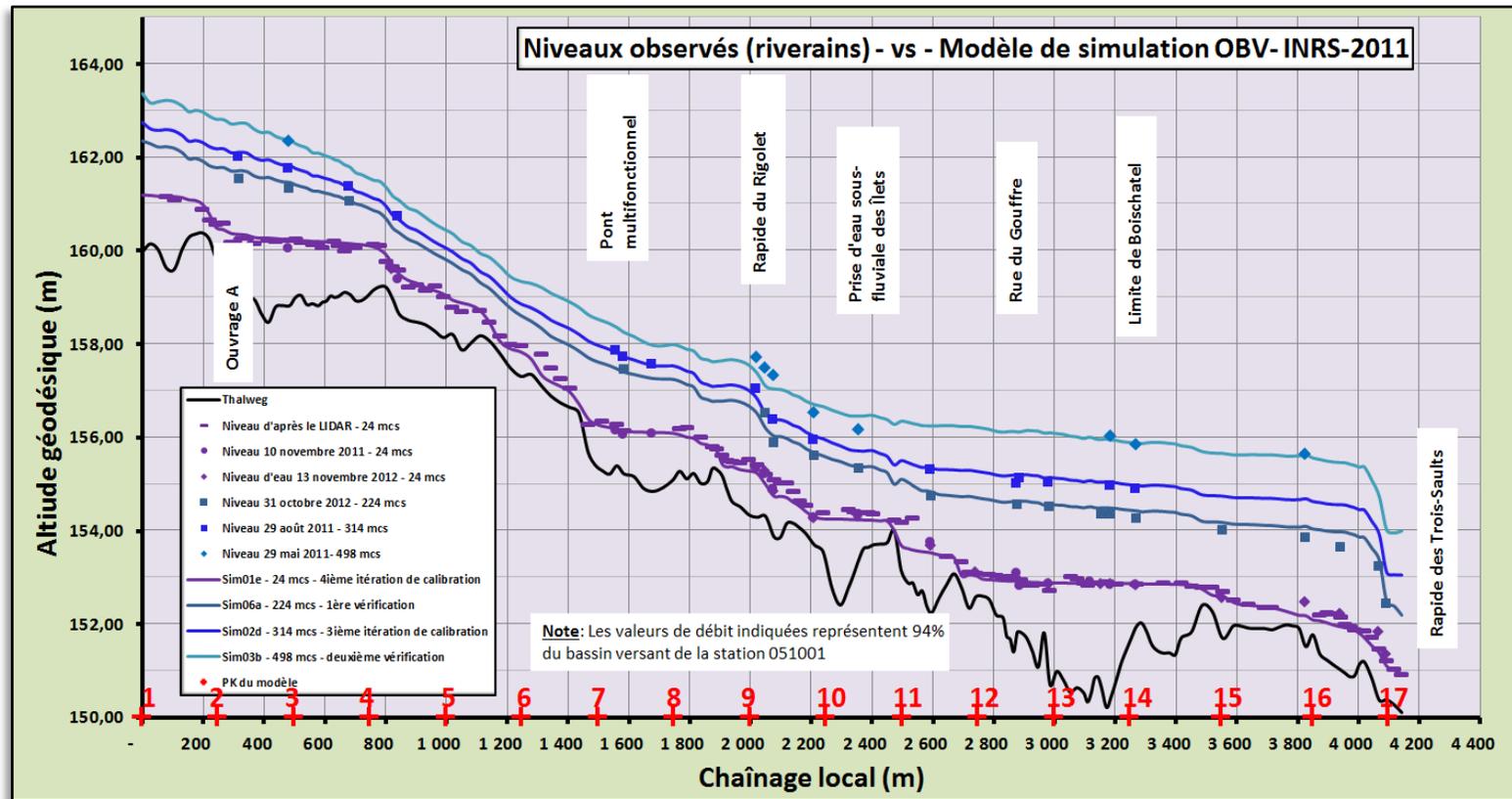


Figure 15 : Événements de calibration-validation – Profil en long des résultats –
Note : Les repères numérotés correspondent aux points sur la Figure 14

Tableau 2 : Résultats de simulation H2D2 comparés aux mesures

s (m)	Description	Débit de validation			
		498 m ³ /s	314 m ³ /s	224 m ³ /s	24 m ³ /s
318	Ouvrage A	0,00	0,12	0,17	0,14
485	Famille Simard	0,03	0,08	0,12	0,20
683	95 rue de Canteloup	0,00	-0,01	0,01	0,12
824	Première maison rue de Canteloup	0,00	0,00	0,00	0,00
845	Pied de la côte de Canteloup	0,00	-0,06	0,00	0,12
1561	Amont du pont multifonctionnel	0,00	-0,05	0,00	0,03
1584	Aval du pont multifonctionnel	0,00	0,00	-0,07	0,09
1681	Bout du sentier du pont multifonctionnel	0,00	-0,02	0,00	0,04
2022	Amont du rapide du Rigolet	-0,34	-0,19	-0,01	-0,08
2050	Milieu du rapide	-0,38	0,00	0,31	-0,21
2077	Aval du rapide du Rigolet	-0,28	0,03	0,00	-0,14
2211	Chemin des chalets (M. Guillemette)	0,18	0,09	0,05	0,01
2356	Rémi Beaudouin (Limnigraphe des Pêlets)	0,29	0,00	0,03	-0,09
2596	Pompe de surface à la rivière	0,00	0,05	0,08	-0,21
2742	Limite aval des bassins	0,00	0,00	0,00	0,00
2878	Rue du Gouffre	0,00	0,18	0,06	-0,17
2889	Francine Parent	0,00	0,07	0,00	0,10
2985	Chalet Serge Jolin	0,00	0,11	0,05	0,03
3120	Entreprise Bonne Impression inc.	0,00	0,00	0,00	-0,02
3188	Manon Morency	-0,08	0,07	0,12	0,05
3270	Carole Biron	0,05	0,08	0,16	0,04
3553	Karl Poulx	0,00	0,00	0,39	0,03
3827	Aurèle Fournier	-0,02	0,00	0,24	0,00
3941	Reynald Duberger (1)	0,00	0,00	0,74	0,00
4044	Reynald Duberger (2)	0,00	0,00	0,39	0,00
4068	Reynald Duberger (3)	0,00	0,00	0,93	0,00
	Différence moyenne (relative)	-0,062	0,034	0,21	0,003
	Différence moyenne (absolue)	0,18	0,076	0,22	0,10

Les résultats du processus de validation montrent une correspondance satisfaisante entre les mesures et les simulations. Ainsi, l'erreur moyenne absolue obtenue par la somme des différences en valeur absolue (non signée) divisée par le nombre de valeurs varie entre 0,076 et 0,22 m en incluant les points situés dans des zones rapidement variées (rapides). En valeur relative (valeur signées), l'erreur se situe entre -0,062 et 0,21 m.

En faisant abstraction des zones de rapides (Rigolet, seuils contrôle dits « zones d'écoulement rapidement variées) où l'on dispose d'une bathymétrie moins précise de nature synthétique, l'erreur relative varie entre 0,03 et 0,09 tandis que l'erreur absolue varie entre 0,071 et 0,126 mais demeure généralement inférieure à 0,10 m ce qui est excellent compte tenu de la précision intrinsèque des jeux de données topographiques et de niveau d'eau qui est du même ordre de grandeur. On peut observer sur la Figure 15 que les différences plus importantes constatées se situent aux sites des rapides mentionnés et pourraient être dus à la grande variabilité spatiale de la donnée.

Tableau 3 : Bilan des résultats de simulation H2D2 sans les zones rapidement variées

	498 m ³ /s	314 m ³ /s	224 m ³ /s	24 m ³ /s
Différence moyenne (relative)	0,094	0,051	0,069	0,030
Différence moyenne (absolue)	0,126	0,071	0,082	0,091

5.6 Conclusions en bref par rapport à la validité du modèle

1. Le modèle H2D2 est considéré valide dans l'intervalle de débit compris entre 24 m³/s et 498 m³/s avec une précision typique inférieure à 0,10 m pour les zones d'écoulement graduellement variées typiques d'un écoulement fluvial
2. Un tel modèle peut faire l'objet d'une extrapolation à des valeurs supérieures de débit en posant certaines hypothèses ou postulats :
 - a. La stabilité des matériaux du lit, hypothèse qui n'est pas nécessairement satisfaite pour des valeurs croissantes de débit au-delà du registre de validation
 - b. Nous postulons que la morphologie du cours d'eau, bien qu'évolutive, ne subit pas de changements suffisamment importants jusqu'à des valeurs de débit vicennal (1/20 ans; 731 m³/s) et en absence d'embâcle
 - c. Toute simulation réalisée pour des débits supérieurs au débit vicennal devra être interprétée avec prudence et en s'assurant, le cas échéant d'une telle crue, que la topographie n'aura pas changé pendant la crue; une mise à jour du modèle sera alors requise

-
- d. Le régime d'écoulement est traité de manière stationnaire (régime dit « permanent »; toutefois, en cas de crue subite (*flash flood*) de grande magnitude (ex : centennale ou plus), une composante transitoire pourrait avoir une influence non négligeable sur le débit effectif à considérer; cette composante relevant du processus de laminage des crues serait associée au mécanisme d'emmagasinement dans les plaines alluviales localisées à gauche (ouest-nord-ouest) du cours principal.

6 Crues de référence – Quantiles statistiques

Dans les chapitres subséquents, nous allons exploiter le modèle développé précédemment afin d'obtenir les patrons de submersion des zones inondables en fonction de crues de plus en plus fortes jusqu'à 1050 m³/s, soit tout près de la valeur historique atteinte le 3 novembre 1966 (1039 m³/s). Il est important pour mieux évaluer le risque de connaître la fréquence des crues traitées

Ainsi, les crues de probabilité vicennale et centennale sont reprises telles quelles des études antérieures de même que la loi statistique les caractérisant. Les données concernées, produites par la Chaire en hydrologie statistique de l'INRS-ETE (équipe du Professeur Taha Ouarda), ont été publiées dans Heniche *et al.* (2000) et n'ont pas fait l'objet d'une mise à jour avec les données récentes (2000-2012). Diverses approches avaient été analysées, notamment :

1. la méthode classique du maximum journalier annuel majoré par un facteur de pointe
2. La méthode du maximum annuel horaire
3. La méthode dite au dépassement (*Peak Over Threshold*).

Par contre, aucune crue d'importance n'a été enregistrée depuis la dernière analyse fréquentielle de sorte que les quantiles statistiques utilisés demeurent relativement fiables, voire, conservateurs. Une mise à jour aurait toutefois l'avantage de réduire les marges d'incertitude sur les quantiles (échantillon allongé) en plus de reconsidérer l'hypothèse de stationnarité des séries hydro-météorologiques dans un contexte de changements climatiques. Une recommandation pour leur mise à jour sera donc effectuée à la fin du rapport.

Les quantiles statistiques ne concernent pas que les débits; le niveau d'eau qui sert de condition limite à l'aval est également concerné. Les anciennes simulations utilisaient des conditions limites de niveau en aval définies aux limites de la ville de Québec avec Boischatel; nous avons discuté de cette question précédemment et il a été établi que ces valeurs imposées étaient entachées d'une grande incertitude pour de valeurs supérieures à 500 m³/s. C'est pourquoi les conclusions tirées en 1999-2000 devaient être revisitées avec les nouvelles connaissances du moment, et on l'a vu avec un modèle allongé jusqu'au seuil-contrôle du rapide des Trois-Sauts où il est possible de s'affranchir de la connaissance de la condition limite. De plus, les valeurs de niveau disponibles alors peuvent avoir changé avec les modifications topographiques du lit mineur depuis lors. L'exercice est donc repris intégralement y compris les mesures de niveau à utiliser.

Les résultats de l'analyse statistique de Ouarda (Heniche *et al.*, 2000) sont résumés à la Figure 16. Les valeurs indiquées s'appliquent à la station hydrométrique # 051001 (Marches-Naturelles) et doivent être minorées de 6% au site du modèle, sous toute réserve de l'impact possible du laminage des crues lié à la présence d'une vaste plaine alluviale ayant une capacité importante d'emmagasinement. Cette question fera d'ailleurs l'objet d'une recommandation spécifique.

En bref, les valeurs de débit de référence retenues pour les crues de période de retour 20 et 100 ans sont respectivement 687 m³/s et 860 m³/s au site.

L'analyse de sensibilité au débit de crue couvrira la gamme comprise entre 500 m³/s et 1050 m³/s (crue historique de 1966) par incréments de 50 m³/s.

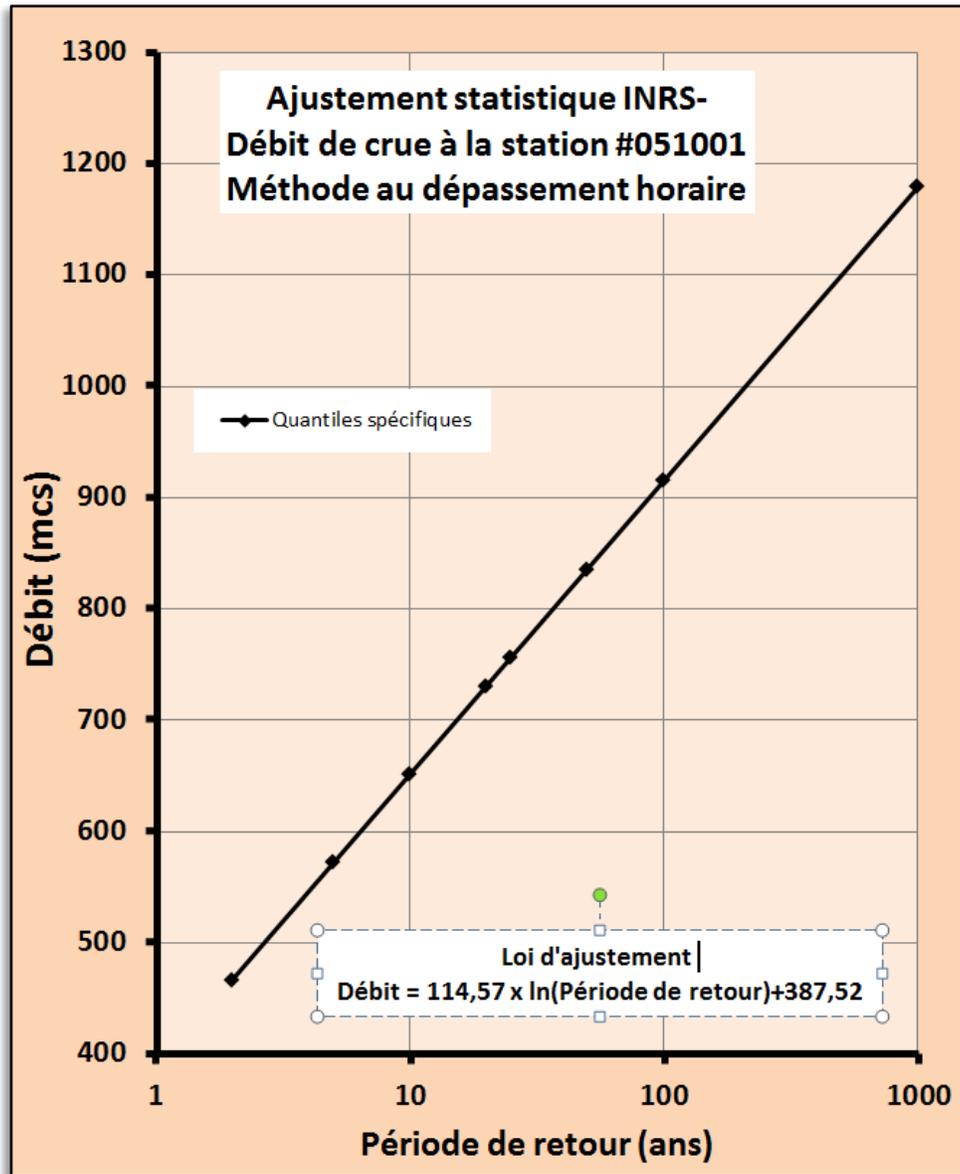


Figure 16 : Résultats de l'analyse fréquentielle de Ouarda (INRS) par une méthode « au dépassement » pour les débits à la station #051001 (Marches-Naturelles). Note : Les valeurs indiquées doivent être minorées de 6% pour tenir compte de la taille réduite du bassin versant au site du modèle

7 Analyse de sensibilité aux crues

Dans cette section, nous introduisons les résultats des simulations relatifs à la sensibilité du modèle aux débits de crue croissants. Dans un premier temps, seul les résultats reliés au niveau d'eau sont montrés sur des profils en long. L'interprétation de ces résultats en termes de submersion des zones inondables, de sensibilité des matériaux du lit à la mise en mouvement en cas de crue et ainsi de suite sera présentée au chapitre suivant. Mais il est d'abord nécessaire de vérifier si le mode de caractérisation de la condition limite aval en niveau d'eau influence les résultats de simulation significativement pour un débit donné.

7.1 Sensibilité des simulations à l'incertitude de la condition limite aval (niveau d'eau)

Nous allons introduire ici quelques résultats visant à évaluer la propagation de l'influence du régime fluvial à la limite du modèle sur la partie aval du domaine de simulation, à savoir si elle est significative ou si elle peut être négligée. Pour ce faire, deux événements observés sont retenus : 498 m³/s et 314 m³/s; nous ajoutons aussi les deux événements correspondant en gros⁶ aux crues vicennales et centennales (700 m³/s et 850 m³/s). Pour vérifier cette influence, la condition limite dite « normale » a été majorée de 0,30 m afin de tenir compte et vérifier l'impact de l'incertitude sur cette valeur.

Les résultats apparaissent à la Figure 17. On peut constater que malgré son caractère fluvial (légèrement toutefois), le régime d'écoulement en aval du modèle est suffisamment rapide pour dissiper rapidement sa dépendance à la condition limite fluviale imposée à la frontière. Aux limites municipales de Québec avec Boischatel, l'écart résiduel n'est plus que de 1 cm (314 m³/s) à 4 cm (850 m³/s).

L'hydraulique classique permet d'évaluer le régime d'écoulement en utilisant le nombre de Froude (Fr), un critère qui fait appel aux variables simulées par le modèle : V , la vitesse moyenne, et H la profondeur.

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gH}}$$

La Figure 18 illustre ce critère pour un débit de 498 m³/s imposé avec une hauteur normale à la frontière. On peut constater que le régime près de la frontière ($Fr=0,7$ à $1,7$) s'approche grandement de la condition critique ($Fr=1,0$) dans le thalweg et l'atteint effectivement en périphérie. Ce genre de régime explique pourquoi l'influence de la condition limite ne se propage que faiblement vers l'amont.

⁶ Les valeurs précises des cotes de crue avec des débits de 687 et 860 m³/s sont produites plus loin au Tableau 4, page 62.

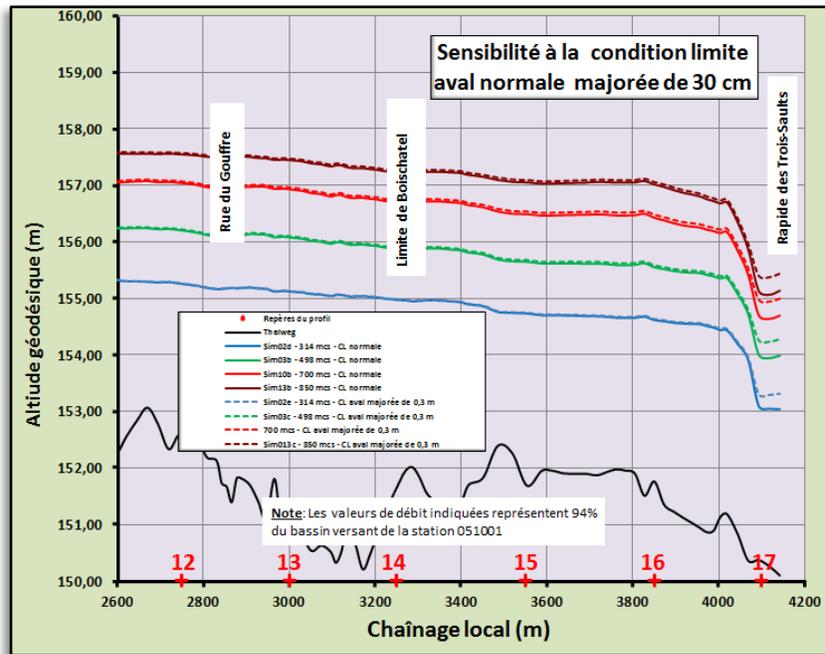


Figure 17 : Sensibilité du niveau d'eau à une condition limite normale majorée de 0,3 m

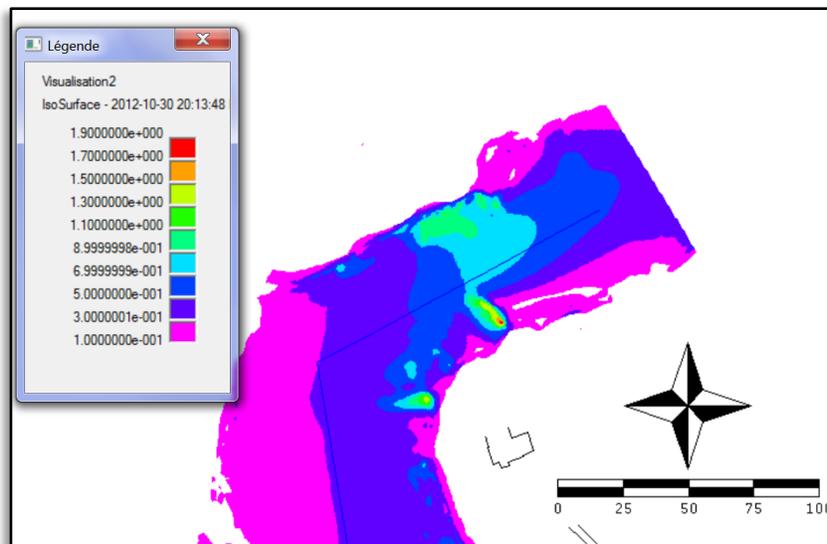


Figure 18 : Valeur du nombre de Froude pour un débit simulé de 498 m³/s. Note : Une valeur de 1,0 indique un écoulement critique et dissocie hydrauliquement les régimes des biefs d'amont et d'aval. Le seuil en aval du modèle approche la valeur critique au centre du thalweg tandis qu'il la dépasse en périphérie

