

RESUME COURT

L'étude vise à préciser les conditions d'écoulement et de niveau d'eau en période de fortes crues à l'eau libre et en fonction des marées extrêmes dans le Bassin au pied de la chute. L'analyse est effectuée à l'aide du logiciel H2D2 de l'INRS. Elle prend en compte tous les jeux de données disponibles de topographie (incluant des jeux de données LiDaR), de niveau d'eau, de substrat et de l'hydrologie. L'étude vise ultimement à vérifier l'exposition des structures existantes ou à venir à des épisodes de submersion dans les conditions topographiques actuelles ou en fonction de projets d'aménagement.

Par Michel Leclerc, ing., D.ing. Professeur associé, INRS-ETE

Bassin de la chute Montmorency - Analyse des aléas de crues

Rapport scientifique INRS #1763

Bassin de la chute Montmorency - Analyse des aléas de crue

Par : Michel Leclerc, ing. D.ing.,
Professeur associé,
Institut national de la Recherche scientifique (INRS)
Centre Eau, Terre et Environnement

Rapport scientifique INRS-ETE #1763

Novembre 2017

Pour fins de citation

Leclerc, M. (2017). Bassin de la chute Montmorency - Analyse des aléas de crue. Pour le compte de la Société des Établissements de Plein Air du Québec (SÉPAQ). Rapport INRS-ETE #1763. 94 pp + 3 annexes. URL : voir <http://espace.inrs.ca>

Collaborateurs (trice)

Pour la Société des Établissements de Plein Air du Québec

Responsable administratif : Mathieu Laflamme, ing.

Chargée de projet : Anne-Marie Laroche, ing.

Géomatique : Jean-Sébastien Blais, géogr.

Pour l'INRS-ETE

Chargé de projet : Michel Leclerc, ing. D.ing., Professeur associé

Support numérique et hydroinformatique: Yves Secretan, Ph.D., Professeur titulaire

Pour DLT - Arpentage de construction

Responsable : Alexandre Tremblay, Directeur

Précision sur la responsabilité des résultats obtenus

À titre d'ingénieur en pratique privée (OIQ #19339), l'auteur déclare être le seul responsable des résultats présentés dans ce rapport. Par conséquent, l'INRS ne saurait être tenu responsable de l'utilisation par des tiers de ces résultats. Le présent rapport a été publié sous l'étiquette INRS car il apporte une information d'intérêt public.

Résumé – Faits saillants

Vers une mise en valeur durable. Historiquement et encore récemment (le 16 avril 2014), les installations du Parc de la Chute Montmorency de la Société des Établissements de Plein Air du Québec (SÉPAQ) au pied de la chute Montmorency (le Bassin) ont subi des épisodes de submersion ayant causé des dommages significatifs. Un programme de mise en valeur de ce joyau naturel est en cours sous la forme de divers projets d'aménagement qui se doivent d'être durables et à l'abri des risques de submersion liés aux crues.

Les aléas naturels de crue contribuant aux risques comprennent :

1. *les crues à l'eau libre associées aux débits extrêmes de la rivière,*
2. *les marées de vives-eaux et les ondes de tempête (surcotes)*
3. *les conditions glacielles liées occasionnellement aux débâcles hivernales ou printanières.*

La combinaison de ces aléas (crues, marées, débâcles) a certainement un effet aggravant bien que la concomitance de ces conditions soit observable plus rarement que chacun des aléas séparés puisqu'ils ne sont pas directement corrélés statistiquement (sauf les crues de débâcles).

La modélisation numérique comme méthode. La méthode d'analyse a fait appel à la modélisation numérique bidimensionnelle des écoulements à partir d'outils hydroinformatiques développés à l'INRS-ETE : le simulateur H2D2 et l'utilitaire de pré- et de post-traitement Modeleur. Les compléments statistiques de l'étude (analyses fréquentielles) ont été fournis par la bibliographie existante.

Un modèle numérique de terrain complexe. Un modèle numérique de terrain pour la topographie, la géométrie des ouvrages et infrastructures présentes ainsi que la taille caractéristique des substrats a été élaboré à partir de plusieurs jeux de données pertinentes, notamment des données LIDAR récentes et des relevés bathymétriques directs. Une méthode dite de *résolution inversée* a permis de combler des manques de données notamment dans le rapide torrentiel et peu accessible en aval du pont de chemin de fer.

Un modèle hydrodynamique validé en crue. Ce modèle a été « mis en eau » afin d'être d'abord validé sur des mesures de niveau d'eau représentatives des conditions moyennes d'écoulement et des crues (5 événements mesurés). Les écarts par rapport aux mesures sont généralement inférieurs à ± 4 cm pour l'ensemble des cas caractérisés.

Un modèle prédictif des crues exceptionnelles. Le modèle a ensuite été appliqué en mode prédictif à un ensemble de conditions de crues de référence pour les deux principaux aléas (débit de crue et marée) définis par leur magnitude et leur probabilité au dépassement. Ainsi les crues de récurrence 2, 5, 20 100 et 1000 ans ont été combinées à des marées variant de façon équivalente. Toutes les combinaisons intermédiaires ont été simulées sauf exception.

Un modèle simplifié d'événement d'embâcle. Par ailleurs, la crue de débâcle exceptionnelle du 15-16 avril 2014 a été accompagnée de niveaux d'eau comparables à une crue à l'eau libre de fréquence aussi faible que millénaire. L'approche événementielle du risque pour les aléas d'embâcle suggère de considérer de tels aléas comme s'ils se produisaient en moyenne aux 20 ans. Un exercice de simulation numérique (H2D2) a été réalisé pour extraire le maximum d'enseignement possible des observations réalisées lors de cet événement. S'il est possible de reproduire un événement pour lequel on dispose de données d'observation suffisantes, la complexité (chaotique) des paramètres physiques qui sous-tend les processus d'embâcles-débâcles permet difficilement d'appliquer notre modèle en mode prédictif pour d'autres situations similaires.

Des résultats complémentaires sur le régime d'écoulement. En plus de fournir les cotes de crue réglementaires pour les crues à l'eau libre (débits et marées de récurrence 2, 20 et 100 ans) et pour l'événement d'embâcle observé, les résultats de l'exercice font ressortir certaines caractéristiques des écoulements dans le Bassin, notamment :

1. L'alternance de régimes fluvial, critique et/ou torrentiel sur le profil d'écoulement longitudinal
2. Pour un débit de crue donné, la valeur du niveau de marée qui refoule (ou pas) le niveau d'eau dans le Bassin
3. La relation niveau-débit à l'exutoire du Bassin et la position approximative du (des) contrôle(s) hydraulique(s)
4. La distribution générale des écoulements dans le plan avec un estimé (non validé toutefois) des vitesses moyennes de courant sur la colonne d'eau
5. L'exposition de certains éléments vulnérables à la submersion ou l'érosion

Les bases d'une possible analyse de risque. La présente étude peut constituer la base d'une analyse formelle de risque à condition de disposer des paramètres de sensibilité des éléments vulnérables présents à la submersion ou à l'impact des glaces. Une telle étude permettrait de monétiser l'ensemble du risque encouru par les installations de la SÉPAQ sur leur durée de vie utile.

Note sur les vitesses de courant et la stationnarité des résultats L'utilisation des résultats de vitesses de courant du modèle pour dimensionner de futurs ouvrages ou aménagements est également possible à condition de prendre en compte les simplifications du modèle à l'égard de la distribution verticale des courants (valeur moyenne –vs- profil) et la stationnarité des résultats.

Enfin, il est à noter que l'ensemble des simulations ont été réalisées en conditions stationnaires (régime permanent) en mettant l'accent sur les phases maximales des facteurs d'aléas combinés. Si cette approche ne rend pas justice aux phases intermédiaires des aléas, elle a le mérite de donner une image plus conservatrice des risques encourus.