7.2 Sensibilité du niveau d'eau aux crues

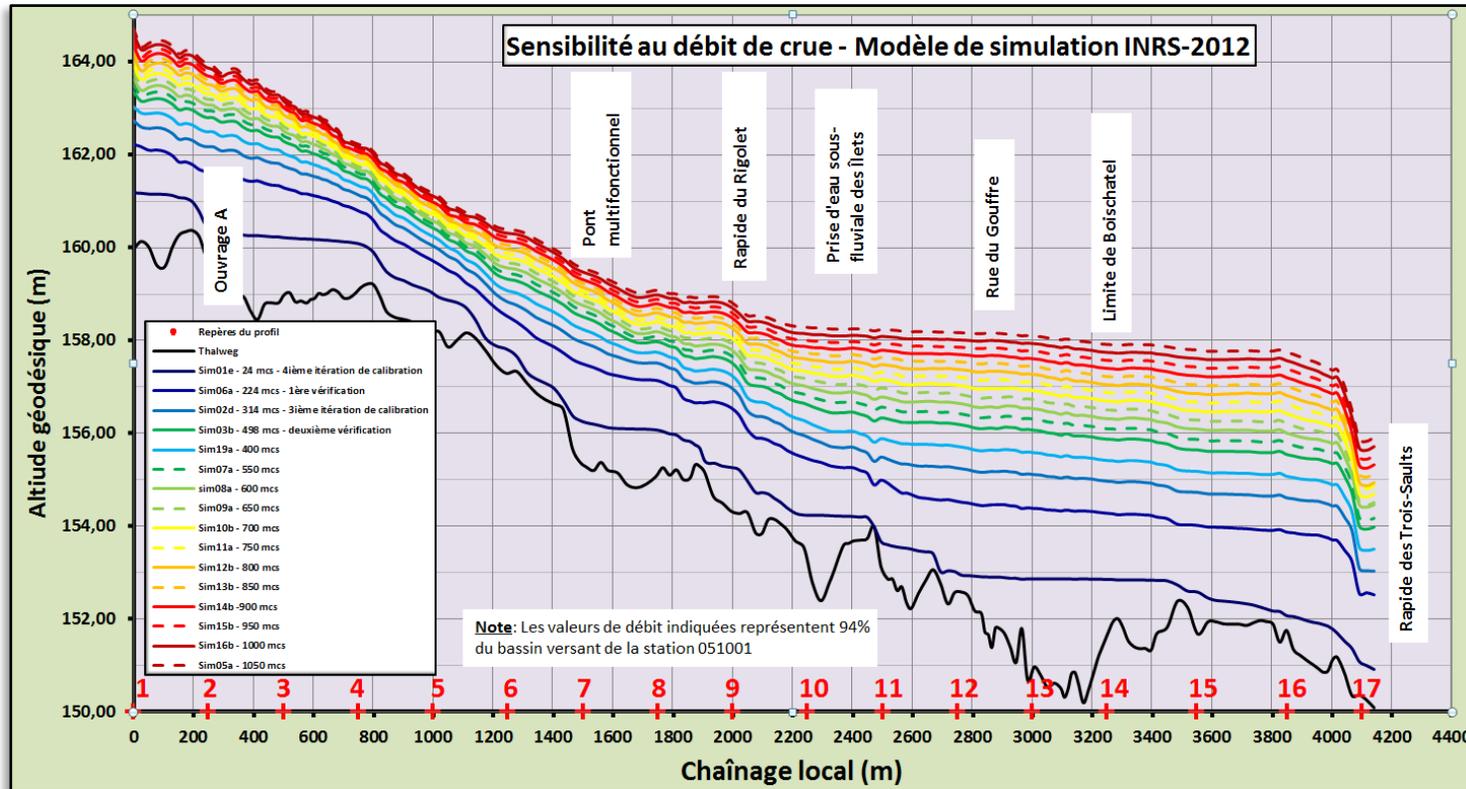


Figure 19 : Lignes d'eau simulées pour des débits variant des conditions estivales normales à des débits de crue exceptionnels
 Note : il est à noter que les lignes d'eau au-delà de 500 m³/s sont extrapolées par rapport au registre de validation et elles sont sujettes à des hypothèses non vérifiées (fond fixe, stationnarité de la crue). En aval de la limite municipale de Québec avec Boischatel, faute d'une caractérisation directe, les lignes d'eau obtenues sont tributaires de la représentativité des conditions topographiques synthétiques utilisées pour définir le lit mineur.

8 Fiches d'interprétation

Ce chapitre est consacré à répondre à des questions particulières auxquelles le modèle peut apporter des réponses :

1. Le modèle 2012, version allongée du modèle précédent, permet-il de reproduire les conditions hydrauliques connues aux limites de Québec avec Boischatel (validation)? (Fiche #1)
2. Quels sont les patrons de submersion liés aux crues à l'eau libre obtenus avec le modèle 2012, notamment, ceux reliés aux crues de période de retour 20 et 100 ans? (Fiche #2, Annexe B)
3. Quel est le rôle précis des bras secondaires de la plaine alluviale du tronçon (anabranches) sur la répartition relative des écoulements dans le réseau hydrographique local? (Fiche #3)
4. Les hypothèses de base liées à la modélisation, notamment celles du fond fixe et d'écoulement stationnaire, sont-elles toujours respectées, et sinon, quelle interprétation peut encore être faite des résultats pour les crues exceptionnelles? (Fiche #4)

Chacune de ces questions fera l'objet d'une section particulière ci-après, sous la forme de fiches d'interprétation.

Il est aussi à noter que le modèle 2012 a aussi servi en cours d'étude à fournir des indications concernant la reconstruction de la prise d'eau de Charlesbourg (Ouvrage A). Les réponses préliminaires fournies ont fait l'objet de rapports intérimaires (avis d'expert) à la Ville (Leclerc, 2011) regroupés sous le # de rapport INRS-1417. Le lecteur autorisé à consulter ces avis est invité à en faire la demande au service de documentation de l'INRS. Ces rapports intérimaires regroupés ne sont donc pas inclus ici. Ils contiennent les analyses et les recommandations relatives aux questions suivantes :

1. Quelle est le positionnement le plus approprié dans le plan et dans la verticale pour l'implantation de la future prise d'eau sous-fluviale dans le bief immédiat de l'Ouvrage A (Avis d'expert concernant le positionnement de la prise d'eau sous-fluviale projetée à l'Ouvrage A – Prise d'eau de l'Arrondissement Charlesbourg)?
2. Quelle est la taille minimale des matériaux à mettre en place au niveau de la couche armure jouxtant la future prise d'eau sous-fluviale ? (Avis technique relatif aux risques d'inondations et géomorphiques dans le secteur de l'ouvrage A - Prise d'eau de l'Arrondissement Charlesbourg)
3. Les infrastructures temporaires (batardeau implanté dans le lit mineur) prévues pour une période de construction où la rivière est à l'eau libre peuvent-elles occasionner des impacts indésirables ou irréversibles sur la stabilité des matériaux du lit ainsi que sur l'équilibre morfo-sédimentaire à l'échelle de la plaine alluviale? Et, le cas échéant, peut-on concevoir des mesures d'atténuation appropriées? (Avis d'expert : Impact

hydraulique de scénarios de mise en place de batardeaux pour la reconstruction de la prise d'eau de Charlesbourg).

Par ailleurs, signalons brièvement l'avis géomorphologique formulé par l'Organisme de Bassins versants Charlevoix-Montmorency (Fortin, 2012, OBV-CM) à l'égard de l'évolution à long terme de ce secteur dit « anastomosé », c'est-à-dire, organisé en forme de tresses. Cette contribution a été réalisée sur demande des auteurs du présent rapport et elle en constitue un complément indispensable. Le résumé de cette étude est inclus en annexe (Annexe C : Caractérisation de la dynamique morphologique des chenaux anastomosés du secteur des Îlets, rivière montmorency, Québec)

8.1 Fiche #1 : Validation des conditions hydrauliques simulées aux limites de Québec avec Boischatel.

8.1.1 Les résultats présents (modèle long) sont-ils différents des résultats obtenus antérieurement et si oui, sont-ils valides?

L'extension du modèle vers le contrôle hydraulique à la tête du rapide des Trois-Saults a, nous l'avons vu, permis de nous affranchir en grande partie de la connaissance de la condition limite en niveau d'eau à la frontière aval du modèle. Les études antérieures (Leclerc *et al.*, 1998; Heniche *et al.*, 1999) plaçaient la frontière aval du modèle à 700 m plus en amont, soit à la limite administrative de Québec avec Boischatel, ce qui nous obligeait, on l'a vu, à une extrapolation hasardeuse de la relation niveau-débit très au-delà des valeurs connues de débit de crue.

Une première série de simulations a d'ailleurs été conduite avec un premier modèle dont la limite aval était placée au même endroit que les modèles antérieurs. Pour fins de comparaison, les résultats ainsi obtenus sont portés en graphique avec ceux issus du modèle allongé retenu finalement (Figure 20). On peut constater une bonne correspondance des simulations avec les mesures du moins jusqu'à 498 m³/s, le débit le plus élevé ayant pu faire l'objet de mesures pour la période récente. Les niveaux pour des valeurs plus élevées de débit proviennent d'événements datant typiquement de 15-20 ans, et qui ont été caractérisés indirectement (sur photos aériennes) de sorte qu'on doit s'attendre à des marges d'incertitude élevées reliées aux transformations morphologiques du cours d'eau dûs aux embâcles et aux crues s'étant produits pendant la période.

Nous en concluons que la démarche adoptée consistant à prolonger le modèle jusqu'à un seuil de contrôle, même en utilisant des données synthétiques pour la cote du lit mineur, permet de rectifier la méconnaissance des conditions hydrauliques en crue à la hauteur de la limite de Boischatel.

8.1.2 La version 2012 du modèle a-t-elle une influence significative sur l'évaluation des risques d'inondation du secteur amont, notamment à l'égard des résidences et infrastructures?

Les différences obtenues avec les deux approches sont représentées à la Figure 21, On peut déjà remarquer que, la plupart des états issus de l'extrapolation à haut débit (plus de 500 m³/s) de la relation niveau-débit à la frontière du modèle court conduisent à des niveaux d'eau exagérément élevés, typiquement 1 m, voire plus, pour des valeurs extrêmes de débit (centennal ou plus). Cette différence diminue graduellement jusqu'à des valeurs de crue plus fréquentes, soit 500 m³/s ou moins. À des valeurs égales ou inférieures à 500 m³/s, les deux modèles sont consistants avec les mesures effectuées, non seulement à la frontière, mais aussi sur l'ensemble du domaine de simulation (Figure 15, page 39).

Il est évident qu'une telle différence issue de l'incertitude antérieure sur l'hydraulicité du bief a des impacts certains sur l'estimation du risque encouru par les résidences et infrastructures du secteur. Par contre, la différence obtenue s'atténue graduellement vers l'amont (asymptotiquement) jusqu'à une adéquation des deux résultats à partir d'une section située un peu à l'amont du pont multi-fonctionnel (section 6 sur la Figure 21). Par conséquent, on ne constate aucun impact de cette différence à l'Ouvrage A. Les interprétations préliminaires réalisées avec le modèle court peuvent donc être retenues pour ce endroit.

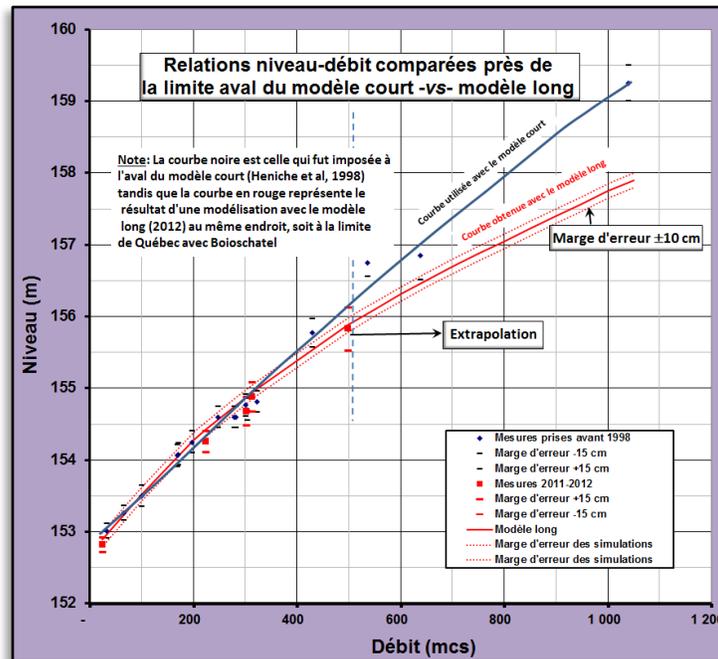


Figure 20 : Relations niveau-débit comparées entre le modèle court (extrapolée et imposée) et le modèle long (simulé).

Note : la relation antérieure (1999) utilisée préliminairement pour le modèle court a été abandonnée et pour cause

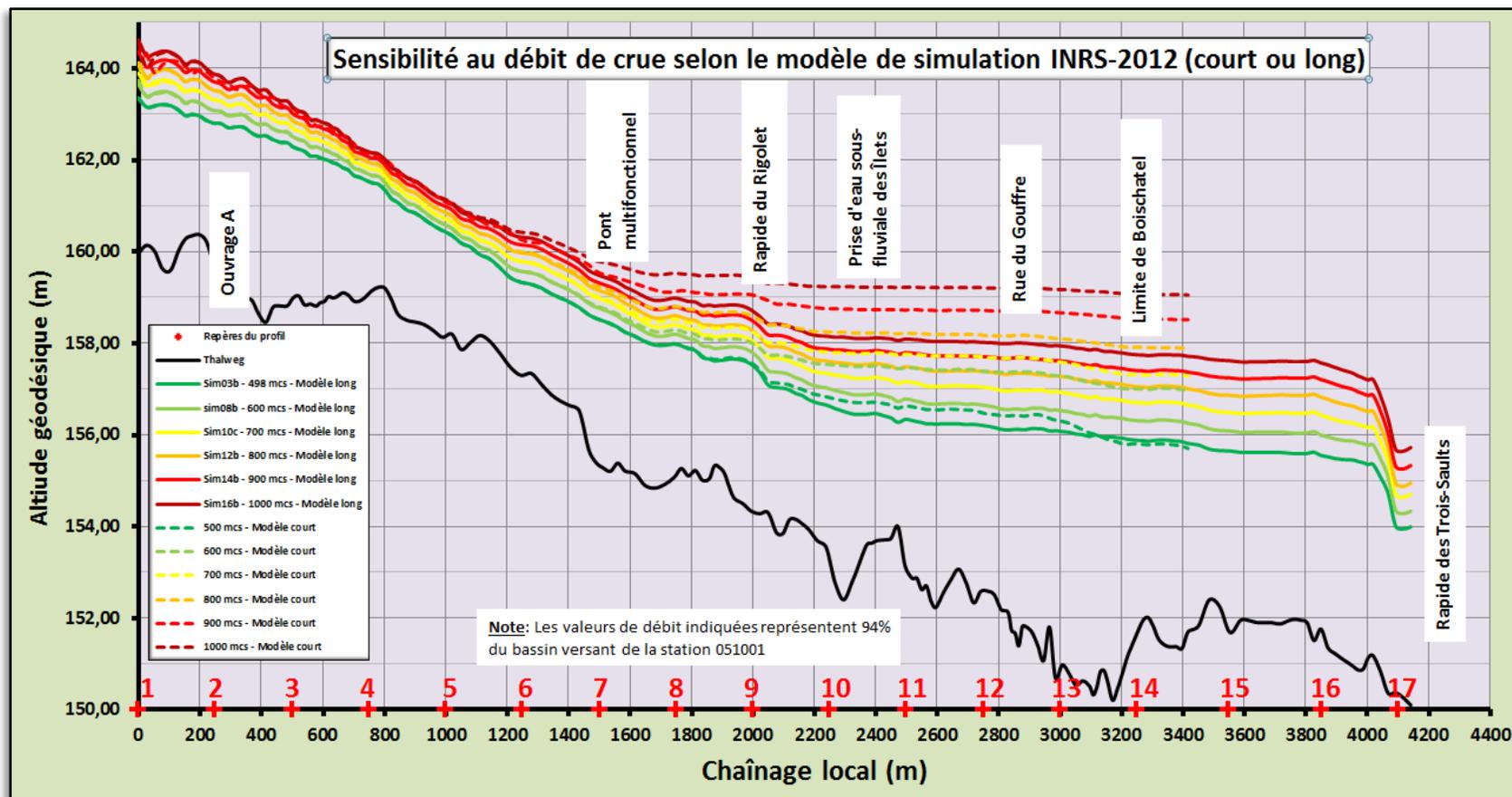


Figure 21 : Comparaison des résultats obtenus avec un modèle version « court » -vs- le modèle allongé retenu

8.2 Fiche #2 : Quels sont les patrons de submersion et les risques liés aux crues à l'eau libre, notamment, celles de période de retour 20 et 100 ans, et les crues historiques?

La submersion est la première variable explicative des dommages directs aux bâtiments et infrastructures. Il est donc intéressant de disposer de cette information pour planifier des mesures d'urgence adaptées à une hydraulité croissante. Cette information est d'autant plus intéressante que les autorités municipales disposent d'un modèle hydrologique prédictif (CEHQ, 2012) ainsi que d'un relevé hydrométrique en temps réel (station #051001) pour les crues à l'eau libre. Il est donc possible d'anticiper *a priori* les conséquences reliées aux aléas de crue à partir d'une pré-analyse basée sur les valeurs de submersion.

Dans un premier temps il est possible de représenter la variable submersion sous la forme de cartes liées au débit. Avec un tel document, il est déjà possible de déterminer certaines conséquences liées aux besoins d'évacuation, l'objectif étant d'abord de protéger les personnes.

Dans un second temps, il est aussi possible de conduire des études de risques (*risk analysis*) dans un contexte d'analyse économique coûts/avantages (ACA) de mesures de remédiation.

Dans le contexte de la prévention liée à l'utilisation du territoire, la submersion liée aux événements de crue vicennal (zone de « grands courants ») et centennal (« faibles courants ») est considérée comme une contrainte au développement. Les cotes de crue servent donc à réglementer la construction.

Ci-après, nous cartographions la submersion relative aux crues à l'eau libre et précisons les cotes de crue à l'eau libre applicable dans le secteur à l'étude.

8.2.1 Cartes de submersion en fonction du débit

Dans un premier temps, nous avons produit un graphique montrant les lignes d'eau obtenues pour toute la gamme des débits de crue simulés (Figure 19). Étant donné l'intérêt immédiat de cartes de submersion détaillées pour l'établissement de plans de mesures d'urgence, ces résultats font l'objet d'une annexe cartographique distincte pour des valeurs de débit produisant effectivement de la submersion en zone inondable (Annexe B : Cartographie de la submersion par les crues à l'eau libre).

8.2.2 Cotes de crue vicennale et centennale

Les cotes de crue correspondant aux valeurs vicennale (20 ans) et centennale sont produites au tableau suivant. La position des points de contrôle est indiquée par la coordonnée curviligne du profil en long ainsi que par la Figure 14.

Tableau 4 : Cotes de crue vicennale et centennale en divers points de contrôle du secteur à l'étude

# point	Coordonnée curvilignes (m)	1/20 ans 687 m ³ /s	1/100 ans 860 m ³ /s
1	0	163,86	164,26
2	250	163,31	163,67
3	500	162,66	162,94
4	750	161,78	162,00
5	1000	160,70	160,94
6	1250	159,76	160,08
7	1500	158,97	159,27
8	1750	158,38	158,72
9	2000	157,99	158,38
10	2250	157,28	157,75
11	2500	157,12	157,67
12	2750	156,99	157,57
13	3000	156,88	157,48
14	3250	156,65	157,26
15	3550	156,44	157,09
16	3850	156,37	157,05
17	4150	154,65	155,17

Note : les valeurs au-delà du point 14 sont fournies à titre indicatif le modèle n'étant pas complètement validé dans ce secteur

8.2.3 Cartographie des zones inondables à l'eau libre

Des cartes de zones inondables sont montrées aux Figure 22, 23 et 24 sans plus de commentaires, sauf pour souligner que les aléas d'embâcle ne sont pas pris en compte ici.

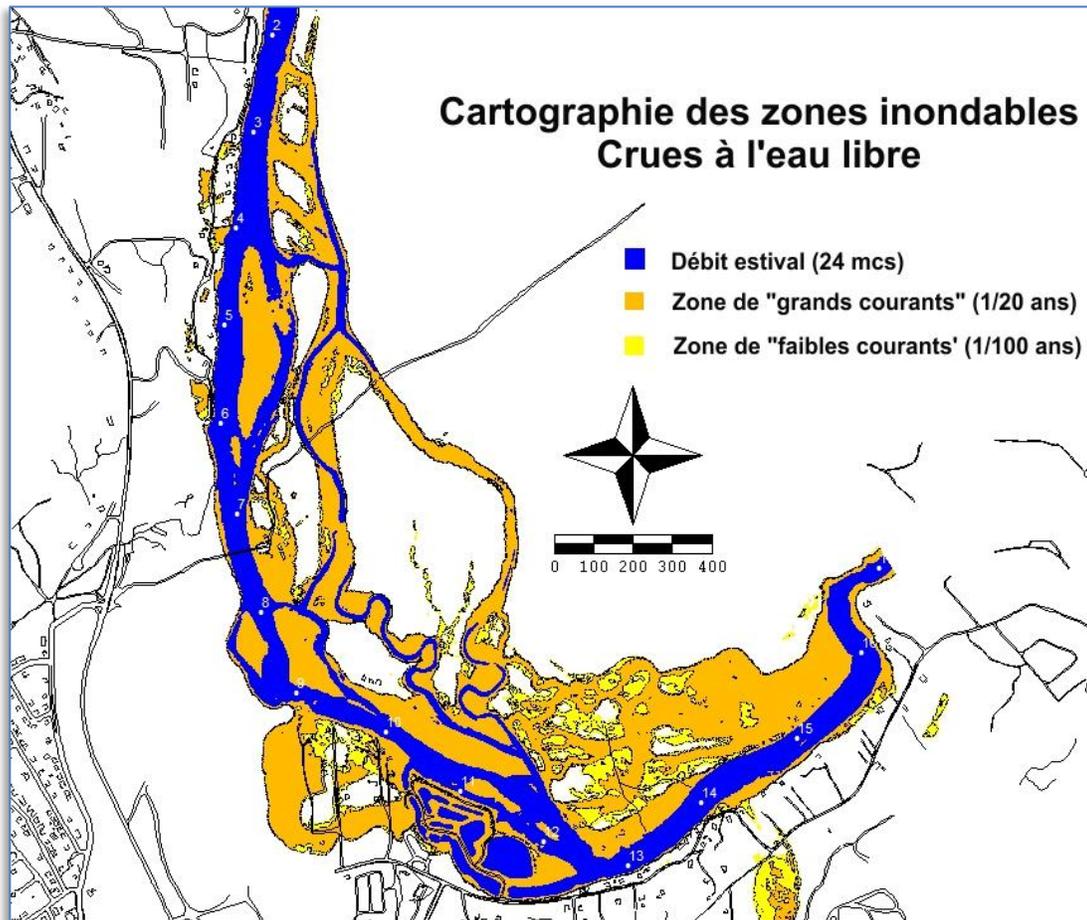


Figure 22 : Vue d'ensemble des zones inondables pour les crues à l'eau libre - Récurrences 1/20 ans et 1/100 ans

Note : la présente carte ne représente en rien le risque associé aux aléas d'embâcle de glace présents dans le secteur; les 700 derniers mètres en aval du modèle requièrent une validation additionnelle des résultats au-delà de 500 m³/s et ne peuvent être interprétés en gestion du risque sans précaution

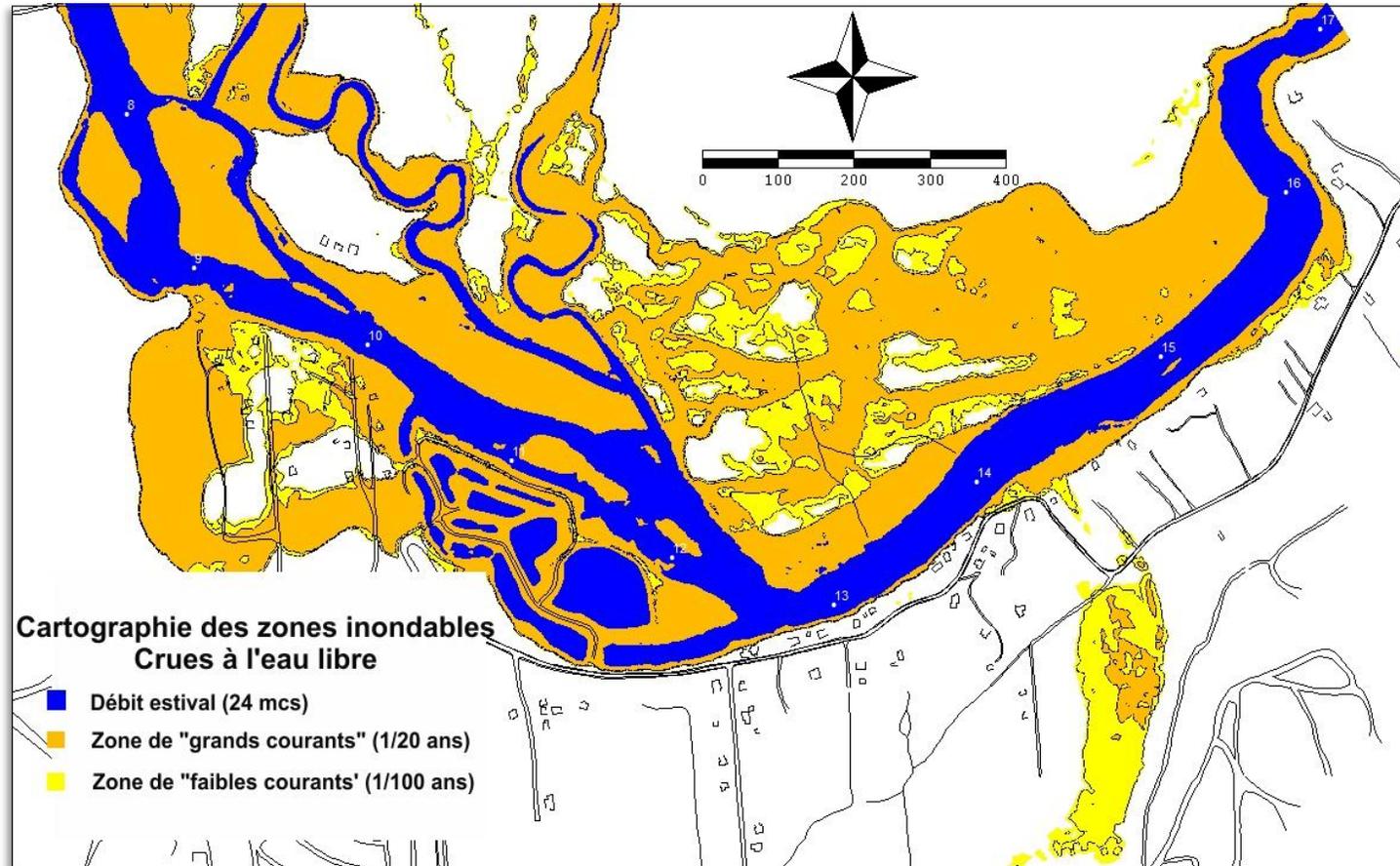


Figure 23 : Zones inondables pour les crues à l'eau libre – Zoom secteur des Îlets – Trois-Sauts - Récurrences 1/20 ans et 1/100 ans
 Note : la présente carte ne représente en rien le risque associé aux aléas d'embâcle de glace présents dans le secteur ; les 700 derniers mètres en aval du modèle requièrent une validation additionnelle des résultats au-delà de 500 m³/s et ne peuvent être interprétés en gestion du risque sans précaution

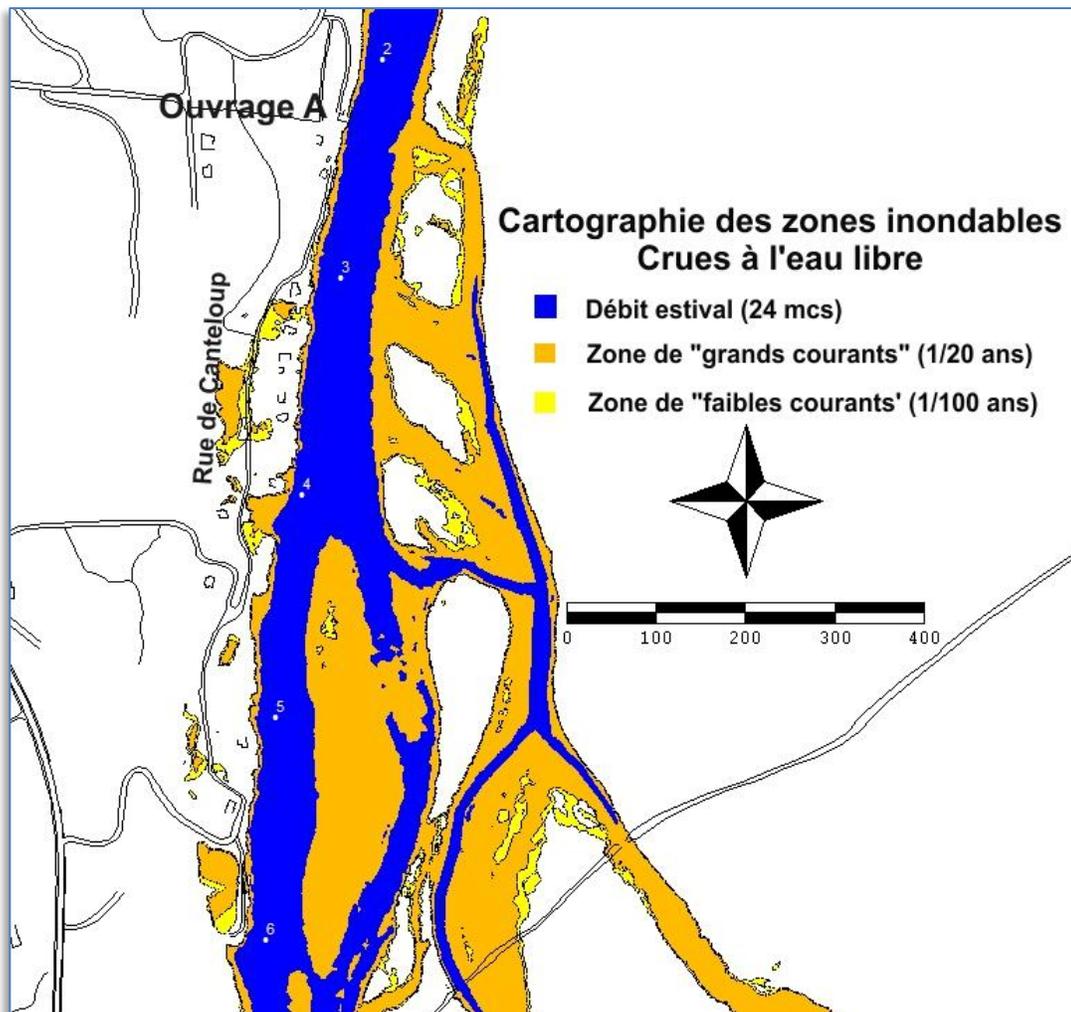


Figure 24 : Zones inondables pour les crues à l'eau libre – Zoom secteur de la rue de Canteloup - Récurrences 1/20 ans et 1/100 ans.

Note : la présente carte ne représente en rien le risque associé aux aléas d'embâcle de glace présents dans le secteur

8.2.4 Points sensibles pour planifier les mesures d'urgence

Dans le but d'appuyer les efforts de la Ville pour mieux planifier les mesures d'urgences (Plan particulier d'intervention ou PPI), nous avons jugé utile de produire quelques données importantes relatives au débit plein-bord en certains endroits du réseau routier sensibles à la submersion et pouvant compliquer les efforts d'évacuation quand le besoin se fait sentir. Les images de submersion correspondantes sont produites avec le niveau de détail requis pour l'interprétation.

8.2.4.1 Rue de Canteloup

Hypothèse : En partant de l'amont, le premier secteur susceptible d'être rapidement isolé en cas de crue importante est la rue de Canteloup. Cette situation se produit occasionnellement en cas d'embâcle. La question ici est : est-ce que les crues à l'eau libre pourraient induire les mêmes problèmes et nécessiter des mesures d'évacuation préventive? La réponse est : rarement.

Le débit requis pour initier la submersion se situe au minimum à 800 m³/s au site, c'est-à-dire 842 m³/s à la station CEHQ #051001 (Figure 25). En fait, dans le secteur de la rue de Canteloup, la présence massive d'une plaine alluviale en rive gauche, capable d'absorber une grande partie du débit de crue excédentaire, permet d'éviter ce genre d'aléa sauf lors d'événements très exceptionnels comme des crues centennales. L'expérience passée nous enseigne que le problème de ce secteur est plus lié aux embâcles qu'aux crues à l'eau libre.

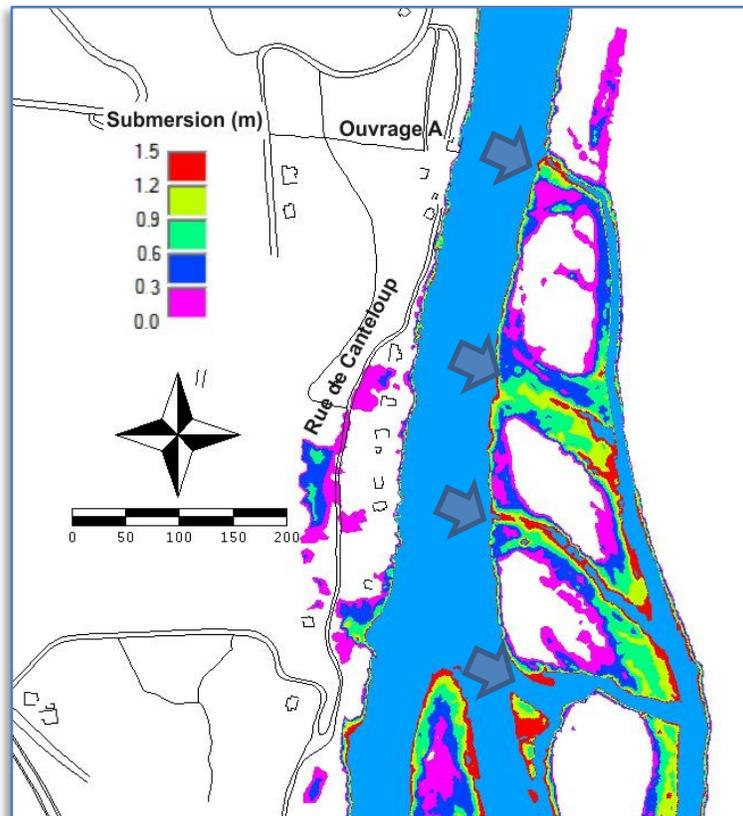


Figure 25 : Débit plein-bord et début de submersion – Rue de Canteloup – 800 m³/s au site (842 m³/s à la station CEHQ #051001) – Les flèches indiquent les déversements vers la plaine alluviale

8.2.4.2 Secteur résidentiel des Îlets

Le secteur résidentiel des Îlets est un autre endroit problématique lors d'aléas de crue et/ou d'embâcle. La situation est bien connue des résidents et des autorités municipales. En cas de

montée excessive du niveau d'eau (au-delà de 157,4 m), la rivière commence à se déverser vers le Rigolet comme le montre la Figure 26 et vient bloquer les accès (voies de sortie) à la fois par la rue Carmaïchel et le segment de la rue des Trois-Saults qui dessert ce secteur. Le drainage du Rigolet après une crue s'effectue artificiellement *via* deux vannes clapet. Avant la construction des bassins du poste des Îlets, ce drainage s'effectuait naturellement par le « fossé de ceinture », c'est-à-dire, le premier bassin jouxtant la berge droite. Le début de submersion des chemins d'accès survient alors que le débit approche les 600 m³/s au site, donc, 636 m³/s à la station CEHQ #051001, soit une crue de période de retour de près de 10 ans.

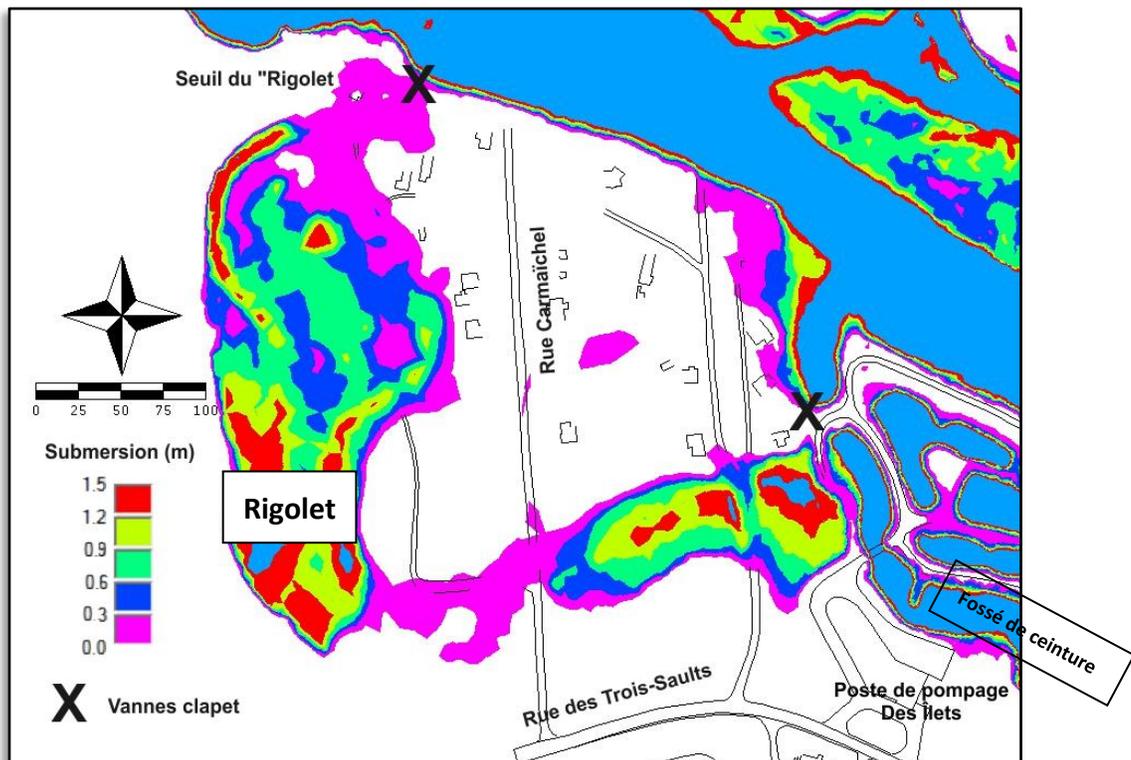


Figure 26 : Débit plein-bord et début de submersion – Secteur résidentiel des Îlets – 600 m³/s au site (636 m³/s à la station CEHQ #051001).

Note: deux vannes clapets sont installées afin de permettre le drainage du Rigolet après la crue

8.2.4.3 Le poste des Îlets et ses bassins de captage

Une autre composante vulnérable du secteur exposée à la submersion est constituée du bâtiment principal de la prise d'eau des Îlets (porte arrière à 158 m), de ses bassins d'emmagasinement (généralement à 157 m) et de ses organes de captage : prise d'eau superficielle dans le fossé de ceinture et puits de captage de la prise d'eau sous-fluviale implanté à 158 m. L'analyse des conditions de submersion indique que ces composantes ne sont pas toutes sujettes à la submersion au même débit. Nous avons établi ces conditions comme suit :

1. 650 m³/s (683 m³/s à la station #051001; récurrence 13 ans) pour les bassins à 157 m
2. 950 m³/s (plus de 1000 m³/s à la station #051001; récurrence de plus de 200 ans) pour la porte arrière du poste des pompage à 158 m
3. 900 m³/s (954 m³/s à la station #051001; récurrence de plus de 150 ans) pour le puits de captage de la prise d'eau sous-fluviale à 158 m

En résumé, les conditions hydrauliques à l'eau libre ne sont pas si problématique que les études antérieures le laissaient anticiper, et ce pour toutes les composantes. Seuls les bassins implantés à 157 m sont véritablement exposés plus souvent (1/13 ans). Le cas échéant, il faut s'attendre à des dommages liés à la rupture des digues en certains points plus fragiles et exposés aux plus forts courants. D'ailleurs, la conception de la géométrie des digues prévoit deux points de rupture intentionnels (digues fusibles) afin de rétablir, temporairement pendant la crue, la capacité hydraulique du fossé de ceinture. Après la crue, les matériaux enlevés ou emportés par la crue sont aussitôt remplacés et la situation est rapidement normalisée.

8.2.4.4 Accès à la rue des Trois-Saults vers le secteur Boischatel

Un autre secteur susceptible d'être coupé de ses voies d'accès à un débit de 750 m³/s (795 m³/s à la station de mesure) est constitué par un segment à relief bas de la rue des Trois-Saults aux limites de Québec avec Boischatel (Figure 27).

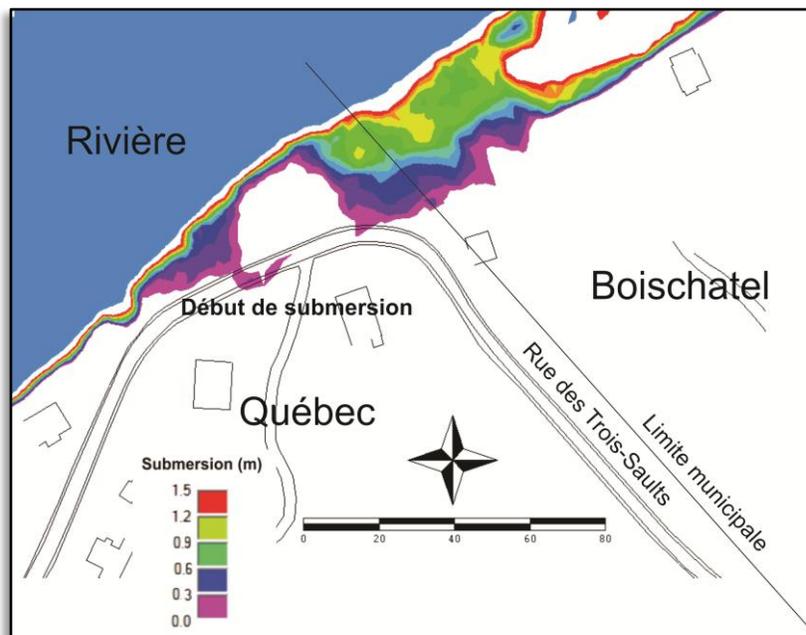


Figure 27 : Conditions de début de submersion de la rue des Trois-Saults aux limites de Boischatel – Débit de crue à l'eau libre de 750 m³/s au site (795 m³/s à la station #051001).

Les paramètres de submersion et de vulnérabilité mentionnés dans cette section sont résumés au Tableau 5. Ils ne tiennent pas compte des aléas d'embâcle.

Tableau 5 : Synthèse des paramètres de submersion à l'eau libre et éléments de vulnérabilité – Secteurs Trois-Sauts (Québec), des Îlets, rue de Canteloup

# point du Tableau 4	Infrastructures et secteurs sensibles	Seuil d'alerte (opérations)				Seuil de veille (surveillance attentive)		
		Période de retour moyenne	Débit plein- bord au site	Débit plein-bord à la station #051001 (CEHQ)	Élévation géodésique du seuil d'alerte	Consigne de débit de veille au site	Consigne de débit de veille à la station #051001 (CEHQ)	Élévation géodésique du seuil de veille
		Ans	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m)
2	Ouvrage A (prise d'eau)	Considéré comme immunisé contre les aléas de submersion						
4 et 5	Entrée rue de Canteloup	50 ans	800	842	162,3	400	425	161,3
9 et 10	Secteur résidentiel des Îlets (Rigolet)	près de 10 ans	600	636	157,4	325	345	156,4
11 et 12	Périmètre des bassins de captage	13 ans	650	683	157	400	425	156
	Porte arrière du poste de pompage des Îlets	> 200 ans	950	> 1000	158	650	683	157
	Puits de captage/prise d'eau sous-fluviale	> 150 ans	900	954	158	625	662	157
12 à 14	Rue des Trois- Sauts (Limite de Boischatel)	Près de 40 ans	750	795	156,8	480	507	155,8

Notes : Les seuils d'alerte et de veille sont conformes aux pratiques de la Ville de Québec. Les débits à la station #051001 sont observés plus tard qu'aux sites. Nous posons un décalage minimum d'une heure par hypothèse. Ce délai doit être pris en compte pour le déclenchement des opérations d'urgence. Les valeurs fournies ici visent surtout le début de submersion des voies d'accès aux secteurs visés; elles sont fournies à titre indicatif seulement.