Table des matières

Pour fins de citation	ii
Collaborateurs (trice)	ii
Pour la Société des Établissements de Plein Air du Québec	ii
Pour l'INRS-ETE	ii
Pour DLT – Arpentage de construction	ii
Résumé – Faits saillants	iii
Liste des figures	viii
Liste des tableaux	xii
Raison d'être de l'étude et objectifs	1
La modélisation numérique : l'approche retenue	2
Options de modélisation disponibles	2
Le simulateur H2D2	3
L'organisation de l'étude	4
D'abord modéliser les facteurs qui gouvernent les écoulements : le modèle numérique de terrain ou MNT	5
Délimitation du domaine d'écoulement à l'étude	5
Que comprend le modèle numérique de terrain ?	6
Le Modèle numérique topographique	6
Jeux de données disponibles	6
Les données du lit mineur (Picard et Picard et DLT)	6
Le lit majeur : données LiDaR	8
Les ouvrages	10
Le maillage hydrodynamique	10
Résultat du modèle numérique topographique	12
Le patron de conditions aux limites du modèle	13
Les substrats et la résistance à l'écoulement	14
La validation du modèle hydrodynamique	17
Événements de validation disponibles	17
Cas 25 m ³ /s – 1999-2000	17

Cas 145 m ³ /s – 26 avril 2017	17
Cas 235-240 m ³ /s – 2 mai 2017	17
Cas 420 m ³ /s – 7 mai 2017	18
Comparaison des résultats au site des points de mesure	20
Valider visuellement le modèle par la position des lignes de berges.	28
Résultats de validation en bref	32
La fréquence des crues de la rivière Montmorency.....	35
L’approche statistique traditionnelle pour les crues à l’eau libre revisitée	35
Les aléas de crue d’embâcle-débâcle	37
La marée – Cotes de crue du Saint-Laurent.....	39
« L’espace-solution » pour l’analyse des crues à l’eau libre.....	40
« L’espace événementiel » pour les embâcles-débâcles.....	41
Données (indices) disponibles	42
Résultats de simulation	45
Sensibilité du niveau d’eau aux conditions retenues : résultats bruts.....	45
L’approche événementielle : la débâcle du 16 avril 2014	51
Approche de modélisation	51
Limitations à la valeur prédictive du modèle d’embâcle retenu.....	52
Interprétation	52
Résultats en images	56
La submersion.....	56
Les niveaux d’eau.....	60
Les vitesses de courant.....	65
Analyse et interprétation des résultats.....	70
Influence de la marée sur le niveau d’eau.....	70
Régime fluvial et/ou torrentiel (Nombre de Froude)?	71
Relation niveau-débit au centre du Bassin	77
Exposition des infrastructures présentes	78
Conclusions	80

Bibliographie.....	82
Annexe 1 : le simulateur H2D2	85
Introduction au simulateur	85
Modèle mathématique des écoulements (Saint-Venant)	85
Algorithme de découverture-recouvrement	87
Version H2D2	88
Discrétisation par éléments finis	89
Annexe 2 : Métadonnées des relevés LiDaR 1999-2000 (Lasemap GPR)	90
Annexe 3 : Cotes de crue du Bassin de la chute Montmorency.....	92
Note explicative	92
Position des points portant les données de cotes de crue	92
Événements de référence hydrologiques et marégraphiques.....	93
Note sur la fréquence combinée des aléas hydrologiques et marégraphiques et leur concomitance	94
Note sur la validité du modèle H2D2	94
Remarque sur les conditions de glace	94

Liste des figures

Figure 1 : Méthodologie d’analyse des aléas de crue par modélisation hydrodynamique (extrait de Dupuis et Leclerc, 2012)	4
Figure 2 : Délimitation du domaine de simulation – Bassin de la chute Montmorency.....	5
Figure 3 : Couverture des données topographiques du lit mineur par Picard et Picard (2013) Note : les points en rouge sont ajoutés au pied du muret afin, dans le modèle MNT, d’y structurer adéquatement la géométrie de l’ouvrage dans le plan et en élévation.	7
Figure 4 : Données synthétiques obtenues par résolution inversée appliquée au rapide à l’exutoire du Bassin.....	8
Figure 5 : Couverture du jeu de données LiDaR du MERN en novembre 2013	9
Figure 6 : Couverture offerte par le jeu de données LiDaR (MERN, 2014) – Détail dans la région des piles du pont de chemin de fer à la sortie du Bassin. Note : L’image de gauche montre les points de relevé trop denses pour les distinguer – Leur couleur est indexée sur l’altitude. Au centre, la donnée indique un niveau d’eau hétérogène par rapport au débit.	9
Figure 7 : Élément triangulaire à six nœuds utilisé par le modèle H2D2	10
Figure 8: Maillage hydrodynamique (94302 nœuds) – Détail des éléments aux 0,5 m autour des piles du pont de chemin de fer Note : les arrêtes des éléments sont colorées selon la topographie correspondante	11
Figure 9 : Le modèle numérique topographique (version 5.0) – Résultat Note : les isolignes d’élévation de la fosse profonde au pied de la chute sont aux 3 m d’intervalle plutôt que 0,5 m	12
Figure 10 : Représentation 3D du MNT (V5.0) dans le relief environnant (fond d’image Google Earth)	13
Figure 11 : Patron de conditions aux limites imposées au modèle.....	14
Figure 12 : Carte des classes de substrats dominants (WSP, 2014)	15
Figure 13 : Résultat de la calibration–validation du coefficient n de Manning – MNT V5.0	16
Figure 14 : Points de mesure du niveau d’eau (N=178) de la crue du 2 mai 2017 par la firme DLT Arpentage – Débit = 235 m ³ /s	18
Figure 15 : Points de mesure (N=56) du niveau d’eau de la crue du 7 mai 2017 - Débit = 420 m ³ /s – Relevé par DLT Arpentage Note : Les isolignes illustrent la grande variabilité spatiale des niveaux d’eau calculés ainsi que la position des seuils.....	19
Figure 16 : Points de mesure (N=19, 16 retenus) du niveau d’eau de la crue du 7 mai 2017 - Débit = 420 m ³ /s – Relevé par DLT Arpentage.....	20
Figure 17 : Comparaison du relevé de la ligne de berge (DLT 2017, points verts) avec les résultats du modèle à 245 m ³ /s pour $H=0$ Note : La profondeur H nulle en bleu définit la ligne de berge de la simulation	29
Figure 18 : Comparaison du relevé de la ligne de berge (DLT 2017, points verts; 7 mai 2017) avec les résultats du modèle à 420 m ³ /s pour $H=0$ Note : La profondeur H nulle en bleu définit la ligne de berge de la simulation	30

Figure 19 : Comparaison du relevé de la ligne de berge (DLT 2017, points verts – 19 mai 2017) avec les résultats du modèle à 470 m ³ /s pour $H=0$ Note : La profondeur H nulle en bleu définit la ligne de berge de la simulation	31
Figure 20 : Repères métriques pour le profil en long central	33
Figure 21 : Vue d'ensemble des résultats du modèle hydrodynamique comparés aux mesures Note : Les valeurs mesurées sont transposées sur le profil central pour la comparaison et pour fins d'illustration. Les multiples de 100 m de la coordonnée curviligne du profil sont indiqués à la Figure 20	34
Figure 22 : Loi statistique déterminant la valeur des quantiles de pointes de crue observées sur la rivière Montmorency entre 1965 et 1999 (Leclerc et Secretan, 2012).....	36
Figure 23 : Niveau de l'embâcle du 16 avril 2014 observé à la hauteur du secteur des îlets de la rivière Montmorency comparé à une crue de récurrence millénaire (1050 m ³ /s au site; 94% du bassin versant) Note : la flèche rouge indique un surpassement de la crue millénaire de près de 2 m en certains points.	37
Figure 24 : Espace-solution des crues à l'eau libre couvert par les simulations	41
Figure 25 : Marées observées au cours du mois d'avril 2014 à Québec (Vieux Port).....	42
Figure 26: Hydrogramme observé à la station CEHQ #051001 (Marches-Naturelles) - 14-20 avril 2014	43
Figure 27: Détail de l'hydrogramme observé à la station CEHQ #051001 (Marches-Naturelles) - 14-20 avril 2014	44
Figure 28 : Niveau d'eau pour la crue de période de retour 2 ans : 467 m ³ /s. Note : Les conditions de marée varient de 1,5 m à 5,2 m. (géosésique). Les deux valeurs supérieures correspondent à des marées de 6,80 m et 6,98 m (marégraphique), soit les récurrences 20 et 100 ans.....	46
Figure 29 : Niveau d'eau pour la crue de période de retour 5 ans : 572 m ³ /s Note : Les conditions de marée varient de 1,5 m à 5,2 m. (géosésique). Les deux valeurs supérieures correspondent à des marées de 6,80 m et 6,98 m (marégraphique), soit les récurrences 20 et 100 ans.....	47
Figure 30 : Niveau d'eau pour la crue de période de retour 20 ans : 731 m ³ /s. Note : Les conditions de marée varient de 2 m à 5,2 m. (géosésique). Les deux valeurs supérieures correspondent à des marées de 6,80 m et 6,98 m (marégraphique), soit les récurrences 20 et 100 ans	48
Figure 31 : Niveau d'eau pour la crue de période de retour 100 ans : 915 m ³ /s. Note : Les conditions de marée varient de 2,5 m à 5,2 m. (géosésique) ce qui correspond à des marées de 6,8 m et 6,98 m (marégraphique).....	49
Figure 32 : Niveau d'eau pour la crue de période de retour 1000 ans : 1179 m ³ /s. Note : Les conditions de marée varient de 3,0 m à 5,2 m. (géosésique) ce qui correspond à des marées de 6,8 m et 6,98 m (marégraphique)	50
Figure 33 : Niveau de surface estimé tel que reproduit avec le simulateur H2D2 (Sim042) – Débit de 500 m ³ /s (estimé) – Résistance à l'écoulement V5.0 (Manning équivalent)	53