8.2.5 Y-a-t-il encore un danger d'avulsion⁷ lors des crues exceptionnelles?

Les études antérieures de l'INRS soulevaient la question de l'avulsion possible de la rivière Montmorency en lien avec l'abaissement excessif du relief servant à confiner le cours d'eau à son réseau actuel d'écoulement par l'exploitation des sablières jouxtant le secteur (Leclerc *et al.*, 1998; Heniche *et al.*, 1999c). À l'époque (fin des années 90'), la Ville de Beauport avait jugé bon de colmater des brèches en périphérie des sablières, par lesquelles le débit de la rivière en crue pouvait s'engouffrer, et par mécanisme de ravinement et d'érosion rétrogressive, mettait en danger extrême l'ensemble du secteur des Îlets, sans compter la propagation de ces eaux chargées de sédiments et d'alluvions vers le secteur urbanisé de Beauport. Malgré la faible probabilité d'un tel scénario, elle n'est pas nulle et les conséquences seraient si énormes qu'aucune chance ne doit être prise par rapport aux mesures de remédiation, principalement le confinement définitif du relief.

Les nouveaux résultats obtenus avec le présent modèle remettent-ils en question le diagnostic et l'à propos des mesures de remédiation prises suite aux études mentionnées? La réponse est négative. D'abord, parce que les aléas pouvant occasionner une submersion problématique comprennent aussi les embâcles de glace comme celui du 20 décembre 1957 lequel, selon des témoins rencontrés, aurait produit une submersion caractéristique de crues très exceptionnelles (cote du niveau d'eau approchant 160 m dans le secteur).

En crue à l'eau libre, il faudrait un débit typiquement de 1000 m³/s ou plus (crue historique de novembre 1966) pour connecter le cours principal de la rivière avec le boisé humide jouxtant la sablière (Figure 28). Ce boisé a autrefois constitué, selon toute vraisemblance, un ancien bras de la rivière. Ce diagnostic présuppose que le relief du lit mineur du cours principal demeure identique à l'actuel. Or, il faut ici tenir compte de l'instabilité des dépôts meubles de la rivière face aux contraintes d'arrachement du courant même à des débits plus faibles que 1000 m³/s, et de l'équilibre précaire de ses talus de berge vulnérables à l'affouillement et aux mouvements de sol, deux aléas morphologiques qui peuvent entraîner de grandes quantités d'alluvions et de gros débris au cours d'eau et relever son profil pendant la crue. Le cas échéant, les résultats du modèle risquent de ne plus représenter adéquatement la réalité (sous-estimation du niveau d'eau). De plus, il faut aussi tenir compte des effets non-stationnaires possibles (à démontrer toutefois) reliées à la survenue subite des crues (*flash floods*).

En revanche, on doit admettre que les mesures de rétablissement du relief au périmètre de la sablière CSL-Loma devraient permettre de confiner la crue à sa plaine d'inondation actuelle en cas d'aléas exceptionnel. Ces mesures ont été prises par la Ville avec l'accord du propriétaire exploitant. Puisqu'elles sont assimilables à une structure de barrage en terre, et que les conséquences d'une rupture sont incommensurables, ces mesures ont fait l'objet de relevés

⁷ Translation subite du lit mineur du cours principal d'une rivière vers un autre cours par surpassement du relief de confinement lors d'une crue dite « géomorphique ». Des exemples de tels aléas ont été observés au Saguenay lors du déluge de 1996 (rivières Ha! Ha! et Chicoutimi; CSTGB, 1997; INRS-Eau, 1997)

géotechniques particuliers au cours de l'année 2012 afin d'en garantir la conformité en cas de coup d'eau exceptionnel (Denis Pinard, Génio Inc., Comm. pers., 2012). Les résultats de cette expertise n'étaient pas disponibles pour des fins de citation dans ce rapport.

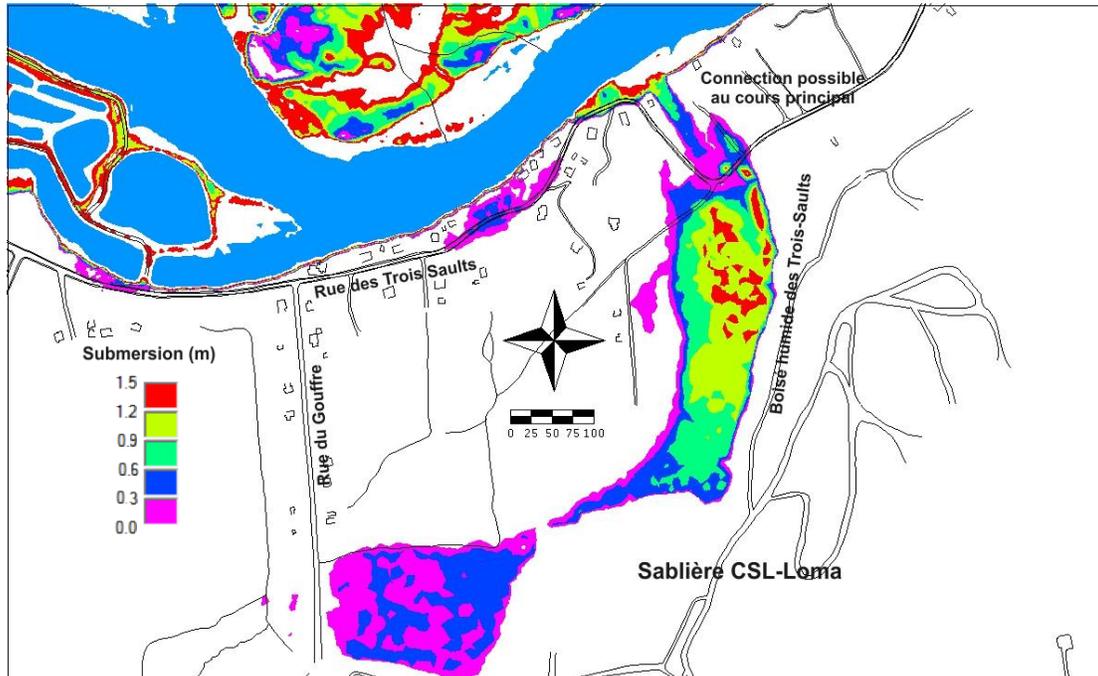


Figure 28 : Condition possible de connection du cours principal avec le boisé humide jouxtant la sablière CSL-Loma – Débit de 1050 m³/s au site (1163 m³/s à la station #051001)

En bref, le danger d'avulsion anticipé dans le passé au voisinage de la sablière CSL-Loma a été considérablement réduit avec les calculs effectués avec le modèle 2012 et les mesures mises en place pour rectifier le relief de confinement du réseau hydrographique.

Par contre, d'autres circonstances ou aléas tels que les embâcles de glace, la déposition massive d'alluvions en cas de crue géomorphique, le transport massif de débris ligneux en crue exceptionnelle et les effets non-stationnaires d'une crue subite sont de nature à provoquer la reconnection du cours principal avec le boisé humide.

Seule la preuve de conformité des mesures de protection mises en place par l'exploitant permettra de lever définitivement cette menace potentielle.

8.2.6 La question des temps de transfert de la crue doit-elle est prise en compte?

L'alerte précoce est sonnée lorsque le débit anticipé (prédit) à la station #051001 dépasse un seuil d'inondation prescrit (éventuellement ceux spécifiés ici pour les différents secteurs). Or, la pointe de la crue s'y produit plus tard en raison de la distance qui sépare la station des secteurs visés. La question qui se pose est relative à la longueur du délai que cela représente. Une analyse sommaire révèle que le temps de concentration de la crue sur la Montmorency est de 12-14 heures pour une distance typique de 100 km, soit 7-8 km/h⁸. La distance séparant le site de la station est d'environ 7-8 km ce qui donne typiquement une heure.

En bref, il faut donc assumer qu'une pointe de crue prévue pour une heure donnée à la station #051001 est susceptible de toucher le secteur concerné typiquement une heure plus tôt par hypothèse.

8.3 Fiche #3 : Quelle est l'importance relative de la plaine alluviale dans le transfert des écoulements en crue?

Une caractéristique particulière du tronçon étudié est la présence dominante d'une vaste plaine alluviale dite « anastomosée » (en forme de tresse) par laquelle est acheminé l'excédent de débit en crue (OBV-CM, P.L. Fortin, 2012, résumé à l'Annexe C). Le cours principal s'accompagne en effet d'un réseau hydrographique secondaire formé d'« anabranches » lesquelles sont interconnectées entre elles et connectées à la rivière par une série de seuils, la plupart situés en rive gauche. La Figure 29 illustre ce fait pour un débit de crue de 700 m³/s.

⁸ Il est à noter que la propagation d'une onde longue est assimilable à celle d'une onde de célérité dont la vitesse est donnée par $c = \sqrt{gH}$. Pour se propager à 7-8 km/h (2 m/s), la profondeur H doit être typiquement de 0,4 m une profondeur rapidement atteinte partout en cas de crue; par contre, une onde de crue ne peut pas se propager plus vite que son temps de genèse. C'est pourquoi, nous fondons notre estimation sur le phasage de la genèse de la crue.

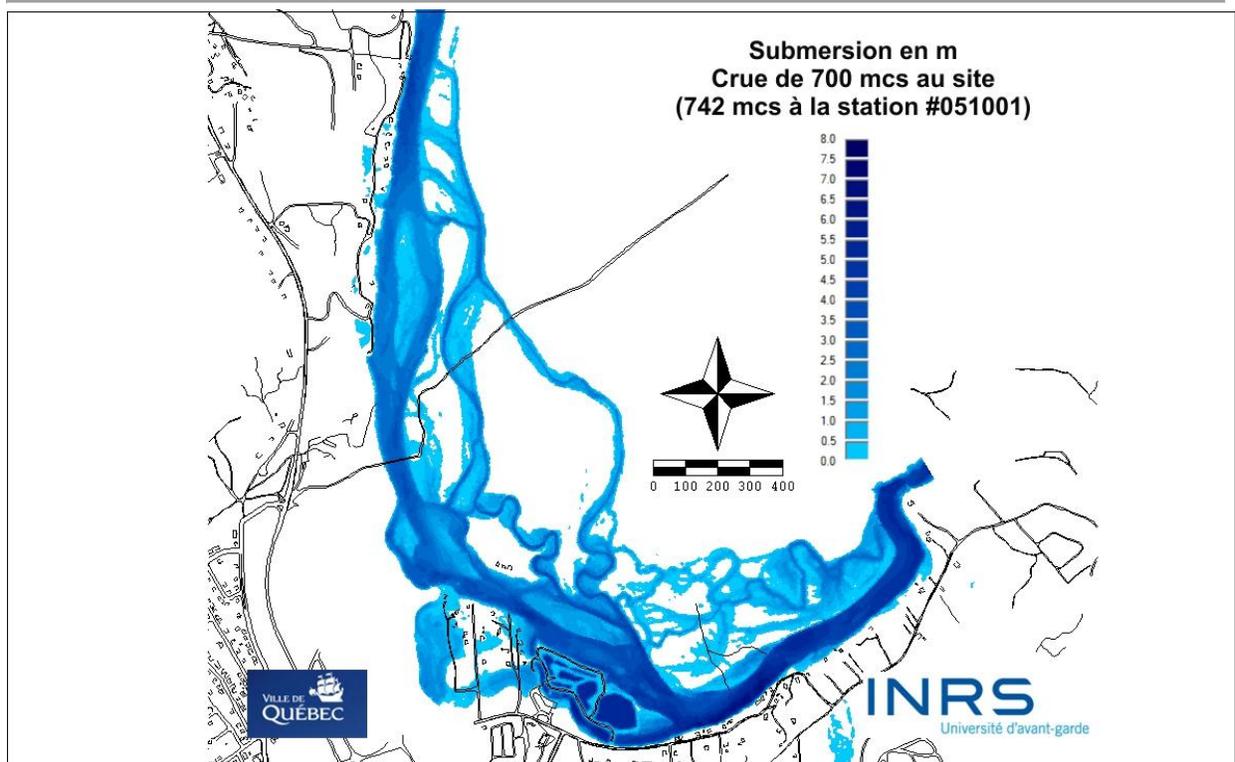


Figure 29 : Illustration de la morphologie en tresses du réseau hydrographique de la plaine alluviale anastomosée de la rivière Montmorency à la hauteur du secteur des Îlets- Canteloup – Trois-Sauts – Crue de 700 m³/s

Afin de mieux se représenter l'importance relative de la plaine alluviale, plusieurs sections de jaugeage numérique du débit ont été implantées dans le modèle. À chacune de ces sections, le débit qui y transite est évalué en intégrant la vitesse et la profondeur sur le périmètre mouillé de celle-ci. La Figure 30 montre où sont localisées ces sections. Les entités #2, 3, 4, 5 et # 10 concernent le débit total transitant par la plaine alluviale nord tandis que la section #14 permet d'évaluer celui de la plaine alluviale sud. La section #11 permet d'estimer le débit qui transite par le Rigolet et qui se doit d'être acheminé *via* le fossé de ceinture où se situe la prise d'eau superficielle principale du poste des Îlets. Un résumé descriptif de ces sections est fourni au Tableau 6.

Remarque sur la validité des débits estimés. Le modèle utilisé n'étant pas validé en vitesse du courant, ni en niveau d'eau dans le réseau des anabranches, les valeurs fournies le sont à titre indicatif seulement et seuls les ordres de grandeur doivent être considérés.

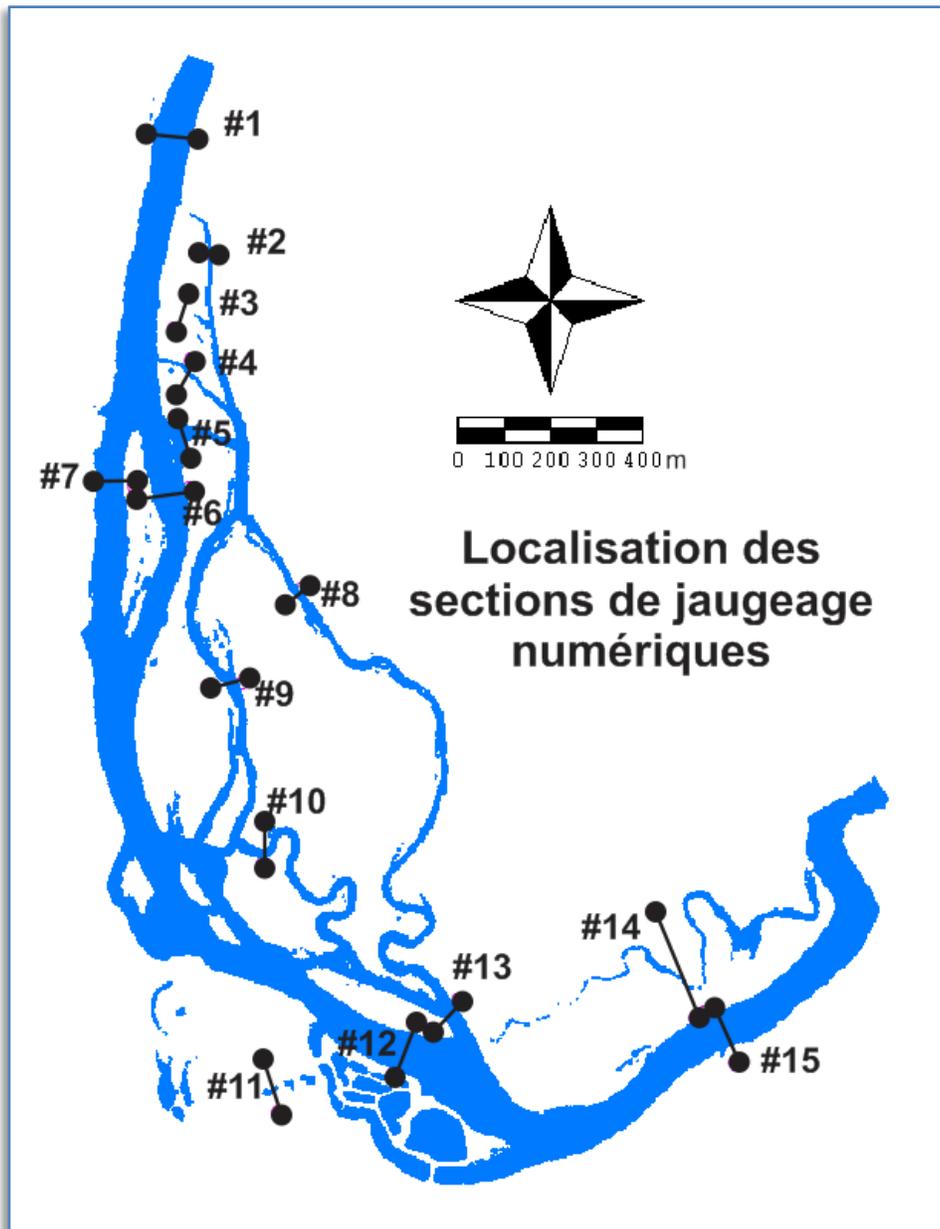


Figure 30 : Localisation des sections de jaugeage numérique du débit simulé par le modèle

Les principaux constats effectués sont les suivants :

1. Figure 31 et Figure 32 (Plaine alluviale nord, secteur Canteloup) :
 - a. la plaine alluviale nord (secteur Canteloup) contribue au transfert des écoulements à hauteur de 15-20% pour des crues variant de 500 m³/s à 1000 m³/s;

- b. le bras Est de l'île de Canteloup s'active rapidement (dès 50 m³/s) pour contribuer près de 30 % au transfert du débit à partir de 400 m³/s;
 - c. le seuil # 4 est pratiquement toujours actif soit entre 10% en débit estival et 4% à 1000 m³/s
2. Figure 33 (secteur des Îlets):
- a. Le débit total dérivé du cours principal dans le secteur de la prise d'eau des Îlets culmine à 20% du débit total pour la majorité des débits de crue
 - b. La dérivation du débit vers le Rigolet et éventuellement le fossé de ceinture s'amorce entre 600 et 700 m³/s et peut atteindre 5% du débit total (50 m³/s) à 1000 m³/s
3. Figure 34 (secteur de la plaine alluviale sud, rue des Trois-Saults):
- a. La plaine alluviale sud (Trois-Saults) s'active autour de 500-600 m³/s et contribue jusqu'à près de 20 % du débit total en crue extrême

Tableau 6 : Sections de jaugeage numérique des différents biefs d'écoulement

Section jaugée	Description	Secteur
Section #1:	Cours principal amont (CL)	Secteur Canteloup Des Îlets
Section #2:	Seuil #1	
Section #3:	Seuil #2	
Section#4:	Seuil #3	
Section#5:	Seuil #4	
Section #6:	Île Canteloup Bras Est	
Section #7:	Île Canteloup Bras Ouest	
Section #8	Anabranche Est	
Section #9:	Anabranche Ouest	
Section #10:	Anabranche Sud-Est	
Section #11:	Sortie Rigolet - Fossé de ceinture	Secteur des Îlets
Section #12:	Cours principal - Des Îlets	
Section #13:	Total des anabranches nord	
Section #14:	Anabranches Trois-Saults	Secteur Trois-Saults
Section #15:	Cours principal Trois-Saults	

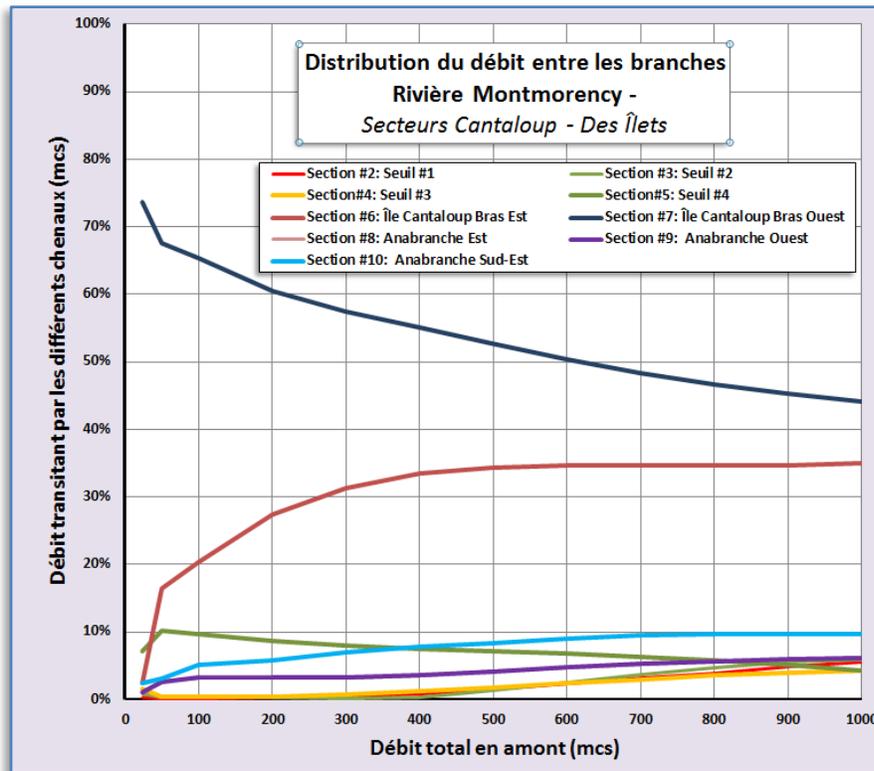


Figure 31 : Distribution du débit entre le cours principal et les bras secondaires dans le secteur de la rue de Canteloup – Des Îlets

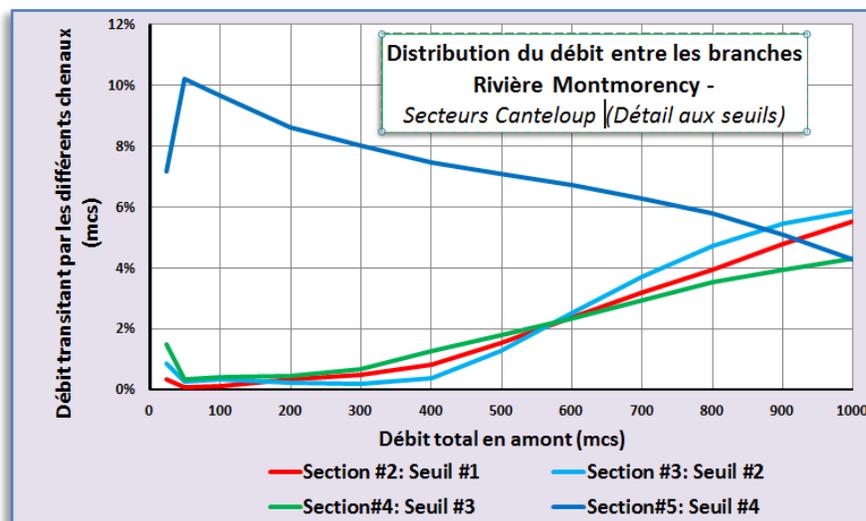


Figure 32 : Distribution du débit entre le cours principal et les bras secondaires dans le secteur de la rue de Canteloup – Détail sur les principaux seuils

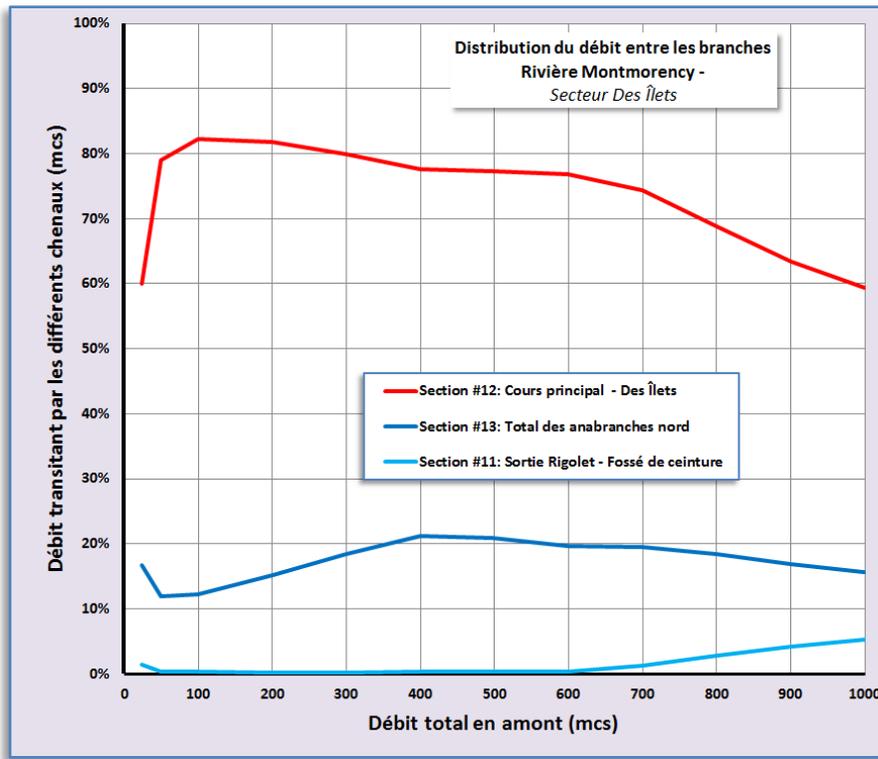


Figure 33 : Distribution du débit entre le cours principal et les bras secondaires dans le secteur de la prise d'eau des Îlets

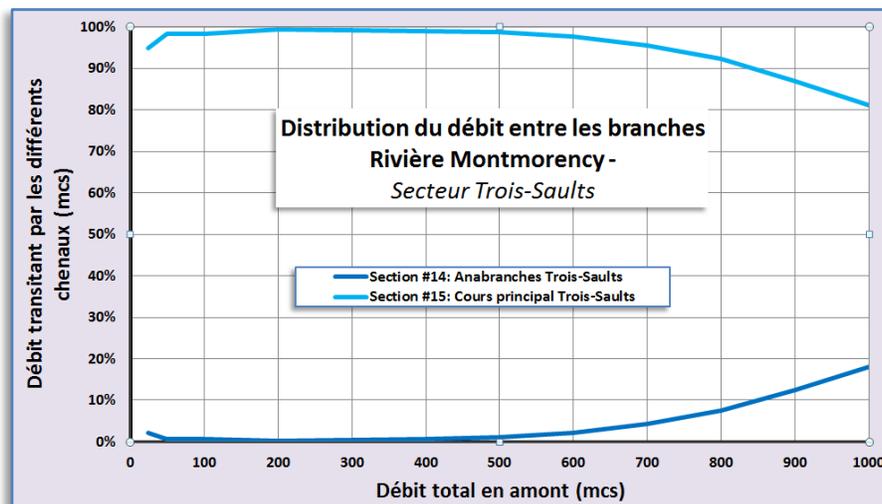


Figure 34 : Distribution du débit entre le cours principal et la plaine alluviale dans le secteur des Trois-Saults

En bref, la morphologie du réseau hydrographique de la rivière Montmorency est typique d'une plaine alluviale anastomosée (en tresse). Les crues utilisent la plaine alluviale comme trop-plein en cas de crue importante avec pour conséquence de minimiser les aléas de submersion aux endroits sensibles, notamment la rue de Canteloup, la rue des Trois-Saults, et aussi, la prise d'eau des Îlets.

Le secteur résidentiel des Îlets en amont de la prise d'eau peut se voir encerclé par les crues pour devenir un zone insulaire transitoire. Les débits plein-bord aux différents sites sensibles ont été établis afin d'améliorer l'efficacité des plans particuliers d'intervention (PPI) en cas d'urgence.

La prise d'eau des Îlets est exposée à la submersion et les structures d'endiguement (bassins) sont alors soumises à des forces érosives susceptibles de les endommager.

8.4 Fiche #4 : Quelle est la vulnérabilité des dépôts meubles du lit mineur à la mise en mouvement en période de crue?

L'approche utilisée pour analyser cette question est décrite en détail à l'annexe D (Extrait de l'avis intérimaire concernant la taille caractéristique des matériaux de la couche armure – Prise d'eau sous-fluviale projetée à l'Ouvrage A). Il a été question précédemment d'aléas pouvant occasionner la mise en mouvement des matériaux du lit ou des berges par les contraintes de cisaillement liées aux courants et à la turbulence. Certaines approches empiriques permettent d'évaluer la contrainte critique permettant de mettre en mouvement un substrat de taille déterminée. Il est aussi possible de déterminer la taille de matériaux qui seraient mis en mouvement avec une contrainte donnée. Afin de déterminer les endroits où la composition du fond est la plus vulnérable aux contraintes effectives, nous avons d'abord déterminé la distribution des contraintes critiques des assemblages de matériaux actuels. La formule indiquée pour ce faire est celle de Knighton (1998) laquelle spécifie la contrainte critique en N/m^2 nécessaire pour briser la couche armure (assemblage intime de grains) du lit mineur.

$$\tau_c = 0,06(\rho_s - \rho)D_{50}$$

Où

τ_c est la contrainte critique (N/m^2)

ρ_s la masse spécifique des grains de substrat l'eau (2650 kg/m^3)

ρ la masse spécifique de l'eau (1000 kg/m^3)

D_{50} le diamètre médian des grains (m)

Par ailleurs, la contrainte tangentielle sur le fond associée aux courants se calcule comme suit :

$$\tau_f = \frac{\rho g n^2 |\vec{V}|^2}{H^{1/3}}$$

En considérant la contrainte effective τ_f pour un débit donné, il est possible de calculer la taille des matériaux qui peuvent être mis en mouvement par une crue. Ainsi, on peut définir un D_{50C} ou diamètre médian critique pour un débit donné, cette variable étant distribuée selon la valeur locale des contraintes effectives $\tau_f(x,y)$. À titre d'illustration, la Figure 35 montre la taille caractéristique des matériaux du lit mineur qui peuvent être mis en mouvement par une crue exceptionnelle de 1000 m³/s (la crue historique du 3 novembre 1966 dépassait 1100 m³/s). On peut constater que cette taille dépasse la plupart du temps celle des matériaux présents ce qui indique un fort potentiel géomorphique, notamment dans les régions plutôt formées de dépôts meubles plus faciles à mobiliser (graviers, sables, cailloux) comme les berges et les anabranches de la plaine alluviale. L'historique morphologique de la rivière confirme ce comportement.

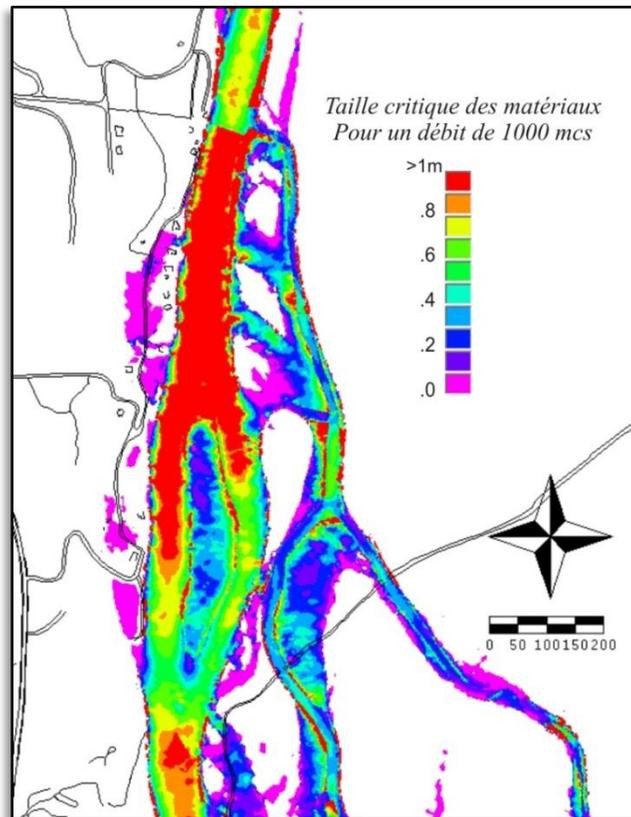


Figure 35 : Taille critique estimée des matériaux pouvant être mis en mouvement par une crue de 1000 m³/s dans le secteur nord (Rue de Canteloup – Ouvrage A).

Note : ces valeurs sont produites à titre indicatif et ne fournissent qu'un estimé grossier de la caractéristique visée

9 Conclusions et recommandations

9.1 Sur la validité du modèle hydrodynamique

Le présent modèle constitue une généralisation des versions antérieures publiées à la fin des années 90^e par le même auteur et ses collaborateurs. La version 2012 a permis d'intégrer les données LiDAR obtenues en 1999-2000 en plus d'utiliser celles-ci pour améliorer la résolution du modèle numérique de terrain. Tous les changements morphologiques importants au domaine de simulation ont été intégrés au meilleur de notre connaissance en faisant usage des différents ensembles de données disponibles, incluant le modèle d'élévation de la Ville de Québec. Plus d'une campagne de mesures bathymétriques ont servi à caractériser le lit mineur, y compris les profils des anabranches des plaines alluviales.

Le modèle a été validé en niveau d'eau à l'aide d'observations directes réalisées avec la collaboration d'un réseau d'observateurs riverains dispersés sur le parcours du modèle. Six événements de débit ont été caractérisés entre 22 m³/s et 550 m³/s (quatre effectivement indépendants). La qualité de l'ajustement du modèle hydrodynamique est inférieure à 10 cm de précision en moyenne la plupart du temps et très peu de singularités subsistent à ce niveau, notamment dans les régions rapidement variées de l'écoulement.

Recommandation : il est recommandé de maintenir à long terme la contribution du réseau d'observateurs riverains, d'étendre sa portée aux phénomènes d'embâcles et d'érosion, et d'utiliser les données obtenues afin de vérifier l'impact hydraulique de toute dérive morphologique du cours d'eau suite aux aléas de crue et d'érosion et ainsi maintenir le niveau de confiance préétabli dans le modèle.

9.2 Restrictions à la validité ou hypothèses non vérifiées

Nous avons déjà mentionné que la présente étude ne tient pas compte des effets de glace dans la compréhension des risques d'inondation. Cette question demeure toutefois très importante pour le secteur étudié puisque les aléas d'embâcle y sont récurrents.

Par ailleurs, concernant les aléas de crue à l'eau libre, le type de modèle utilisé comporte d'autres limitations qu'il est important de connaître :

- 1) *Le modèle utilisé simule les crues en régime permanent (stationnaire)*; la validité de cette hypothèse n'est pas démontrée à haut débit et il est possible que des effets d'emmagasinement dans le bief du modèle, observables en régime transitoire (ex : crue subite), impactent significativement l'interprétation des résultats obtenus avec le modèle stationnaire. Ainsi, le signal de crue observé à la station #051001 pourrait être le résultat d'une onde de crue plus importante en pointe ayant transité par le domaine de modélisation

(et aussi le lac du Délaiqué) et ayant subi une forme d'écrêtement (laminage) par les mécanismes d'emmagasinement dans la plaine alluviale.

Recommandation : procéder à des simulations de crues subites en régime transitoire plutôt que stationnaire afin de vérifier l'importance des processus d'emmagasinement dans la plaine alluviale en cas de crue subite, et établir le régime de crue qui peut effectivement impacter le site à l'étude.

- 2) *Le modèle utilisé est basé sur l'hypothèse de fond fixe.* En pratique, les phénomènes ayant la capacité de faire bouger les matériaux du lit surviennent à haut débit et prennent place graduellement avec la montée de la crue. Il est difficile d'établir une limite précise permettant de distinguer les crues relativement inoffensives de celles à pouvoir géomorphique important. Certains auteurs suggèrent que la couche armure du lit mineur pourrait être mobilisée dès que le débit plein-bord est atteint. Cette valeur varie d'un point à l'autre dans le bief étudié. On peut toutefois avancer qu'au-delà de la crue de récurrence moyenne 20 ans, la rivière peut déjà transporter beaucoup d'alluvions (en suspension, par charriage et saltation), soit ceux arrachés aux dépôts en place, soit ceux apportés par la rivière depuis l'amont. Il est aussi possible qu'une quantité appréciable de substrats viennent se déposer à la décrue dans les zones du site plus profondes et à écoulement plus lent. Dans tous les cas, les changements morphologiques du cours d'eau sont de nature à changer les estimations du risque d'inondation antérieurement établies.

Recommandation : il est recommandé de procéder périodiquement ou suite à des événements fortuits à une caractérisation topographique du lit mineur du cours d'eau, de mettre à jour le modèle hydrodynamique et de réinterpréter les résultats en terme de risque pour les bâtiments et infrastructures présents.

- 3) *Le modèle 2012 n'est pas validé en vitesses de courant* de sorte que l'interprétation des résultats issus de cette donnée (ex : pour le calcul de contraintes d'arrachement) doit être réalisée avec toutes les précautions d'usage, idéalement suite à une validation spécifique à cette variable.

Recommandation : il est recommandé d'interpréter les données de vitesse de courant avec précaution, et de valider cette information avant de l'utiliser pour des fins exigeant la précision. Une validation des vitesses pourrait être requise pour des fins particulières requérant cette donnée.

9.3 Sur les cotes de crue de récurrence 20 et 100 ans et les changements climatiques

La présente étude utilise les quantiles statistiques de débit établis lors de nos précédentes études. Les nouvelles données disponibles depuis la fin des années 90' ne sont donc pas prises

en compte; en revanche, aucune crue majeure n'a encore été observée depuis le début des années 2000 de sorte que les valeurs retenues demeurent fiables, voire conservatrices.

Il est aussi notoire que les aléas d'embâcle prédominent sur les crues à l'eau libre pour les risques d'inondation du secteur à l'étude de sorte que les cotes de crue préalablement établies pour celui-ci ne devraient pas être mises à jour en fonction des nouvelles cotes proposées ici, celles-ci étant significativement inférieures aux anciennes.

Enfin, les changements climatiques qu'on anticipe sont de nature à entraîner une dérive des valeurs des quantiles statistiques des aléas à l'origine des crues à l'eau libre et des débâcles hivernales hâtives (janvier, février). Il pourrait ainsi s'avérer indiqué d'appliquer le principe de précaution.

Recommandation : il est recommandé de maintenir la délimitation antérieure des zones inondables inscrite au schéma d'aménagement et de prendre acte des nouvelles cotes proposées à titre indicatif des aléas de crue à l'eau libre.

Recommandation : il est recommandé de mettre à jour l'analyse fréquentielle des crues à l'eau libre en incorporant les données de crue plus récentes relevées depuis l'an 2000.

Recommandation : il est aussi recommandé de procéder à une étude de tendances statistiques hydrométéorologiques en lien avec les changements climatiques anticipés, notamment en mettant l'accent sur les variables explicatives des aléas mentionnés (précipitations estivales abondantes, redoux hivernaux, notamment).

9.4 Sur les risques d'inondation, les embâcles et leur gestion opérationnelle

Limités toutefois à l'interprétation des crues à l'eau libre, les résultats de modélisation peuvent aider considérablement à planifier adéquatement les mesures d'urgence pour des événements ayant une faible probabilité de se produire (crue vicennale ou plus). De tels événements sont rares et il est donc difficile de se les imaginer et encore plus ardu de planifier en conséquence. La disponibilité de résultats relativement fiables pour de tels aléas peut alors représenter un grand avantage car la planification devient alors un exercice surtout clérical. Il est aussi à noter que les riverains impliqués dans la caractérisation des crues ont développé des attentes par rapport à l'efficacité et l'adéquation des moyens déployés.

L'étude a permis d'établir les sites les plus vulnérables à la submersion qu'ils soient constitués de zones habitées ou de voies d'accès à celles-ci. Les débits plein bord reliés à ces situations sont précisés cas par cas et ils forment des indicateurs privilégiés pour décider de la mise en œuvre des mesures d'urgence.

Recommandation : il est recommandé de mettre à jour le PPI (Plan particulier d'intervention) du secteur en tenant compte des nouvelles valeurs de débit plein bord proposées.

Recommandation : il est recommandé de mobiliser les résultats de modèle pour bonifier dans la mesure du possible le plan de mesures d'urgence préétabli (PPI), entre autres, en tenant compte des vulnérabilités spécifiques du secteur, et d'utiliser pour ce faire la cartographie incrémentale de la submersion par les crues (réponse adaptée à la magnitude du risque) .

Recommandation : il est aussi recommandé d'examiner les moyens cartographiques ou algorithmes de modélisation disponibles pour comprendre et mieux prendre en compte les aléas d'embâcle lesquels dominent le patron des risques d'inondation sur la Montmorency

9.5 Sur la morphologie particulière anastomosée de la rivière

Nous avons pu démontrer l'importance primordiale des différentes plaines alluviales présentes sur le site pour le transfert sécuritaire des crues. Nous avons aussi pu démontrer qu'à partir de valeurs de débit relativement faibles, les anabranches (bras secondaires) s'activent rapidement et contribuent très significativement au passage des crues. Cette réalité avait été nettement sous-estimée dans les études antérieures de sorte qu'on avait tendance à surestimer les risques de crue à l'eau libre.

Par contre, cette nouvelle perception n'apporte pas que de bonnes nouvelles puisqu'il a aussi été constaté (Fortin, 2012, OBV-CM) que le processus de dérivation du débit vers la plaine alluviale s'effectue dans le contexte d'une topographie évolutive en lien avec l'action glacielle et l'érosion-déposition. Il en résulte qu'une portion grandissante du débit arrivant dans le bief à la hauteur de l'Ouvrage A emprunte dorénavant la plaine alluviale nord et court-circuite le lit mineur principal du cours d'eau, y compris celui où est située la prise d'eau des Îlets. Si ce processus ne semble pas problématique pour le moment, il pourrait le devenir à long terme. En effet, une diminution relative du débit dans le cours principal peut s'accompagner d'une diminution de la compétence du cours d'eau pour le transport d'alluvions et de la glace en dévalaison à la débâcle, et éventuellement un relèvement graduel du fond aux sites de déposition. Il n'est pas exclu que la prise d'eau des Îlets en subisse les conséquences (pénurie) à l'occasion d'épisodes climatiques très secs comme à l'été 2008.

Recommandation : il est recommandé de procéder à un suivi topographique périodique (typiquement quinquennal) ou suite à des aléas à potentiel géomorphique de la morphologie des seuils d'entrée des anabranches de la plaine alluviale nord (segment Des-Îlets – Canteloup). Le cas échéant, la caractérisation topographique du lit mineur principal serait aussi indiquée afin de vérifier l'exactitude de la dérive morphologique anticipée.

9.6 Conclusions particulières à la conception de l'Ouvrage A

Différents avis ont été formulés en cours d'étude en lien avec la conception de l'Ouvrage A en reconstruction. Ces avis ne sont pas reproduits ici et ne seront pas commentés plus avant. Le lecteur autorisé peut consulter ces avis sur demande au Service de Documentation de l'INRS-

ETE (Leclerc, 2012). Il est toutefois à noter que les premiers avis fournis ont pris appui sur la version courte du modèle mise au point au début de l'étude. La principale différence entre la version courte et la longue finalement retenue (qui prolonge le modèle jusqu'au rapide des Trois-Saults) tient à la condition limite de niveau applicable en aval. La version longue du modèle a permis d'apporter une bien plus grande précision à cette donnée imposée. L'impact de cette amélioration est positif par rapport au niveau de risque résultant de la submersion mais il n'est toutefois sensible qu'à la hauteur de la rue des Trois-Saults et dans le secteur des Îlets en aval du pont multifonctionnel (ouvrage des Îlets inclus).

En revanche, les débits de crue transitant à un niveau plus faible, on peut anticiper des vitesses de courant plus fortes avec un pouvoir érosif plus grand pour un débit donné.

Ainsi les résultats publiés antérieurement (avis préliminaire de Leclerc, 2010-2012) avec le modèle court ne sont valides que pour le secteur de la rue de Canteloup et l'Ouvrage A, une région du domaine de simulation qui ne subit pas l'influence de la condition limite en aval. Les recommandations effectuées avec le modèle court tiennent donc la route dans le contexte de la reconstruction de l'ouvrage.