Figure 34 : Profondeur (ou hauteur de submersion) estimée avec le simulateur H2D2 (Sim042) – Débit de 500 m ³ /s (estimé) – Résistance à l’écoulement V5.0 (Manning équivalent)	54
Figure 35 : Profil du niveau de surface estimé tel que reproduit avec le simulateur H2D2 – Comparaison avec le niveau d’eau d’une crue de récurrence millénaire (Sim040)	55
Figure 36 : Profondeur de submersion (m) pour une crue vicennale de 731 m ³ /s (1/20 ans) et une marée correspondante de 5,02 m (géodésique) – Simulation #027.....	57
Figure 37 : Profondeur de submersion (m) pour une crue vicennale (731 m ³ /s; 1/20 ans) et une marée de 1,5 m n’ayant pas d’influence sur les niveaux du bassin (1,5 m géodésique) – Simulation #031	58
Figure 38 : Profondeur de submersion (m) pour une crue centennale (915 m ³ /s; 1/100 ans) et une marée centennale 5,2 m (géodésique) – Simulation #032	59
Figure 39 : Profondeur de submersion (m) pour une crue centennale (915 m ³ /s; 1/100 ans) et une marée sans influence sur la Bassin (2,0 m géodésique) – Simulation #036.....	60
Figure 40 : Niveau d’eau (m) pour une crue vicennale de 731 m ³ /s (1/20 ans) et une marée correspondante de 5,02 m (géodésique) – Simulation #027	61
Figure 41 : Niveau d’eau (m) pour une crue vicennale de 731 m ³ /s (1/20 ans) et une marée sans influence sur la Bassin (1,5 m géodésique) – Simulation #031	62
Figure 42 : Niveau d’eau (m) pour une crue centennale de 915 m ³ /s (1/100 ans) et une marée centennale (5,2 m géodésique) – Simulation #032.....	63
Figure 43 : Niveau d’eau (m) pour une crue centennale de 915 m ³ /s (1/100 ans) et une marée sans influence sur le Bassin (2,0 m géodésique) – Simulation #036.....	64
Figure 44 : Module de la vitesse moyenne (m/s) pour une crue vicennale de 731 m ³ /s (1/20 ans) et une marée correspondante de 5,02 m (géodésique) – Simulation #027.....	66
Figure 45 : Module de la vitesse moyenne (m/s) pour une crue vicennale de 731 m ³ /s (1/20 ans) et une marée sans influence sur le Bassin (1,5 m géodésique) – Simulation #031	67
Figure 46 : Module de la vitesse moyenne (m/s) pour une crue centennale de 915 m ³ /s (1/100 ans) et une marée correspondante de 5,2 m (géodésique) – Simulation #032	68
Figure 47 : Module de la vitesse moyenne (m/s) pour une crue centennale de 915 m ³ /s (1/100 ans) et une marée sans influence sur le Bassin (2,0 m géodésique) – Simulation #036	69
Figure 48 : Marée de refoulement indiquant le niveau d’eau requis de marée pour influencer le niveau d’eau dans le Bassin en fonction du débit de crue. Note : Refoulement n’implique pas nécessairement inversion du courant.....	70
Figure 49 : Régime d’écoulement selon le nombre de Froude – Crue et marée vicennales – Simulation #27 – Vue d’ensemble	73
Figure 50 : Régime d’écoulement selon le nombre de Froude – Crue et marée vicennales – Simulation #27 – Détail au droit du pont de chemin de fer	74

Figure 51 : Régime d'écoulement selon le nombre de Froude – Crue vicennale et marée sans influence sur le Bassin (1,5 m géodésique)– Simulation #31 – Vue d'ensemble Note : les traits blancs délimitent la zone d'écoulement critique avec Fr compris entre 0,95 et 1,05..... 75

Figure 52 : Régime d'écoulement selon le nombre de Froude – Crue vicennale et marée sans influence sur le Bassin (1,5 m géodésique)– Simulation #31 – Détail au droit du pont de chemin de fer Note : les traits blancs délimitent la zone d'écoulement critique avec Fr compris entre 0,95 et 1,05 76

Figure 53 : Résultats du niveau d'eau pour divers aléas combinés – Ressauts hydrauliques Note : La région amont (Bassin) est en régime fluvial tandis que la région aval ($x = 550$ m et +) passe du régime fluvial au régime torrentiel avec la marée descendante – On observe alors une séries de vagues stationnaires (ressauts hydrauliques direct et ondulés) en aval du pont et plus loin 77

Figure 54 : Relations niveau-débit du Bassin extraite des simulations et des observations (coordonnées longitudinales 403 m et 510 m) 78

Figure 55 : Érosion active jouxtant la voie ferrée derrière le poste d'accueil de la SÉPAQ (photo prise par l'auteur lors de la crue du 3 novembre 2017 ($650 \text{ m}^3/\text{s}$)..... 79

Figure 56 : Couverture du relevé topographique LiDAR réalisé en 1999-2000 par Lasermap inc. (Leclerc *et al*, 2002; Leclerc et Secretan, 2013). Note : Le rectangle bleu délimite le domaine de simulation de l'étude de 2013. Le Bassin de la chute a été caractérisé 91

Figure 57 : Localisation des points où les cotes de crue sont fournies 92

Liste des tableaux

Tableau 1 : Écarts entre les résultats de modélisation (Sim013) et les mesures LiDaR (1999) pour un débit de 25 m ³ /s (N=39)	21
Tableau 2 : Écarts entre les résultats de modélisation (Sim008) et les mesures par DLT Arpentage pour un débit de 245 m ³ /s le 2 mai 2017 (N=178)	22
Tableau 3 : Écarts entre les résultats de modélisation (Sim012) et les mesures par DLT Arpentage pour un débit de 420 m ³ /s le 7 mai 2017 (N=56)	26
Tableau 4 : Écarts entre les résultats de modélisation (Sim012.1) et les mesures par DLT Arpentage pour un débit de 470 m ³ /s le 19 mai 2017 (N=16)	28
Tableau 5 : Vue d'ensemble de l'analyse comparative des simulations et des mesures	32
Tableau 6 : Quantiles de crue établis par Ouarda de l'INRS (Heniche et coll., 1999)	35
Tableau 7 : Programme de simulations correspondant à l'espace-solution retenu pour les crues à l'eau libre (niveau géodésique de la marée en m)	45
Tableau 8 : Événements de référence retenus pour les cotes de crue de fréquence au dépassement de 1/2 ans, 1/20 ans et 1/100 ans en conditions naturelles	94
Tableau 9 : Cotes de crue du Bassin de la chute Montmorency en rive droite (ouest)	97
Tableau 10 : Cotes de crue du Bassin de la chute Montmorency en rive gauche (est)	98

Raison d'être de l'étude et objectifs

Historiquement et encore récemment (le 16 avril 2014), les installations du Parc de la Chute Montmorency de la Société des Établissements de Plein Air du Québec (SÉPAQ) au pied de la chute Montmorency (lieudit le Bassin pour la suite) ont subi des épisodes problématiques de submersion ayant causé des dommages significatifs. Depuis quelques années, la SÉPAQ a par ailleurs entrepris plusieurs initiatives visant la mise en valeur du Parc de la Chute Montmorency : *via ferrata*, éclairage paysager, tyrolienne, téléphérique. Récemment encore, on envisageait la construction d'un tunnel derrière la chute. D'autres initiatives potentielles sont toujours à l'étude.