Bibliographie citée ou pertinente

- Boucher, J.-P. et Picard, F. (1994). Cartographie des zones inondables - Rivière Montmorency, du rapide des Trois-Sauts jusqu'à l'île Enchanteresse. Ministère de l'Environnement et de la Faune, Direction du milieu hydrique, Service de l'hydrologie et de la cartographie, Rapport no DH-94-01, 25 pages + annexes.
- CEHQ (2012).
http://www.cehq.gouv.qc.ca/depot/historique_donnees_instantanees/051001_Q_2011.txt
- Doyon, B. (2000). Modélisation des phénomènes d'embâcles et de débâcles à l'aide d'une méthode eulérienne-lagrangienne d'éléments discrets. Thèse de doctorat INRS-ETE.
- Fortin, P.L. (2012). Reconstruction de la prise d'eau de Charlesbourg - Caractérisation de la dynamique morphologique des chenaux anastomosés du secteur des Îlets, rivière montmorency, Québec. Pour le compte de la Ville de Québec. Rapport de l'Organisme de Bassins versants Charlevoix-Montmorency. 71 pages. Mars 2012
- Heniche, M., Y. Secretan, P. Boudreau & M. Leclerc (2002). Dynamic tracking of flow boundaries in rivers with respect to discharge. *Journal of Hydraulic Research (IAHR)*. 40(5):589-602.
- Heniche, M., Y. Secretan, P. Boudreau and M. Leclerc (1999a) A new finite element drying-wetting model for rivers and estuaries. *Int. J. Advances in Water Resources*. 38(3): 163-172.
- Heniche, M., M. Leclerc, Y. Secretan et Taha Ouarda (1999c). Travaux d'atténuation des risques de crue à l'eau libre de la rivière Montmorency dans le secteur des Îlets – Phase 2. Mise à jour de l'analyse hydrologique, dimensionnement des travaux d'atténuation et analyse de l'impact sur les risques résiduels de dommage aux résidences. Rapport scientifique INRS-Eau #R555.
- Heniche, M., Y. Secretan, P. Boudreau & M. Leclerc (2002). Dynamic tracking of flow boundaries in rivers with respect to discharge. *Journal of Hydraulic Research (IAHR)*. 40(5):589-602.
- Hoang, V.D. (1996). Rapport sur la mise à jour d'analyse hydrologique statistique de la rivière Montmorency. Ministère de l'Environnement et de la Faune. Non-consigné
- Horritt, M.S., P.D. Bates, T.J. Fewtrell, D. C. Mason (2010) et M.D. Wilson (2010). URL: Modelling the hydraulics of the Carlisle 2005 flood. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers. Water Management* 163. June 2010 Issue WM6. Pages 273–281.
<http://www.willisresearchnetwork.com/Lists/Publications/Attachments/73/Horritt%20et%20al%20JWM%202010.pdf>
- Knighton, D. (1998). *Fluvial Forms and Processes: A New Perspective*, Arnold, London.
- Lecher, C. (2012). *How Kids (And Other Amateurs) Are Improving Science*.
<http://www.popsoci.com/science/article/2012-11/how-can-scientists-make-case-citizen-science>

- Leclerc, M., Morse, B., Francoeur, J., Heniche, M., Boudreau P. et Secretan, Y. (2001). Analyse de risques d'inondations par embâcles de la rivière Montmorency et identification de solutions techniques innovatrices – Rapport de la Phase I – Préfaisabilité. INRS-Eau et Université Laval, Rapport no. R577, 118 p.
- Leclerc, M., B. Doyon, M. Heniche, Y. Secretan, M. Lapointe, S. Driscoll, J. Marion et P. Boudreau (1998). Simulation hydrodynamique et analyse morphodynamique de la rivière Montmorency en crue dans le secteur des Îlets. Rapport INRS-Eau No R522. Travaux réalisés pour le compte de la Ville de Beauport 134 pages, février.
- Leclerc, M. (2010-2012). Reconstruction des prises d'eau de la Ville de Québec à la Montmorency. Rapport sectoriel INRS-ETE #1417.
- Avis technique relatif à la présence de batardeaux dans la rivière Montmorency pour la période de construction. Rapport technique INRS-ETE. Mai. 35 pp.
 - Avis technique relatif au dimensionnement et au positionnement d'une prise d'eau sous-fluviale à l'ouvrage A (prise d'eau de Charlesbourg, ville de Québec)
 - Avis technique relatif aux risques d'inondations et géomorphiques dans le secteur de l'ouvrage A (prise d'eau de Charlesbourg, ville de Québec)
- Morse B., M. Leclerc, H. Delcourt, J. Francoeur et P. Boudreau (2002). *Développement de solutions techniques innovatrices pour le contrôle des embâcles de la rivière Montmorency – Rapport de la Phase II – Faisabilité*. Rapport présenté au Comité de suivi. Rapport conjoint enregistré à l'Université Laval - Département de Génie civil GCT-2002-03 et à l'INRS-Eau-Terre-Environnement R577b. Janvier. 178 pages.
- Pelletier, P.M. (2012). Évaluation de la vulnérabilité de la prise d'eau sous-fluviale de la rivière Montmorency – Secteur des Îlets. Mémoire de maîtrise en génie civil. 105pp.
- Secretan, Y et P. Dubé (2009). Notice pour l'utilisation du manuel H2D2 en ligne.
URL : <http://ete.inrs.ca/pub/rapports/R001051.pdf>.
- Secretan, Y. (2009). Manuel d'utilisateur H2D2.
URL : <http://www.gre-ehn.ete.inrs.ca/manuel-d2019utilisateur-de-h2d2>.
- Secretan, Y., Y. Roy, Y. Granger et M. Leclerc (2000). MODELEUR/HYDROSIM – Guide d'utilisation. Document MODELEUR 1.0a07. Rapport INRS-Eau R482-G3F. 267p. p.v., Juin.
- Tweddle, J.C., Robinson, L.D., Pocock, M.J.O. & Roy, H.E (2012). Guide to citizen science: developing, implementing and evaluating citizen science to study biodiversity and the environment in the UK. Natural History Museum and NERC Centre for Ecology & Hydrology for UK-EOF. Available online: www.ukeof.org.uk
ISBN: 978-1-906698-37-9USACE
- US Army Corps of Engineers (2012). *HEC-RAS River Analysis System. Hydraulic Reference Manual*. Version 4.1, Janvier 2010. 426 pp.



Van de Leer (2009). Modelling approaches and assumptions (Rev. 3). Hull Surface Water management Plan. Ref.: WPHSWP.

URL:[http://www.hullcc.gov.uk/pls/portal/docs/PAGE/HOME/PLANNING/PLANNING%20POLICY/SURFACE%20WATER%20MANAGEMENT%20PLAN/MODELLING APPROACHANDASSUMPTIONS_TECHNOTE.PDF](http://www.hullcc.gov.uk/pls/portal/docs/PAGE/HOME/PLANNING/PLANNING%20POLICY/SURFACE%20WATER%20MANAGEMENT%20PLAN/MODELLING%20APPROACHANDASSUMPTIONS_TECHNOTE.PDF).

Annexe A

Le modèle H2D2 en bref

Introduction au simulateur H2D2

Les informations qui suivent sont issues de Secretan *et al.* (2009a b) sur le site internet de l'INRS-ETE. H2D2 est un logiciel de simulation bidimensionnelle aux éléments finis, modulaire et extensible, dédié aux écoulements fluviaux et estuariens. Dans sa forme actuelle, il résout les équations des ondes longues (*shallow water equations*), aussi appelées équations de Saint-Venant, les équations d'advection-diffusion incluant diverses cinétiques physico-chimiques (bactéries coliformes, métaux lourds, matière en suspension, température de l'eau, oxygène, DBO, etc...) ainsi que le transport de sédiments. La résolution algébrique parallélisée (distribuée sur une grappe de processeurs) est possible grâce à l'adjonction de bibliothèques de modules reconnus de tierces parties. Le simulateur opère principalement en mode "batch" pour les problèmes de grande taille mais il peut aussi être contrôlé en mode interactif pour les tâches plus légères.

Développé à l'INRS-ETE, un Centre de recherche de l'Université du Québec, H2D2 est une version plus récente mais en continuité des logiciels HYDROSIM et DISPERSIM antérieurement développés (H2D2 = Hydrosim2-Dispersim2). Il inclut les développements réalisés sur ces versions au cours de divers mandats.

H2D2 peut être utilisé étroitement couple avec le logiciel MODELEUR, un logiciel maison de type Système d'information géographique (SIG) spécialisé et dédié à l'hydrodynamique fluviale et estuarienne. Avec MODELEUR, on peut importer et exporter des données en divers formats construire un modèle numérique de Terrain avec plusieurs composantes (topographie, substrats, plantes aquatiques, glace), construire un maillage d'éléments finis adapté aux simulations, piloter directement une simulation hydrodynamique et analyser les résultats, gérer les jeux de données de manière intégrée avec un SGBD, toutes ces tâches étant réalisées dans un environnement graphique évolué. Grâce à un langage de commande interprété, une calculatrice programmable permet aussi de réaliser des pré-post-traitements élaborés sur les champs de données.

Modèle mathématique des écoulements (Saint-Venant)

Le modèle mathématique des équations bidimensionnelles de Saint-Venant est obtenu de l'intégration verticale des équations de Navier-Stokes assortie d'hypothèses simplificatrices : pression hydrostatique (ondes longues) et une fermeture sur les termes turbulents (contraintes horizontales de Reynolds) de type « zéro équation » (longueur de mélange). H2D2 utilise la forme conservative de ces équations (flux formulation) qui résout les flux (débit spécifique) plutôt que les vitesses moyennes intégrées verticalement (forme non conservative).

Le modèle de Saint-Venant à deux dimensions est composé d'une équation de continuité pour la conservation de la masse (débit) et de deux équations pour la conservation de la quantité de mouvement. Dans H2D2,

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} = 0$$

$$\frac{\partial q_x}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} \frac{q_x}{H} + \frac{\partial q_x}{\partial y} \frac{q_y}{H} = \sum F_x$$

$$\frac{\partial q_y}{\partial t} + \frac{\partial q_y}{\partial x} \frac{q_x}{H} + \frac{\partial q_y}{\partial y} \frac{q_y}{H} = \sum F_y$$

Où

x et y sont les directions du système de coordonnées cartésien (x vers l'Est, y vers le Nord)

q_x et q_y sont les flux (débit spécifique) dans les directions x et y ($\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ ou m^2/s)

t est le temps;

h est le niveau d'eau (m);

H est la profondeur de la colonne d'eau (m)

F_x et F_y sont les forces massiques (unités d'accélération) en x et y (m/s^2).

Ces forces massiques sont décrites par les équations suivantes.

$$\sum F_x = -gH \frac{\partial h}{\partial x} - \frac{n^2 g |\bar{q}| q_x}{H^{1/3}} + \frac{1}{\rho} \left(\frac{\partial(H\tau_{xx})}{\partial x} \right) + \frac{1}{\rho} \left(\frac{\partial(H\tau_{xy})}{\partial y} \right) + F_{cx} + F_{wx}$$

$$\sum F_y = -gH \frac{\partial h}{\partial y} - \frac{n^2 g |\bar{q}| q_y}{H^{1/3}} + \frac{1}{\rho} \left(\frac{\partial(H\tau_{xy})}{\partial x} \right) + \frac{1}{\rho} \left(\frac{\partial(H\tau_{yy})}{\partial y} \right) + F_{cy} + F_{wy}$$

Où,

g est l'accélération gravitationnelle ($9,8 \text{ m}^2/\text{s}$)

n est le coefficient de Manning

$|\bar{q}|$ est le module du débit spécifique

ρ est la masse spécifique de l'eau

τ_{ij} est le tenseur des contraintes de Reynolds (turbulence)

F_{cx} et F_{cy} sont les composantes de la force de Coriolis en x et y

F_{wx} et F_{wy} sont les composantes de la sollicitation par le vent en x et y .

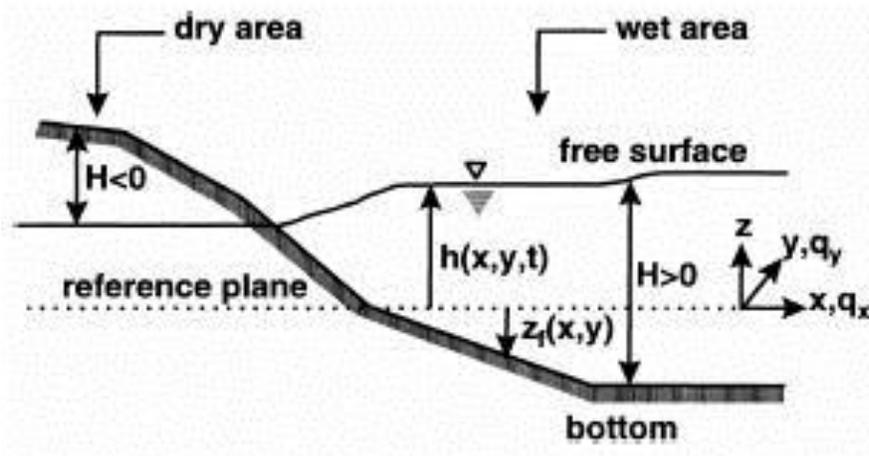


Figure 36 : Nomenclature des variables dans H2D2

Algorithme de découverture-recouvrement

H2D2 est assorti d'un algorithme particulier qui permet de représenter naturellement les phénomènes reliés au découverture du lit du cours d'eau en lien avec l'évolution dynamique du régime hydrologique ou des marées. Les aspects fondamentaux de cet algorithme ont été présentés dans Heniche *et al.* (1999, 2002) pour la version antérieure HYDROSIM. Ci-après, les éléments essentiels de l'algorithme sont présentés avec les différences entre HYDROSIM et H2D2.

Dans le traitement d'une frontière mobile, nous considérons trois critères :

- aucune condition ou limitation n'est imposée au niveau d'eau qui peut, à l'instar des écoulements souterrains, plonger sous le lit du cours d'eau (découverture du lit) et produire ainsi des profondeurs positives (submersion) ou négatives (exondation) (figure suivante)
- la convention de signe adopté donne des profondeurs positives dans le premier cas et négatives dans le second
- Par simplicité, un écoulement stationnaire est assumé dans la zone sèche afin d'assurer la conservation de la masse

Le but recherché est de "geler" l'écoulement stationnaire dans la zone sèche ($p=0$) qui serait associé avec la pente du plan d'eau. Pour y arriver, la valeur du coefficient de Manning n normalement attribué à cette zone est linéairement accrue en fonction du signe et de la valeur de la profondeur (figure suivante). La majoration du n est importante de manière à « pénaliser » efficacement la vitesse d'écoulement en évitant les chocs numériques trop violents qui

fragilisent le processus de résolution (convergence). Dans la zone mouillée ($H > 0$), le n est réglé en accord avec la valeur normale, laquelle peut dépendre des rugosités locales du lit.

$$n_{H \geq 0} = n.$$

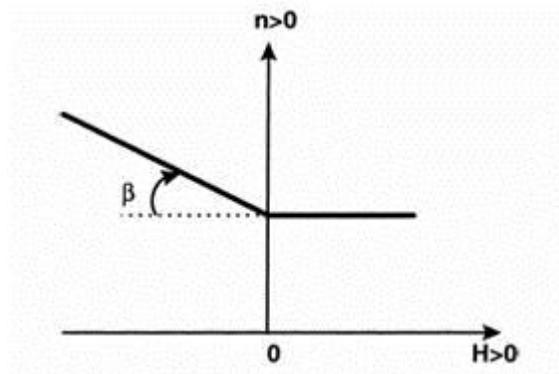


Figure 37 : Variation du coefficient de Manning n avec le signe et la valeur de la profondeur

Dans la zone découverte, le n varie linéairement avec le module de la profondeur $|H|$

$$n_{H < 0} = n(1 + \beta|H|),$$

Version H2D2

Le modèle de découverture-recouvrement d'H2D2 diffère d'HYDROSIM à deux égards. Similaire à HYDROSIM, H2D2 limite la valeur négative attribuée à la profondeur dans les zones sèches à une valeur minimum (H_{min}), ce qui revient à limiter la valeur du n sec à un plafond n_{dry} . De plus, H2D2 introduit une zone de transition entre la valeur seuil de début de découverture $H_{threshold}$ et H_{min} qui délimite la variation linéaire des paramètres.

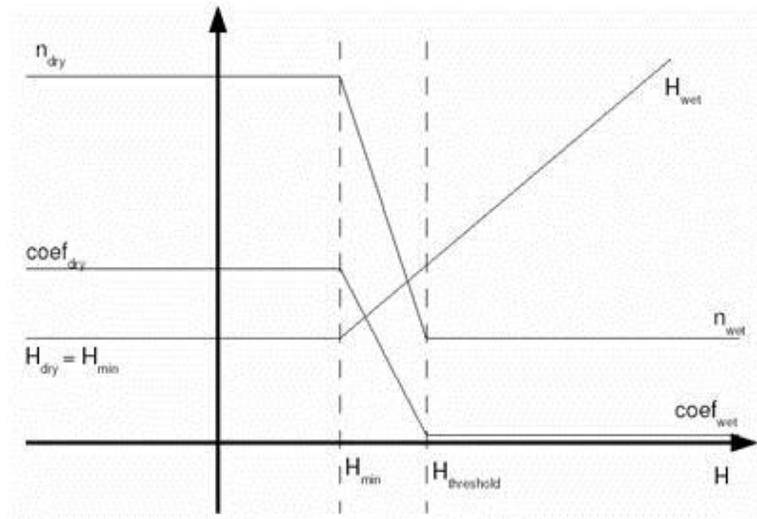


Figure 38 : Paramétrisation des la zone de transition du découvrement dans H2D2

Discrétisation par éléments finis

L'élément principal utilisé par H2D2 est un triangle à six nœuds, linéaire en géométrie avec une approximation P1-isoP2 pour les flux et P1 pour le niveau d'eau.

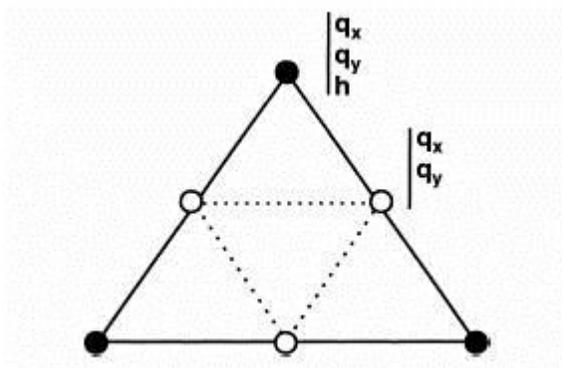


Figure 39 : L'élément utilisé par H2D2

La résolution est effectuée à l'aide de diverses méthodes itératives ou directes qui ne seront pas exposées ici.

Annexe B

Cartographie de la submersion par les crues à l'eau libre

Note : à partir d'un débit de crue de période de retour de 20 ans, les hypothèses de stationnarité du débit et d'immobilité du relief du lit mineur ne sont pas garanties. À noter aussi que des épisodes fréquents de faible submersion associée aux embâcles de glace sont présents sur le site.

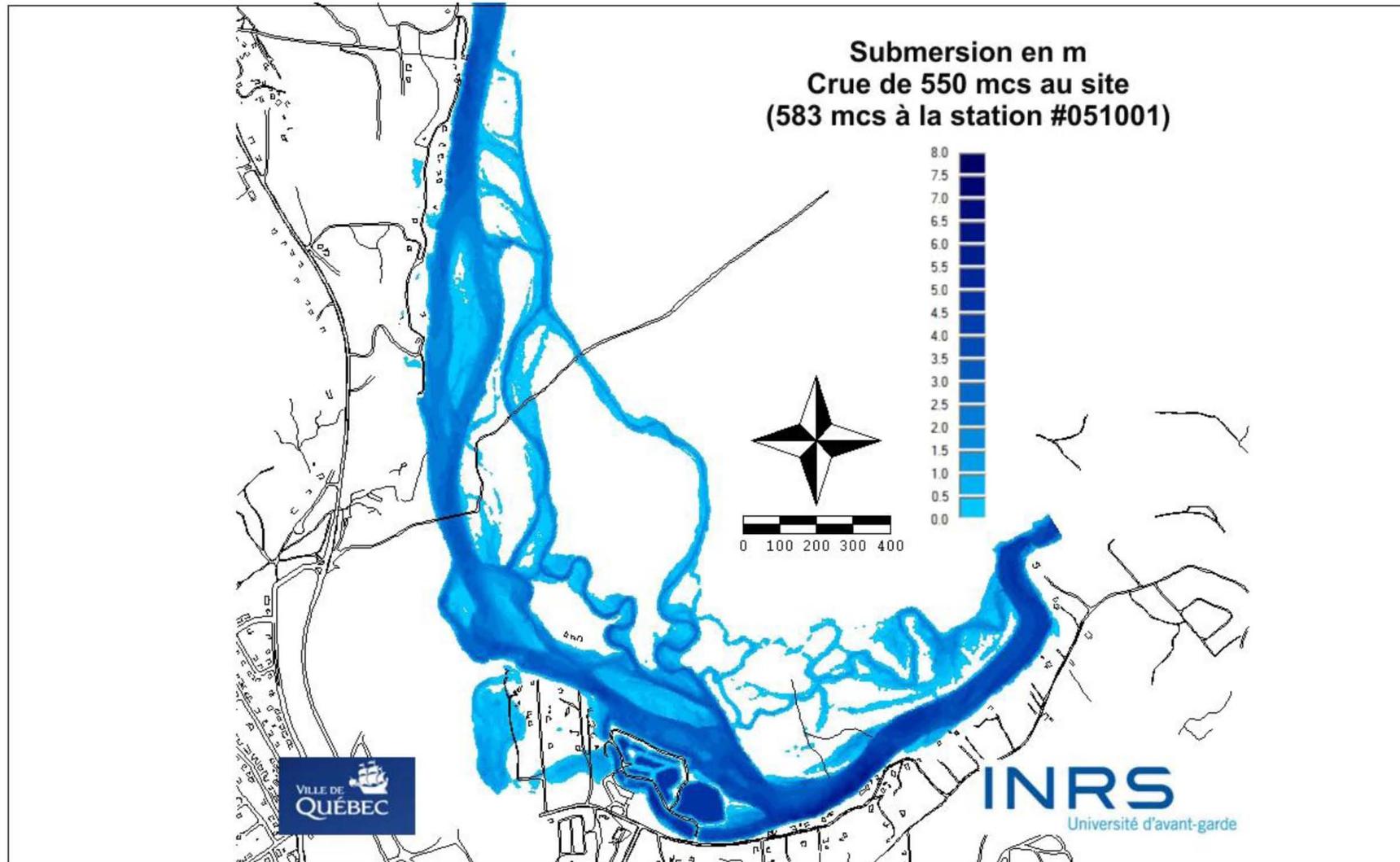


Planche I : Hauteur de submersion pour une débit de crue de 550 m³/s au site (583 m³/s à la station hydrométrique CEHQ #051001)