Les aléas naturels contribuant aux risques comprennent :

4. *les crues à l'eau libre associées aux débits extrêmes de la rivière,*
5. *les marées de vives-eaux et les ondes de tempête (surcotes)*
6. *les conditions glacielles liées occasionnellement aux débâcles hivernales ou printanières.*

La combinaison (concomitance) de ces facteurs a certainement un effet aggravant avéré mais qui demeure difficile à cerner du point de vue fréquentiel (ex : peut nécessiter une approche par probabilités conditionnelles).

Dans le but de contribuer à la connaissance des aléas à l'origine des risques, la présente étude porte sur la modélisation numérique intégrée des différents aspects de cette problématique. Les applications particulières de cette modélisation hydrodynamique seront applicables tout autant aux installations existantes qu'aux futures interventions pour la mise en valeur du site. Dans la présente étude, seules les conditions générales présidant à *l'existence de risques dans les conditions actuelles d'aménagement du site* seront rapportées.

L'emphase de la modélisation est d'abord mise sur les conditions de crues à l'eau libre combinées à des conditions de marée variables. Concernant les crues glacielles, celles-ci peuvent difficilement être prédites avec les outils de calcul actuellement disponibles en raison des facteurs nombreux et très particuliers présidant à leur survenue (volume de glace, comportement du pain de sucre, débit de débâcle, marée concomitante, état du couvert de glace dans le Bassin). Dans la mesure du possible, l'événement exceptionnel d'avril 2014 fera l'objet d'une analyse particulière portant sur les maximums de niveau atteints.

Les analyses particulières relatives aux projets en planification pourront faire l'objet d'analyses distinctes pour les fins de leur dimensionnement.

La modélisation numérique : l'approche retenue

La modélisation des aléas est l'approche la plus efficace pour analyser des événements de crue qui ont peu de chances de se produire mais qui peuvent s'accompagner de dommages importants.

Options de modélisation disponibles

La modélisation numérique en hydrodynamique est en effet une approche reconnue pour caractériser les écoulements fluviaux. Diverses options s'offrent toutefois au modélisateur-hydraulicien. Selon les types d'écoulement, un choix doit être fait parmi les possibilités principales suivantes :

1. Régime permanent, quasi-permanent ou transitoire
2. Discrétisation spatiale zéro-, uni-, bi- ou tridimensionnelle

D'autres options plutôt techniques et interchangeable existent en rapport avec le choix des logiciels :

1. Le mode de discrétisation : éléments, différences ou volumes finis
2. Aptitude à délimiter la frontière latérale de l'écoulement en cours de résolution (fonction couvrant-découvrant)
3. Disponibilité d'outils de pré- et de post-traitement en lien avec le simulateur

Le régime permanent retenu. Lors d'une analyse préliminaire axée sur les volumes d'eau différentiels emmagasinés dans le bassin en phase transitoire de marée, il a été établi que le régime d'écoulement du Bassin en période de crues pouvait être assimilable à un régime quasi-permanent lors de certaines phases de marée haute et à un régime quasi-permanent le reste du temps. Il a donc été décidé de conduire les simulations en régime permanent et d'en baliser les hypothèses par une discussion des résultats lorsque ce sera requis. La même hypothèse ne serait sans doute pas applicable en période d'étiage, le phénomène de la marée acquérant alors une influence dominante sur le régime hydrodynamique du Bassin.

La discrétisation bidimensionnelle retenue. La morphologie particulière très peu profonde et très étalée latéralement du Bassin suggère un comportement hydraulique complexe dans le plan qui ne peut être représenté adéquatement par des outils de type agrégé (zéro-dimension) et/ou uni-dimensionnel (ex : équation de Manning ou HEC-RAS de l'*US Army Corps of Engineers*). La faible profondeur en général du Bassin, sauf au pied de la chute, permet d'anticiper les écoulements moyens avec une approche bidimensionnelle (2D) intégrée verticalement, idéale pour les régimes fluviaux, soumis à la propagation d'ondes longues (crues, marées). Cette approche procure une excellente représentation des niveaux d'eau en plus de tenir compte des singularités du lit d'écoulement (hauts-fonds, fosses peu profondes, piles de pont, murs). On peut ainsi obtenir une bonne description des vitesses moyennes de la colonne d'eau et de leur

distribution dans le plan. Cette description courantométrique, tout comme celle des niveaux d'eau, nécessite toutefois une validation à partir de mesures des courants. Les vitesses superficielles sont généralement supérieures aux valeurs moyennes de la colonne d'eau d'environ 15-20% selon le profil vertical de la couche limite turbulente.

Il n'est pas apparu indiqué de considérer une représentation tridimensionnelle (3D) des écoulements. Certes, la fosse profonde au pied de la chute indique une structure d'écoulement principalement verticale à cause de la grande inertie des masses d'eau tombantes. Cette information n'est pas apparue utile pour l'étude qui est axée sur les niveaux d'eau associés aux aléas de crue. Même si une modélisation 3D avait été possible, les données bathymétriques y sont déficientes et la turbulence y est si intense qu'on ne peut qu'anticiper un écoulement chaotique localement. Dans ce cas, la modélisation 2D procure une représentation des flux nets qui sortent de la fosse sans égard à leur composante verticale.

Concernant les autres choix techniques mentionnés, nous avons opté pour une *discrétisation par éléments finis* (celle du simulateur H2D2 de l'INRS) laquelle permet d'adapter la géométrie et la densité du maillage de calcul en fonction des singularités du milieu et des objectifs de précision recherchés. Si le simulateur H2D2 n'est pas le seul outil à tenir compte de la mobilité des frontières en fonction du niveau d'eau, son algorithme a été testé de nombreuses fois dans des rivières en crue dont le fleuve Saint-Laurent (Environnement Canada), l'archipel de Montréal (Dupuis et Leclerc, 2012) et la rivière Montmorency en amont (Leclerc et Secretan, 2012). Les simulations réalisées dans le cours moyen de la rivière Montmorency en amont du rapide des Trois-Sauts, un secteur alluvionnaire anastomosé où le découverture des berges est omniprésent ont prouvé la robustesse de l'outil à ces singularités mathématiques (i.e., résoudre les équations de l'écoulement en absence d'eau).

La prise en compte de nombreux jeux de données topographiques divers et hétérogènes pour la construction d'un modèle numérique rigoureusement géoréférencé est essentielle. Il en est de même pour la visualisation et l'analyse de résultats. Le simulateur H2D2 de l'INRS est intimement relié au logiciel Modeleur qui offre toutes ces fonctionnalités.

Il est enfin à noter que cette suite d'outils, H2D2 et ses fonctions complémentaires d'analyse, ainsi que Modeleur sont supportés localement par l'INRS (Professeur Y.Secretan).

En résumé, il a été décidé d'utiliser la suite H2D2-Modeleur pour ce projet.

Le simulateur H2D2

Afin d'alléger le texte, nous avons reproduit en Annexe 1 : le simulateur H2D2 un texte de base qui explique le fonctionnement du simulateur H2D2 : modèle mathématique, algorithme de découverture, discrétisation, résolution.

L'organisation de l'étude

La Figure 1 illustre les étapes requises pour comprendre et caractériser numériquement les aléas de crue. Cette méthodologie a été appliquée de nombreuses fois, notamment pour la détermination des cotes de crue de l'Archipel de Montréal en 2014 (Dupuis et Leclerc). Les principales étapes sont comme suit :

1. **L'analyse préliminaire et la collecte des données disponibles** : topographie, substrats, ouvrages, hydrologie, marée et établissement des hypothèses
2. **La modélisation du terrain (MNT)** sur un maillage de calcul et mise en eau du simulateur
3. **La validation (indirecte) du MNT** par le modèle hydrodynamique en conditions d'étiage ou de débit faible
4. **La calibration-validation** du modèle hydrodynamique en crues mesurées : ajustements au modèle et délimitation du domaine de validité (pour le niveau d'eau ici)
5. **L'analyse fréquentielle des aléas de crue** (hydrologie, marégraphie) : détermination de l'« espace-solution », soit le domaine de variabilité pour l'étude, et des événements de référence normés pertinents, y compris les événements singuliers tels les embâcles (**approche événementielle** non indiquée ici)
6. **L'analyse de sensibilité** aux conditions d'aléas retenues et interprétation des résultats

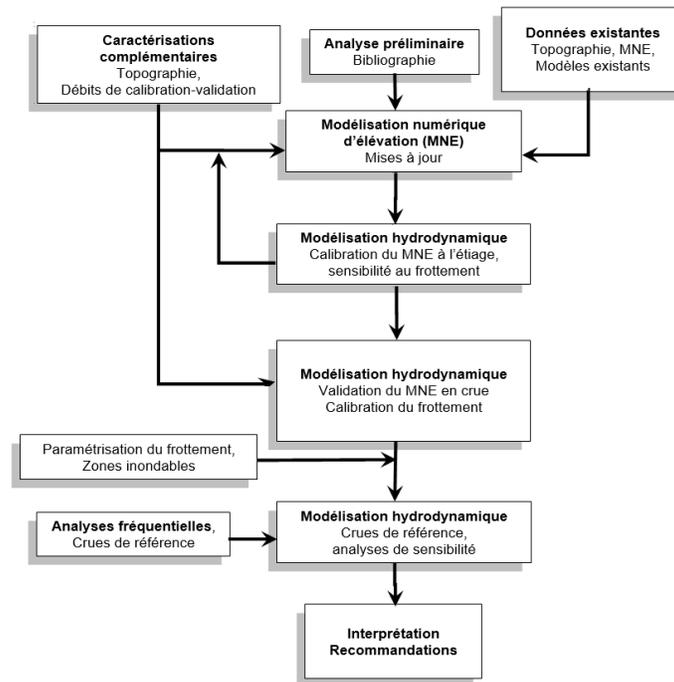


Figure 1 : Méthodologie d'analyse des aléas de crue par modélisation hydrodynamique (extrait de Dupuis et Leclerc, 2012)

Les chapitres qui vont suivre portent successivement sur chacune de ces étapes de base incluant l'analyse préliminaire.

D'abord modéliser les facteurs qui gouvernent les écoulements : le modèle numérique de terrain ou MNT

Délimitation du domaine d'écoulement à l'étude

Le domaine d'écoulement retenu permet une prise en compte naturelle des conditions à imposer aux frontières ouvertes (ici, la chute et le fleuve) et/ou fermées (berges, structures en rives). Ces limites ont été placées à la limite amont de la fosse sous la chute (Figure 2) et au contact des eaux du fleuve (Bras Nord) en aval. Pour le périmètre de fermeture latérale, tout le relief inférieur à la cote 6,5 m a été retenu. Cette cote englobe pratiquement toutes les zones exposées aux maximums de niveau d'eau advenus historiquement en lien avec les divers aléas de crue¹.



Figure 2 : Délimitation du domaine de simulation – Bassin de la chute Montmorency

¹ L'embâcle majeur d'avril 2014 a dépassé cette cote (7 m). Une section de ce rapport y est consacrée.

Que comprend le modèle numérique de terrain ?

Le modèle numérique de terrain comprend une représentation de tous les jeux de données en provenance du terrain et qui gouvernent les écoulements : *la topographie, les substrats du lit et la présence d'un couvert de glace*, principalement. L'hydrologie, la marée et les conditions de vent proviennent aussi du terrain et servent à spécifier les conditions aux limites du modèle (solllicitations hydrauliques). Ci-après, nous allons énumérer et caractériser les jeux de données mobilisés pour chaque composante du modèle de terrain. Celui-ci comprend :

1. Un *modèle numérique topographique* des lits mineur et majeur et des structures anthropiques du tronçon à l'étude (MNT)
2. Un modèle de la taille caractéristique des substrats du lit pour aider à déterminer les paramètres de résistance à l'écoulement ou *n de Manning (Modèle numérique des substrats* ou MNS)
3. Un *modèle* statistique (fréquentiel) ou événementiel des aléas *hydrologiques et marégraphiques* (MHM) – Événements de référence pertinents pour les simulations
4. Un *modèle événementiel* d'embâcle de glace, le cas échéant (MEG)
5. Un *modèle de conditions aux limites* (MCL)

Le soin dans la construction de ces différentes composantes du MNT déterminera la qualité des résultats obtenus.

Le Modèle numérique topographique

Jeux de données disponibles

La SEPAQ a mis à notre disposition trois jeux de données topographiques visant :

1. *la partie submergée* du domaine d'écoulement sous la forme d'un relevé bathymétrique traditionnel (échosondeur) réalisé par la firme Picard et Picard,
2. *la partie submergée* en certains endroits sous-échantillonnés, par la firme DLT Arpentage de construction,
3. *la partie exondée* sous la forme d'un relevé LiDaR 2013 (*Light Detection and Ranging*) fourni par le Ministère des Ressources naturelles (MRN).

Les données du lit mineur (Picard et Picard et DLT)

Le jeu de données bathymétriques ne recouvrant pas l'intégralité du domaine d'écoulement visé (Figure 3), notamment dans la fosse profonde sous la chute et à l'exutoire du Bassin (segment sous les ponts), des ajustements et ajouts ont été requis pour repousser les limites du domaine de simulation aux frontières hydrodynamiques naturelles du site. Les ajustements visent également à reproduire plus fidèlement la géométrie des structures présentes en contact avec l'écoulement (Promenade en rive gauche, surtout). Des ajouts locaux (dits de topographie synthétique) ont été réalisés à partir d'indices disponibles sur les zones à couvrir, notamment, les photos aériennes et des données LiDaR en conditions d'étiage du rapide entre les ponts.

Dans la **fosse au pied de la chute**, la profondeur maximale se situerait à la cote -18 m environ, seul indice dont nous disposons. La fosse en question présente des caractéristiques d'écoulement chaotiques, il va sans dire, avec une composante verticale dominante. Notre hypothèse est que sa profondeur exacte n'a aucune incidence importante sur l'amorce de l'écoulement dans le bassin. Elle ne servirait en fait qu'à dissiper l'énergie cinétique incidente verticale de la chute. Si les vitesses verticales sont certainement très importantes au droit de la chute, seul la composante horizontale nette (moyenne) compte effectivement dans la modélisation et elle demeure relativement faible à cause de la grande profondeur justement.

Le long du **muret de la promenade en rive est**, des points virtuels de données brutes ont été rajoutés occasionnellement aux données initiales du lit mineur afin, lors de la triangulation des données (maillage de Delaunay) de capter adéquatement la forme rectiligne de l'ouvrage dans le modèle, en plus d'assurer une altitude représentative du lit mineur partout en contact avec la structure.

La Figure 3 montre la distribution des données brutes de bathymétrie dans le domaine de simulation dit mouillé. On y note l'absence de données en amont dans la fosse sous la chute ainsi qu'au niveau du rapide entre les deux ponts à l'exutoire du Bassin.