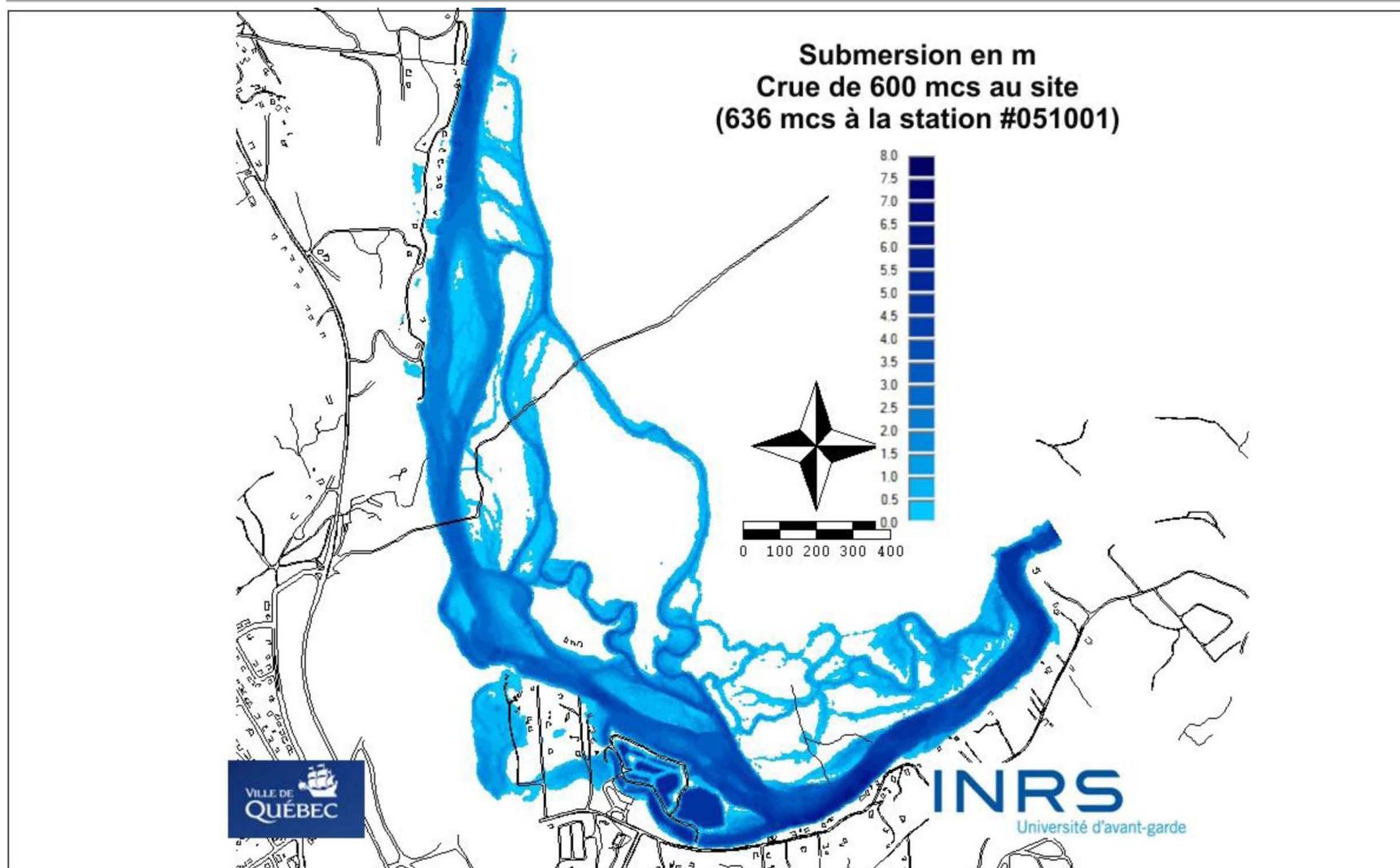


Planche II : Hauteur de submersion pour un débit de crue de 600 m³/s (636 m³/s à la station hydrométrique CEHQ #051001)

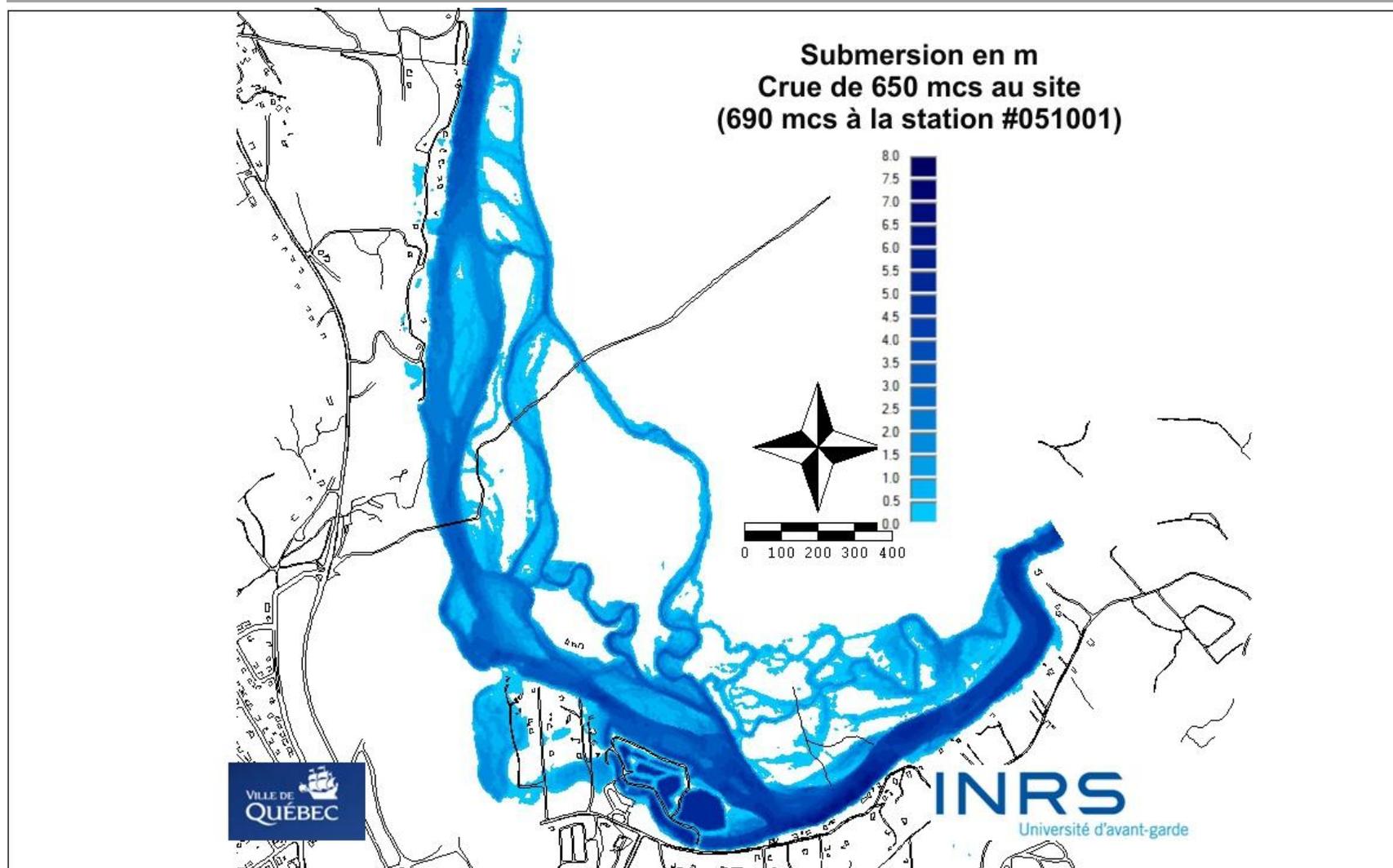


Planche III : Hauteur de submersion pour un débit de crue de 650 m³/s (690 m³/s à la station hydrométrique CEHQ #051001)

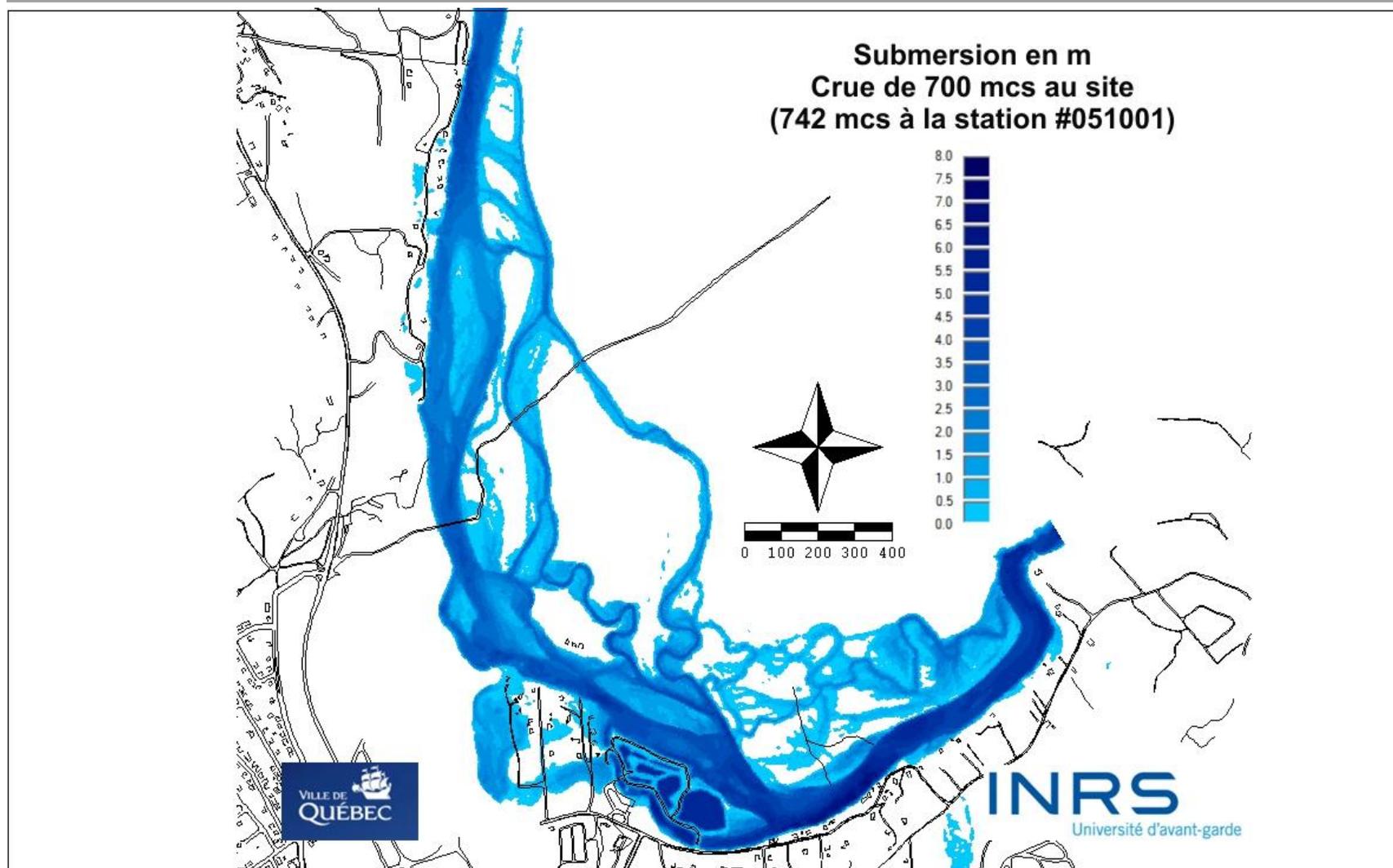


Planche IV : Hauteur de submersion pour un débit de crue de 700 m³/s (742 m³/s à la station hydrométrique CEHQ #051001)

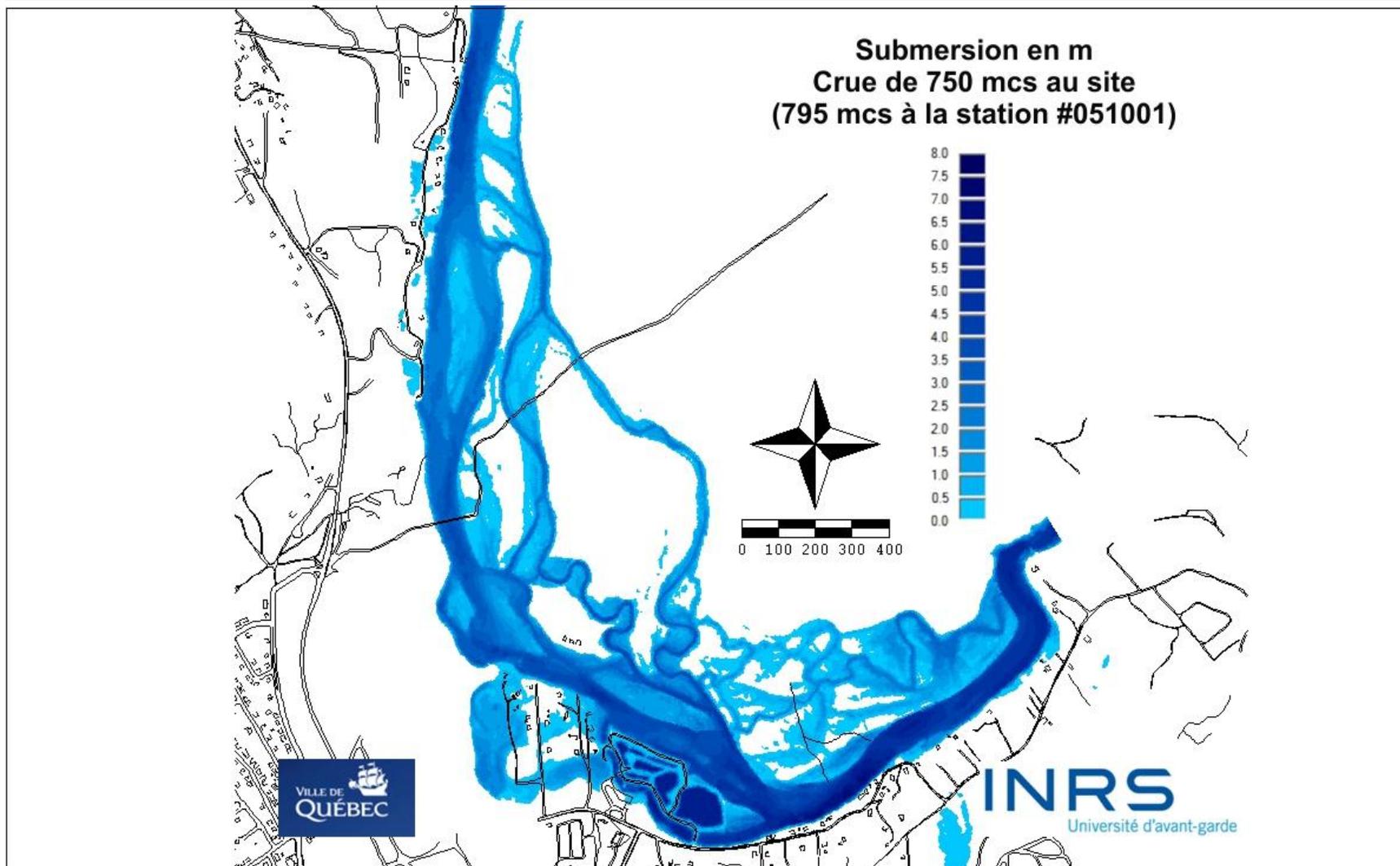


Planche V : Hauteur de submersion pour un débit de crue de 750 m³/s (795 m³/s à la station hydrométrique CEHQ #051001)

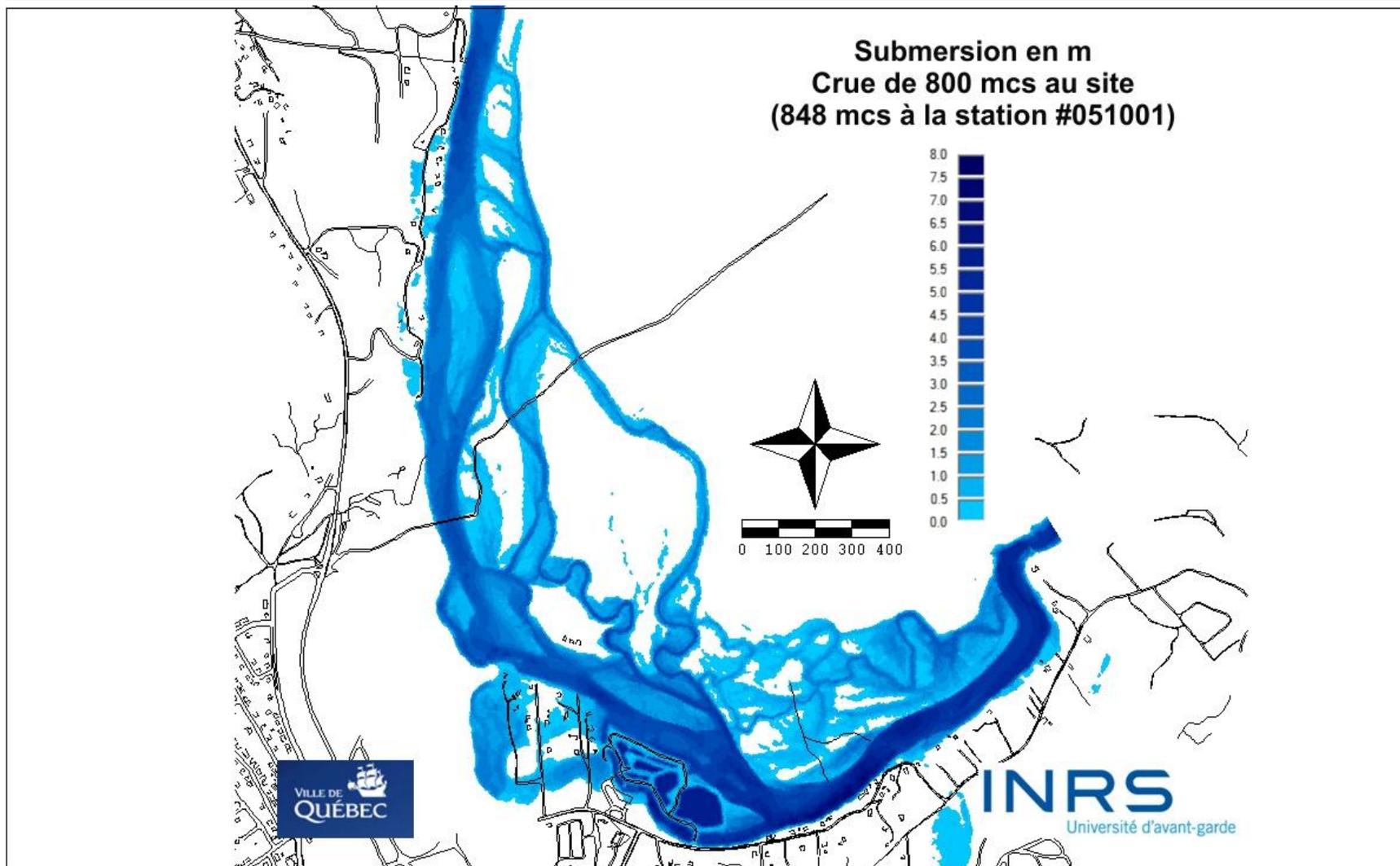


Planche VI : Hauteur de submersion pour un débit de crue de 800 m³/s (848 m³/s à la station hydrométrique CEHQ #051001)

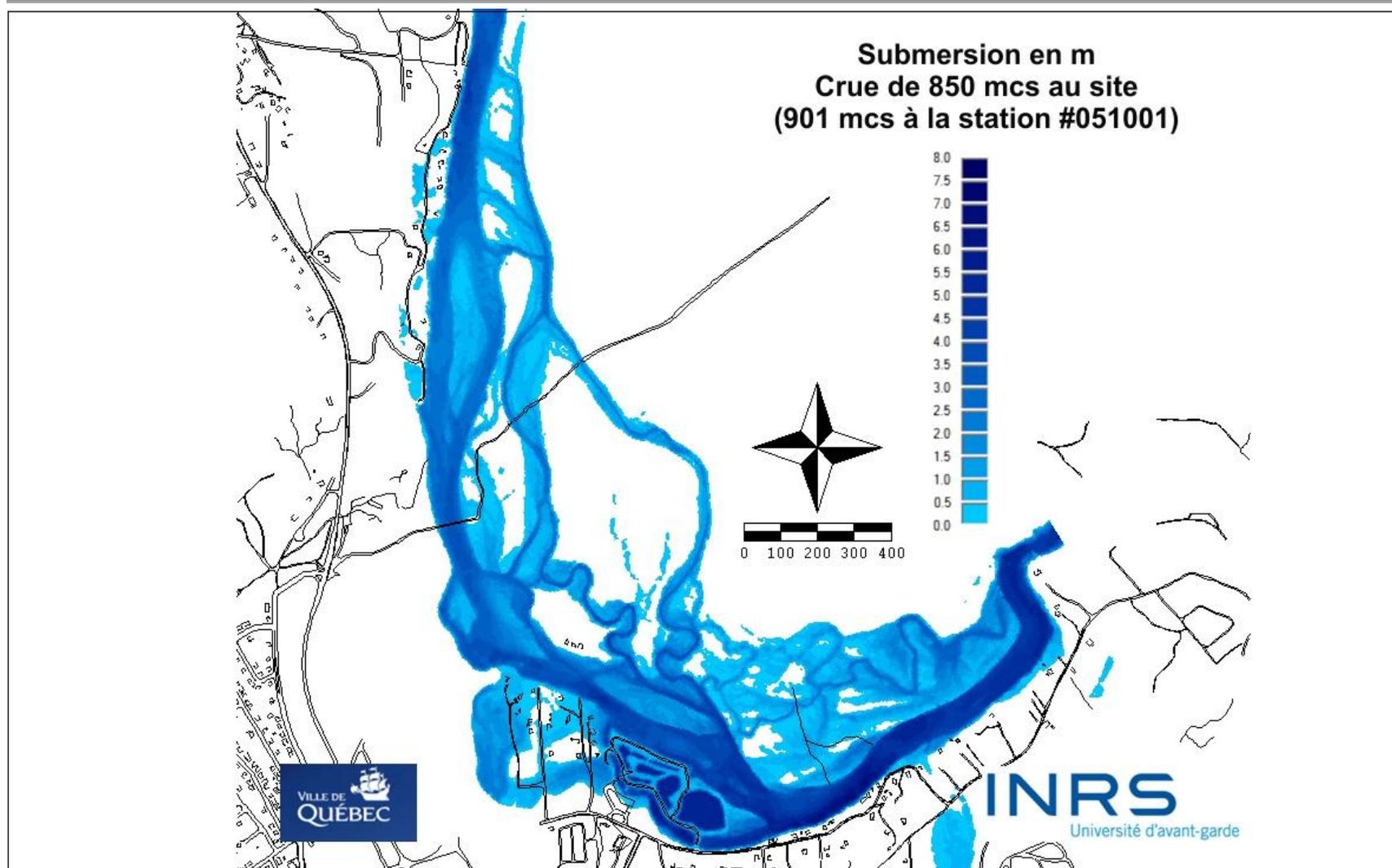


Planche VII : Hauteur de submersion pour un débit de crue de 850 m³/s (901 m³/s à la station hydrométrique CEHQ #051001)