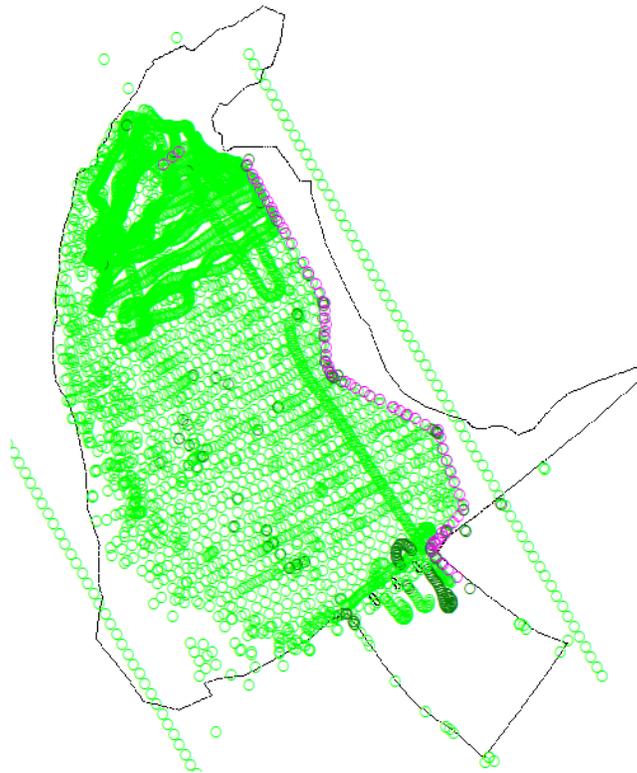


Figure 3 : Couverture des données topographiques du lit mineur par Picard et Picard (2013)

Note : les points en rouge sont ajoutés au pied du muret afin, dans le modèle MNT, d'y structurer adéquatement la géométrie de l'ouvrage dans le plan et en élévation.

La majeure partie du **l'exutoire du Bassin** (entre les ponts) n'a pu être caractérisée sur le terrain en raison de contraintes logistiques sévères (rapides, peu d'accessibilité). Quelques données très partielles sont disponibles à partir du relevé en kayak réalisé par DLT le 2 mai 2017. Pour remédier à ce fait, une bathymétrie synthétique a été élaborée à partir d'une méthode dite « de résolution inversée ». Cette approche mise au point sur la rivière Montmorency en 2012 (Leclerc et Secretan) permet de déduire la cote moyenne du lit mineur à partir d'un niveau d'eau, d'un débit et d'une rugosité connus au départ. Dans le cas présent, les données de niveau d'eau provenaient d'un relevé LiDaR effectué en 1999-2000 dans le cours inférieur de la Montmorency entre le Bassin de la chute Montmorency et Sainte-Brigitte-de-Laval (Leclerc, Morse et coll., 2001). Si les données topographiques synthétiques ainsi obtenues ne peuvent tenir lieu de bathymétrie exacte, elles sont jugées suffisantes en pratique pour étendre le modèle jusqu'à sa frontière hydraulique naturelle.



Figure 4 : Données synthétiques obtenues par résolution inversée appliquée au rapide à l'exutoire du Bassin

Il est à noter que là où des données bathymétriques et LiDaR (voir ci-après) étaient disponibles simultanément, ces dernières ont été retenues en priorité à cause de leur densité d'information nettement supérieure. Ces données sont généralement au-dessus de la cote 3.3 m jusqu'à 6,5 m tel que déjà mentionné, donc couvrent la plupart des berges à l'ouest ainsi que la promenade.

Le modèle global obtenu sera illustré plus loin.

Le lit majeur : données LiDaR

En dehors du domaine d'écoulement habituel (i.e., le lit majeur), une caractérisation massive et dense de type LiDaR procure une excellente description de la topographie, préférable en fait à tout autre jeu de données obtenues sous l'eau. La SÉPAQ nous en a fourni un jeu récent

provenant du Ministère de l'Énergie et des Ressources naturelles (MERN). La Figure 6 illustre la dense couverture topographique offerte par le LiDaR disponible. Il est à noter que ces données ne sont pas homogènes eut égard à l'hydrologie. Elles ont été obtenues entre le 4 et le 9 novembre 2013, une période où le débit a varié entre 22 et 55 m³/s. Pour cette raison, la donnée obtenue sur l'eau n'a pas été retenue pour fin de calibration car les données de niveau d'eau n'appartiennent pas au même événement de débit ou de marée. Pour ce qui est de la partie terrestre (exondée), le jeu de données est par définition homogène et pour cause.

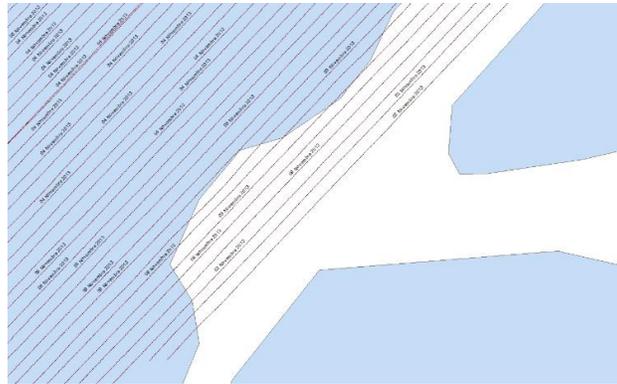


Figure 5 : Couverture du jeu de données LiDaR du MERN en novembre 2013

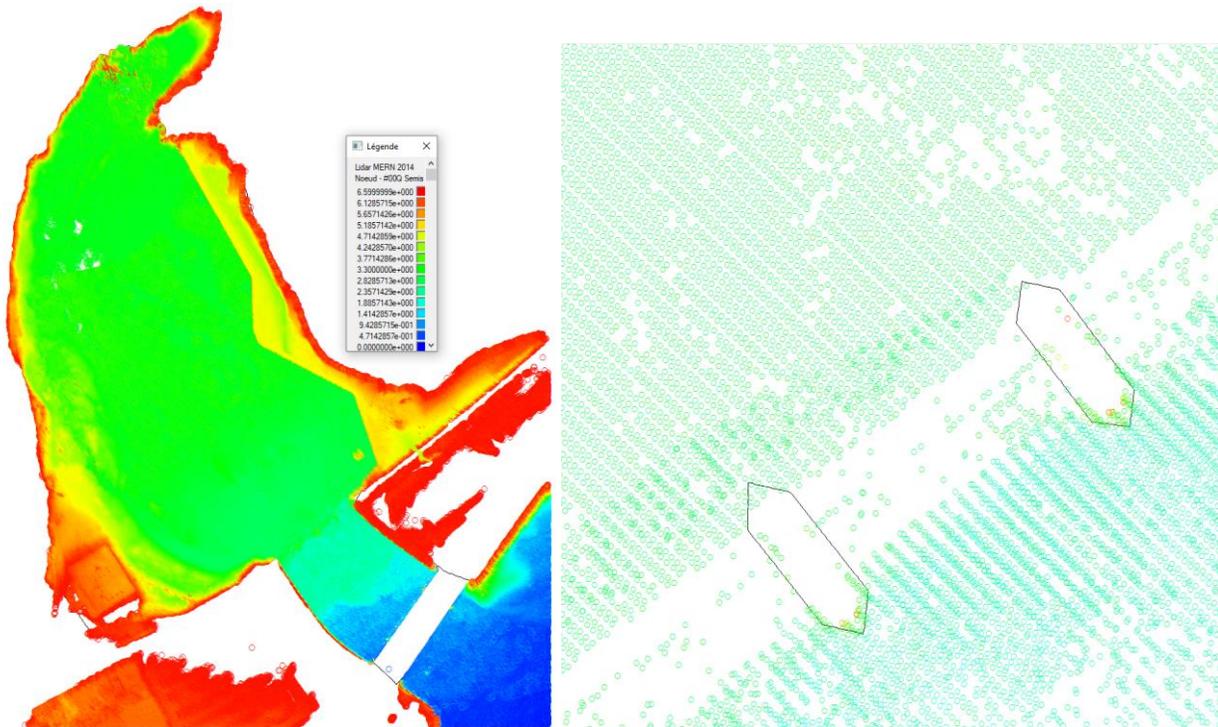


Figure 6 : Couverture offerte par le jeu de données LiDaR (MERN, 2014) – Détail dans la région des piles du pont de chemin de fer à la sortie du Bassin.