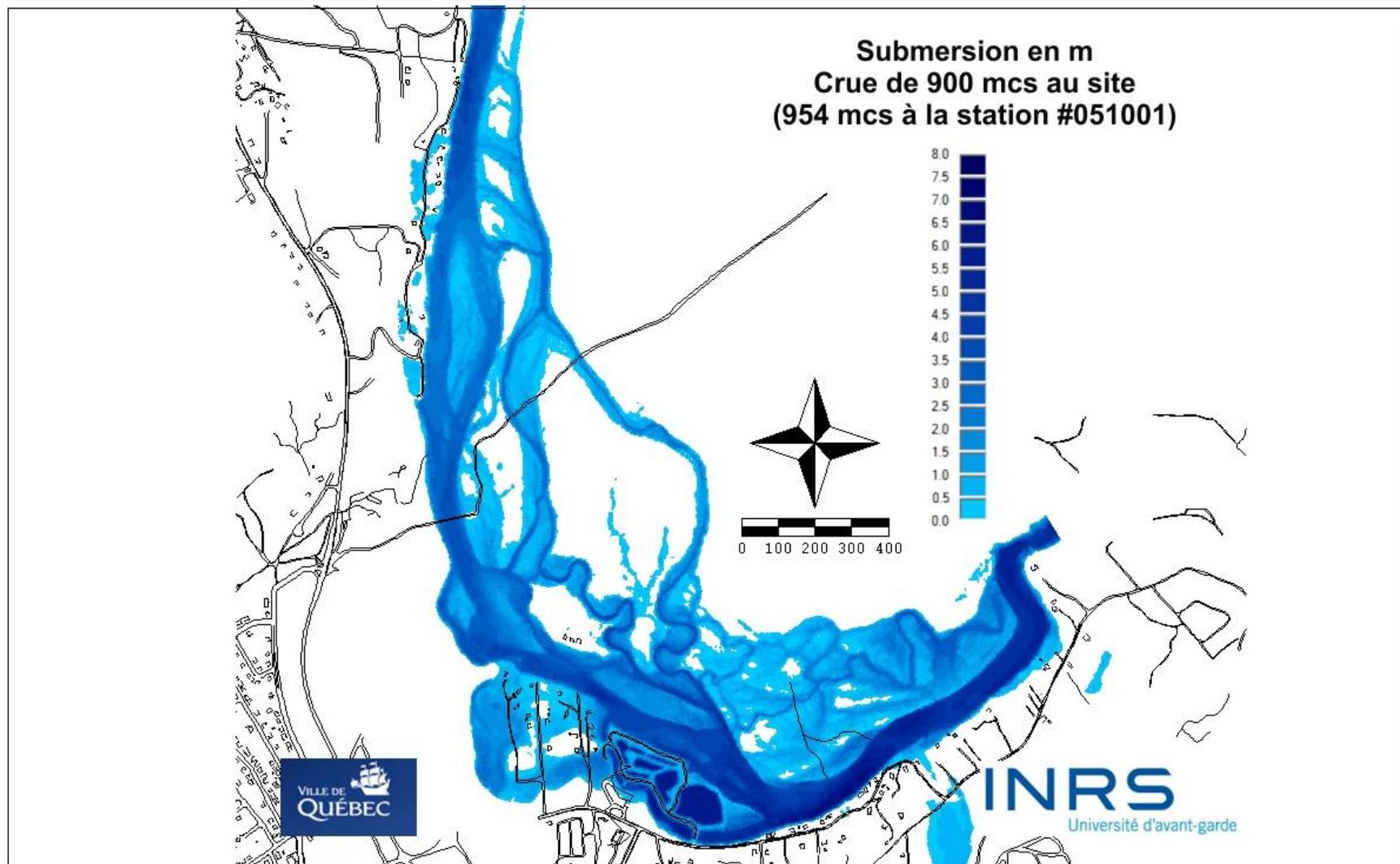


Planche VIII : Hauteur de submersion pour un débit de crue de 900 m³/s (954 m³/s à la station hydrométrique CEHQ #051001)

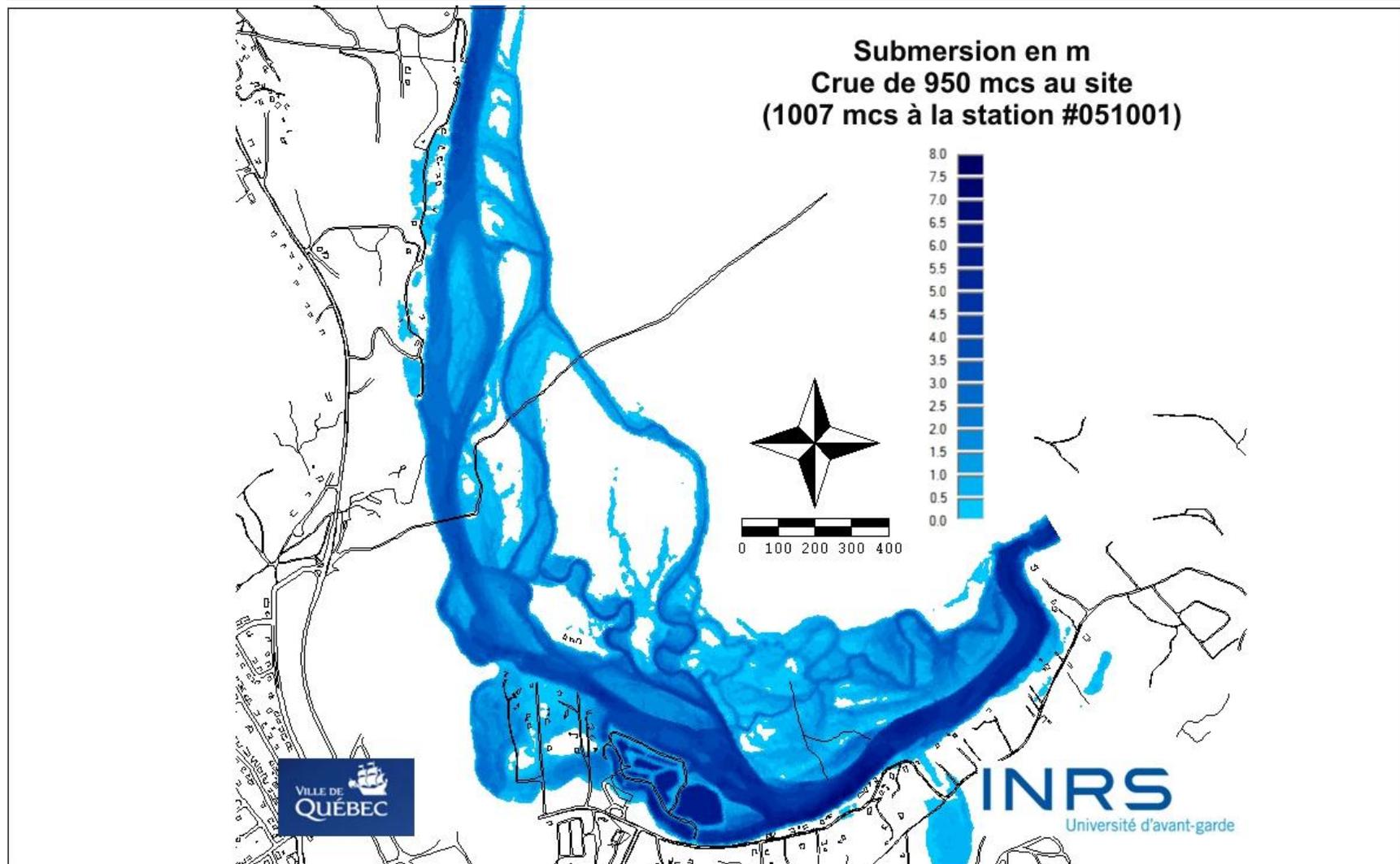


Planche IX : Hauteur de submersion pour un débit de crue de 950 m³/s (1007 m³/s à la station hydrométrique CEHQ #051001)

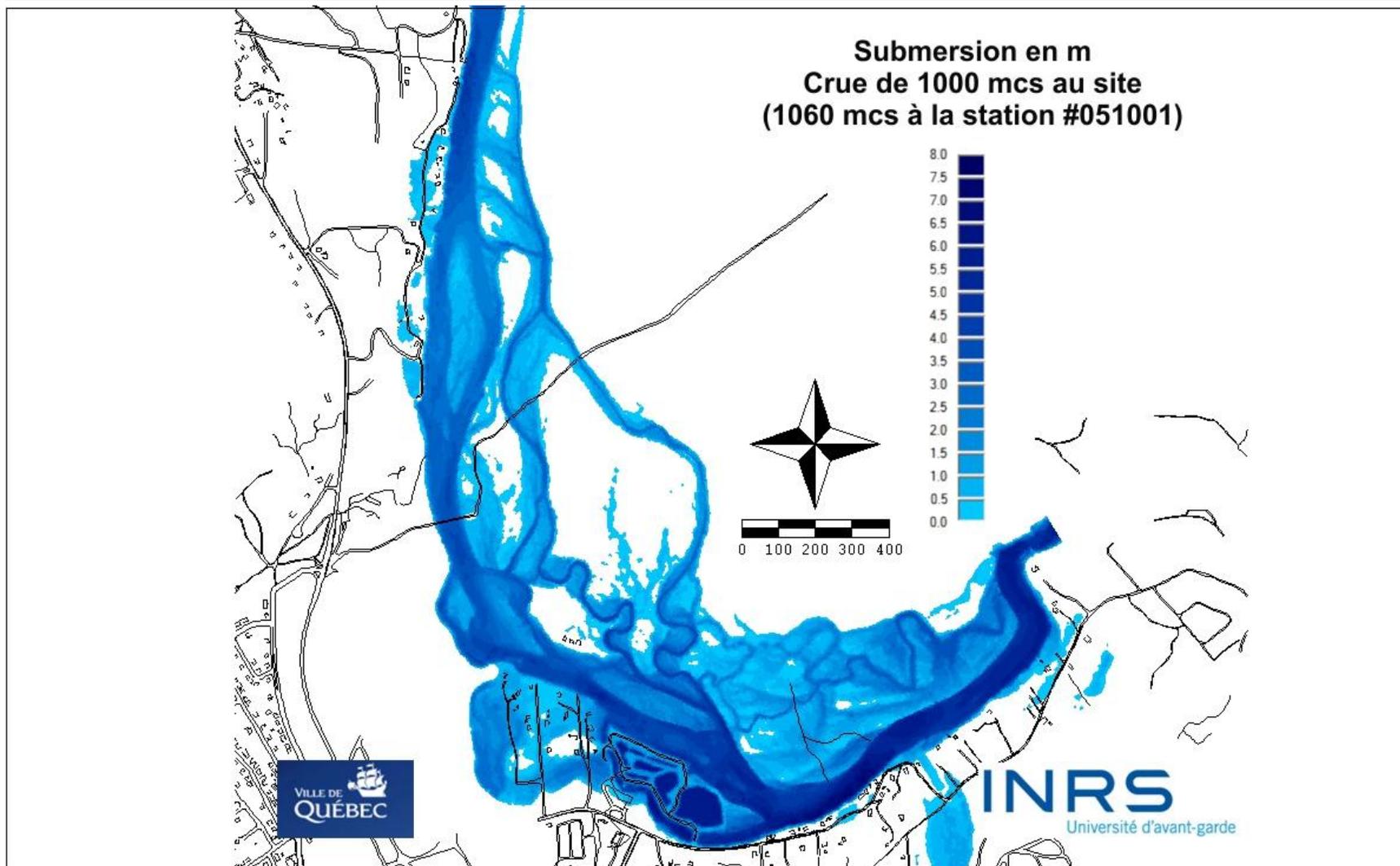


Planche X : Hauteur de submersion pour un débit de crue de 1000 m³/s (1060 m³/s à la station hydrométrique CEHQ #051001)

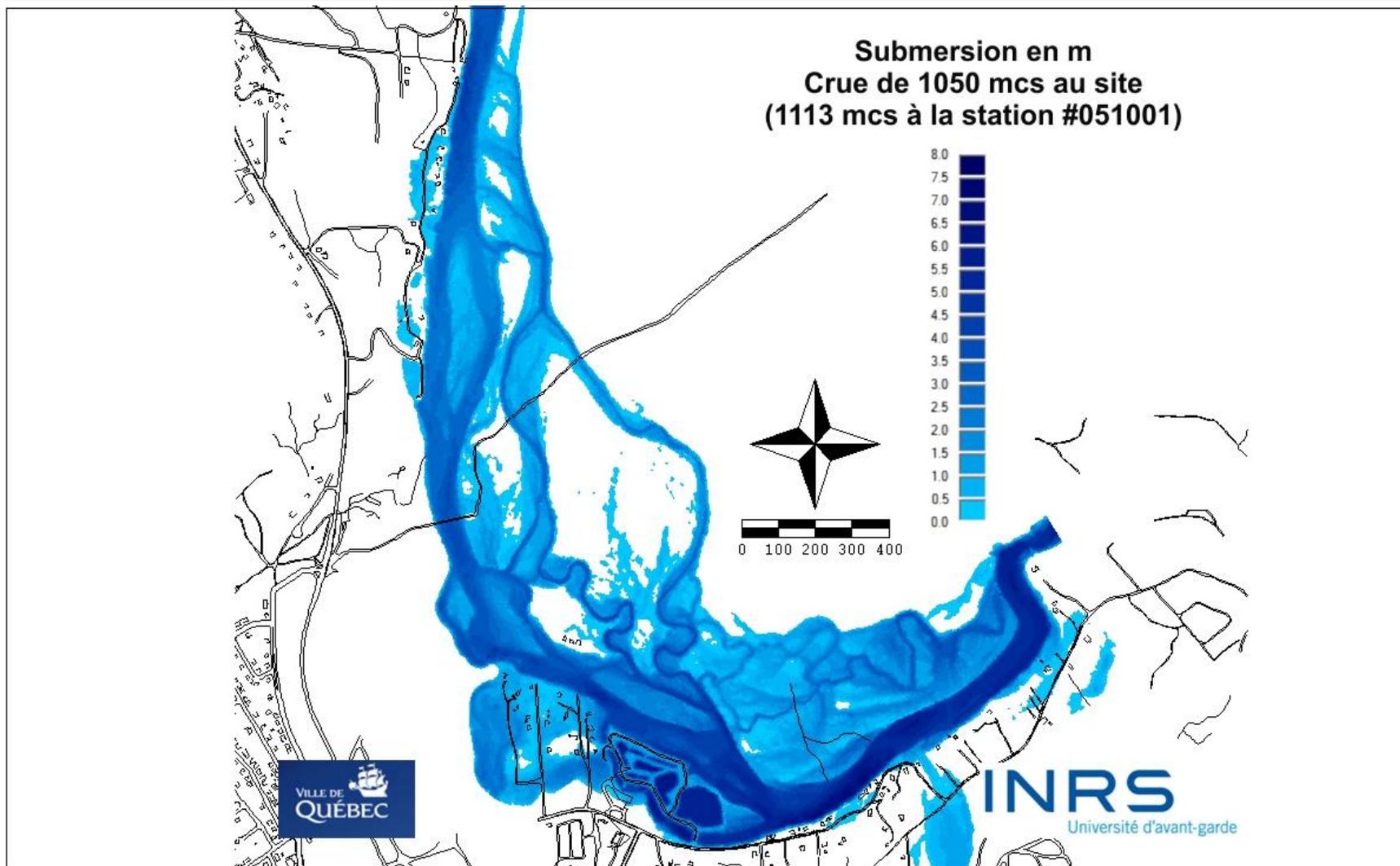


Planche XI : Hauteur de submersion pour un débit de crue de 1050 m³/s (1113 m³/s à la station hydrométrique CEHQ #051001)

Annexe C

Caractérisation de la dynamique morphologique des chenaux anastomosés du secteur des Îlets, rivière montmorency, Québec

Résumé du rapport produit par l'Organisme de Bassins versants (OBV) –
Charlevoix-Montmorency pour le compte de la Ville de Québec

Par Pierre-Luc Fortin, Géographe, M. Sc.

Spécialiste en caractérisation des risques naturels

Organisme de bassins versant Charlevoix-Montmorency

Mars 2012



SOMMAIRE EXÉCUTIF

Le secteur des Îlets, correspond à un tronçon de trois kilomètres de la rivière Montmorency se caractérisant par un réseau de chenaux anastomosés présentant une grande dynamique morphologique. Celui-ci comprend un cours principal de même qu'un réseau de chenaux périphériques. Ce dernier prend naissance en amont de l'île du Canteloup et longe le cours principal en se reconnectant à celui-ci en divers points. Le tronçon de rivière comprend deux prises d'eau desservant les arrondissements de Charlesbourg et de Beauport. En lien avec la nature changeante du cours d'eau, la Ville de Québec, propriétaire et opératrice de ces installations, a exprimé le besoin de documenter l'évolution morphologique du secteur, en lien avec la pérennité des ouvrages de captage. Cette étude consiste en ce sens, à formuler un avis géomorphologique sur l'évolution morphologique à long terme du secteur des îlets, en mettant l'emphase sur le secteur de la prise d'eau de Charlesbourg (Ouvrage A). Pour ce faire, une cartographie multi-dates (1963, 2003 et 2011) des chenaux anastomosés a été réalisée et une synthèse des données topographiques relatives à l'évolution verticale des chenaux a été effectuée.

Les résultats obtenus pour la portion nord du secteur des Îlets, soit en périphérie de l'Ouvrage A, indiquent, d'une part, une activation majeure, de l'ordre de 279%, de la largeur moyenne des biefs constituant le réseau de chenaux périphériques, entre 1963-2011, et, d'autre part, une sédimentation importante dans le chenal principal à la hauteur de l'île du Canteloup, notamment dans le chenal est, où une accrétion verticale de 30 à 60 cm y a été mesurée entre 1995 et 2010 ainsi qu'une réduction en largeur de 36%, entre 1963 et 2011. En outre, la plupart des biefs ont enregistré une accélération importante des taux d'érosion, dont les valeurs moyennes sont passées de 0,10 m/an, pour la période 1963-2003, à 0,24 m/an, pour la plage 2003-2011.

Les modifications s'étant opérées dans ce secteur découlerait de :

- 1) la restriction à l'écoulement que forme le redressement du profil du cours d'eau à la hauteur de l'île de Canteloup,
- 2) l'action récurrence des embâcles, lesquels initient des débordements latéraux favorisant le développement de chenaux périphériques, et occasionnent le déplacement de masses de dépôts de l'amont vers la zone formant un redressement,
- 3) l'absence d'évènements hydrologiques capables d'assurer le maintien de la géométrie du chenal principal en remobilisant les sédiments vers l'aval et,
- 4) la faible résistance des berges des chenaux périphériques à l'érosion favorisant un développement rapide de ceux-ci.

Ces facteurs comprennent en outre des interactions fines formant une synergie tendant vers l'accentuation des changements. Une crue majeure pourrait favoriser le rééquilibrage du secteur, mais les mécanismes à l'origine de ces changements tendront à perdurer.

La morphologie actuelle de l'environnement de l'Ouvrage A ne semble pas constituer un risque marqué pour la poursuite des opérations de captage. Toutefois, son fonctionnement pourrait connaître certaines perturbations associées à une sédimentation importante au site de ses installations de captage ou à des pertes de débits vers le réseau de chenaux périphériques, à l'occasion du surcreusement de ceux-ci, notamment lors de la formation d'embâcles. Ces deux aspects pourraient nécessiter la tenue d'études plus poussées permettant de faire la lumière sur le devenir exact de ces installations.

Le secteur de la prise d'eau de Beauport (des Îlets) présente des prédispositions plus marquées à une entrave de son fonctionnement. Des pertes accrues de débit vers le réseau de chenaux périphériques, à l'occasion de l'ouverture de nouveaux points de fuite, de même qu'une sédimentation au droit de ses installations, suite à une crue majeure, pourraient potentiellement réduire les apports en eau vers ce site de captage. En ce sens, la tenue d'études hydrodynamiques permettant d'évaluer les pertes potentielles de débit, de même que la réalisation du bilan sédimentaire du tronçon des îlets pourraient s'avérer d'une grande utilité afin d'établir si des mesures d'adaptation ou d'atténuation seraient à prévoir pour le maintien des opérations de captage dans ce secteur.

En somme, cette étude confirme le caractère très changeant des chenaux anastomosés du secteur des Îlets. Ainsi, bien que les prises d'eau de Charlesbourg et de Beauport ne subissent pas actuellement les contrecoups de la dynamique du cours d'eau, certaines conséquences seraient à prévoir à l'occasion de futures crues majeures. Celles-ci pourraient notamment être mieux anticipées et prévenues par la tenue d'études et de travaux complémentaires.

Annexe D

Rationnel d'analyse pour la stabilité des alluvions

Extrait d'un avis d'expert par Michel Leclerc relatif à la stabilité des alluvions au site
d'implantation du futur Ouvrage A durant et après la reconstruction

2012

Cette annexe a dû être retirée en raison de restrictions liées à la confidentialité.