Note : L'image de gauche montre les points de relevé trop denses pour les distinguer – Leur couleur est indexée sur l'altitude. Au centre, la donnée indique un niveau d'eau hétérogène par rapport au débit.

Les ouvrages

Il est apparu essentiel d'introduire les piles du pont de chemin de fer lequel est inclus dans le modèle à cause de son impact hydraulique significatif (contrôle hydraulique). La restriction hydraulique imposée à l'écoulement à la sortie du Bassin est en effet de l'ordre de 3x3m sans compter les effets de couche limite induits par la paroi très rugueuse des piles. On peut raisonnablement s'attendre à un contrôle hydraulique à cet endroit, c'est-à-dire, à un passage par la condition critique où le nombre de Froude qui définit cet état passerait par 1,0. En première approximation, cette réduction de section serait minimalement de l'ordre de 9 m/90 m soit 10%. Avec l'effet de couche limite autour des piles, ce serait plus près de 15% à notre avis. Une discussion relative au régime d'écoulement à cet endroit sera proposée plus loin avec résultats à l'appui. L'ouvrage peut également influencer la débâcle, voire même provoquer des embâcles.

Le maillage hydrodynamique

Le maillage hydrodynamique est le support numérique qui porte les données que nous venons d'introduire (voir aussi l'Annexe 1). Il est de type « éléments finis » et il est formé de triangles à six nœuds dont le degré d'interpolation demeure toutefois linéaire. Nous avons ainsi des éléments T6L (pour triangles à six nœuds à approximation linéaire sur les quatre sous-triangles). Les nœuds sommet portent la topographie du modèle z_f . Les variables de calcul sont portées soit aux sommets uniquement (niveaux d'eau h), soit aux six nœuds de calcul (les débits spécifiques q_x, q_y). Les vitesses moyennes (u, v) sont obtenues en divisant les débits spécifiques par la profondeur H .

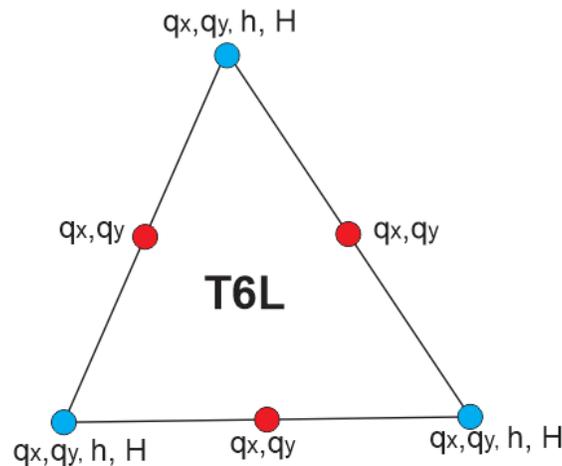


Figure 7 : Élément triangulaire à six nœuds utilisé par le modèle H2D2

Le maillage (Figure 8) mis au point pour ce projet comprend 94302 nœuds de calcul répartis au besoin selon une densité de points variant de 4 m (généralement) à 0,5 m (autour des piles de pont).

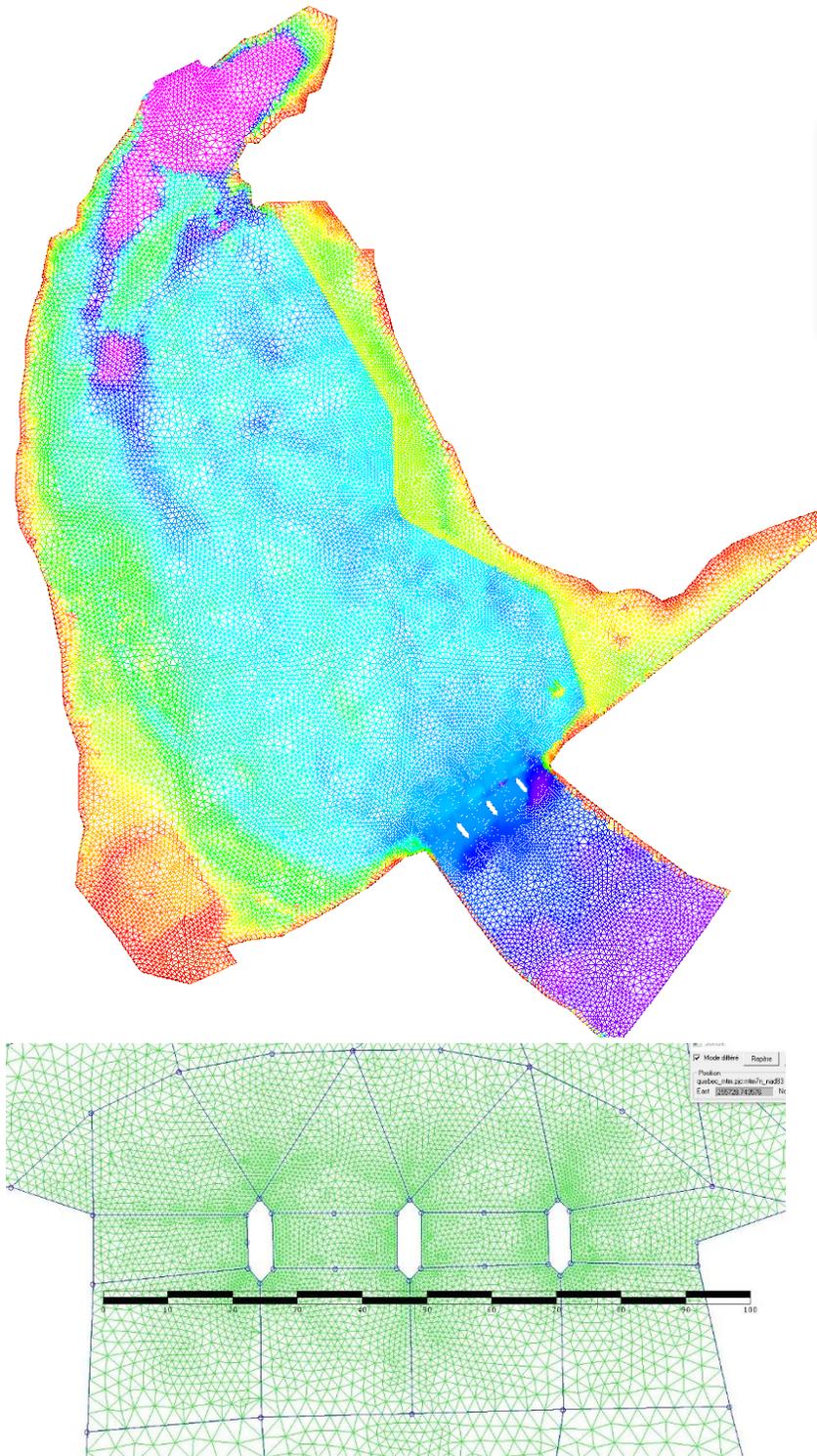


Figure 8: Maillage hydrodynamique (94302 nœuds) – Détail des éléments aux 0,5 m autour des piles du pont de chemin de fer

Note: les arrêtes des éléments sont colorées selon la topographie correspondante

Résultat du modèle numérique topographique

La figure suivante présente les résultats de la modélisation numérique de l'élévation (V5.0).

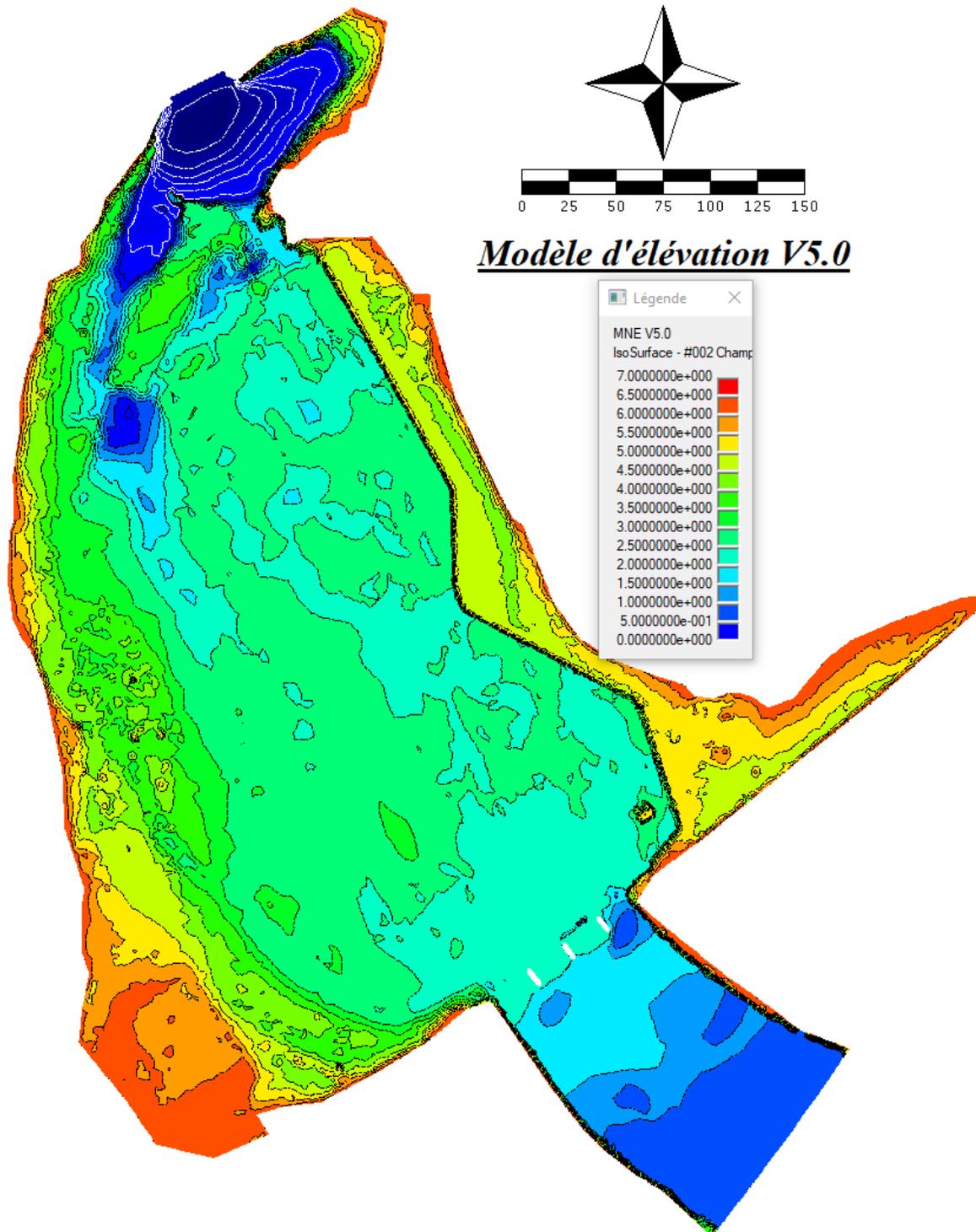


Figure 9 : Le modèle numérique topographique (version 5.0) – Résultat

Note : les isolignes d'élévation de la fosse profonde au pied de la chute sont aux 3 m d'intervalle plutôt que 0,5 m

La figure suivante montre une représentation tridimensionnelle du MNE dans le relief des environs (image Google Earth). Les hauts-fonds apparaissent par transparence.



Figure 10 : Représentation 3D du MNT (V5.0) dans le relief environnant (fond d'image Google Earth)

Le patron de conditions aux limites du modèle

Les conditions aux limites servent à spécifier les paramètres de la simulation correspondant à l'état hydrodynamique (aléa) modélisé. Généralement, on impose le débit transitant à l'amont et le niveau d'eau en aval. Ces conditions peuvent être imposées en régime transitoire. Dans le cas présent, elles sont imposées en régime quasi-permanent (constantes en première approximation). Latéralement, c'est-à-dire aux frontières fermées, la fonction dite « couvrant-

découvrant » du modèle H2D2 permet de calculer directement la ligne de berge (lieu de profondeur = 0 m exactement). L'algorithme annule pratiquement l'écoulement partout où les profondeurs sont négatives (où le terrain se découvre).

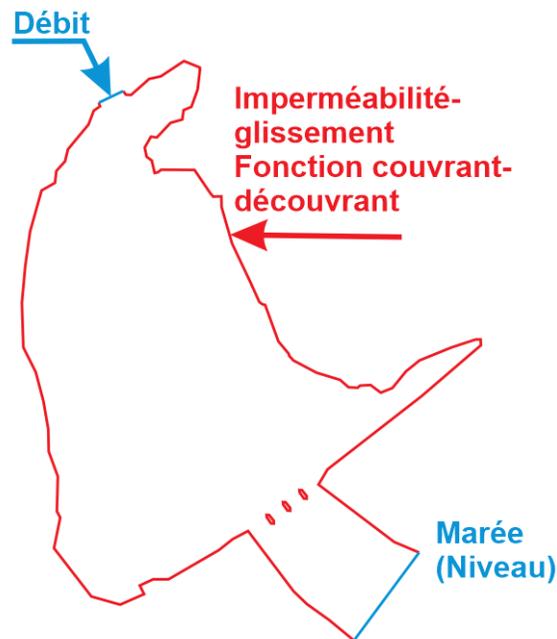


Figure 11 : Patron de conditions aux limites imposées au modèle

Les substrats et la résistance à l'écoulement

Le modèle des substrats est axé sur la taille caractéristique des matériaux qui composent le lit d'écoulement, mineur ou majeur. Il peut servir à différentes fins, notamment pour déterminer les paramètres de résistance à l'écoulement (n de Manning), mais aussi à évaluer la qualité du milieu comme habitat piscicole. Dans le cas présent, seule le premier cas est applicable, en première approximation seulement comme nous le verrons.

Une caractérisation visuelle du substrat a été réalisée par la firme WSP Canada Inc. en 2014. Les classes de substrat sont définies en fonction de leur taille caractéristique (d):

1. R : Roc (taille des aspérités non disponible ou non applicable)
2. B : Blocs métriques ($0,25\text{m} < d < 1\text{m}$)
3. G : Galets ($0,08\text{ m} < d < 0,25\text{ m}$)
4. C : Cailloux ($0,04\text{ m} < d < 0,08\text{ m}$)
5. V : Gravier ($0,005\text{ m} < d < 0,04\text{ m}$)
6. S : Sable ($0,0001\text{ m} < d < 0,005\text{ m}$)

La Figure 12 montre la distribution des substrats dominants dans le Bassin. Il est remarquable de constater la dominance générale de la classe Roc ce qui n'est pas surprenant compte tenu de la

nature friable des schistes présents partout et de la grande puissance érosive du cours d'eau en périodes de crues ou de débâcles. Étant donné l'omniprésence de la classe Roc (en place) dont la taille des aspérités est inconnue, il n'a pas été possible d'utiliser directement la taille d des substrats pour définir la valeur des coefficients de frottement du modèle. Tout au plus cette donnée a-t-elle pu servir à moduler les valeurs de frottement autour d'une valeur moyenne générale définissant le comportement hydraulique global du Bassin.



Figure 12 : Carte des classes de substrats dominants (WSP, 2014)

Lors des simulations préliminaires, il est vite devenu évident que la classe Roc du modèle ne pouvait être associée à une taille d'aspérités comparable aux blocs métriques pour déterminer le coefficient de frottement n de Manning applicable. Nous lui avons plutôt associé une taille caractéristique comparable à celle des galets et cailloux, ce qui est raisonnable compte tenu du caractère friable des schistes qui forment cette classe. En résumé, le coefficient de frottement applicable au Bassin varie entre 0,019 et 0,027 (Figure 13) après calibration-validation du modèle hydrodynamique en crue. Les zones les plus lisses sont situées hors de l'eau sur la promenade en rive Est. Les zones les plus rugueuses sont localisées dans le lit mineur principal (chenal ouest). Les données disponibles en termes de niveau d'eau (distribution dans le plan) ne sont pas suffisamment précises ou détaillées dans l'espace pour pousser plus loin l'exercice de calibration du n de Manning.

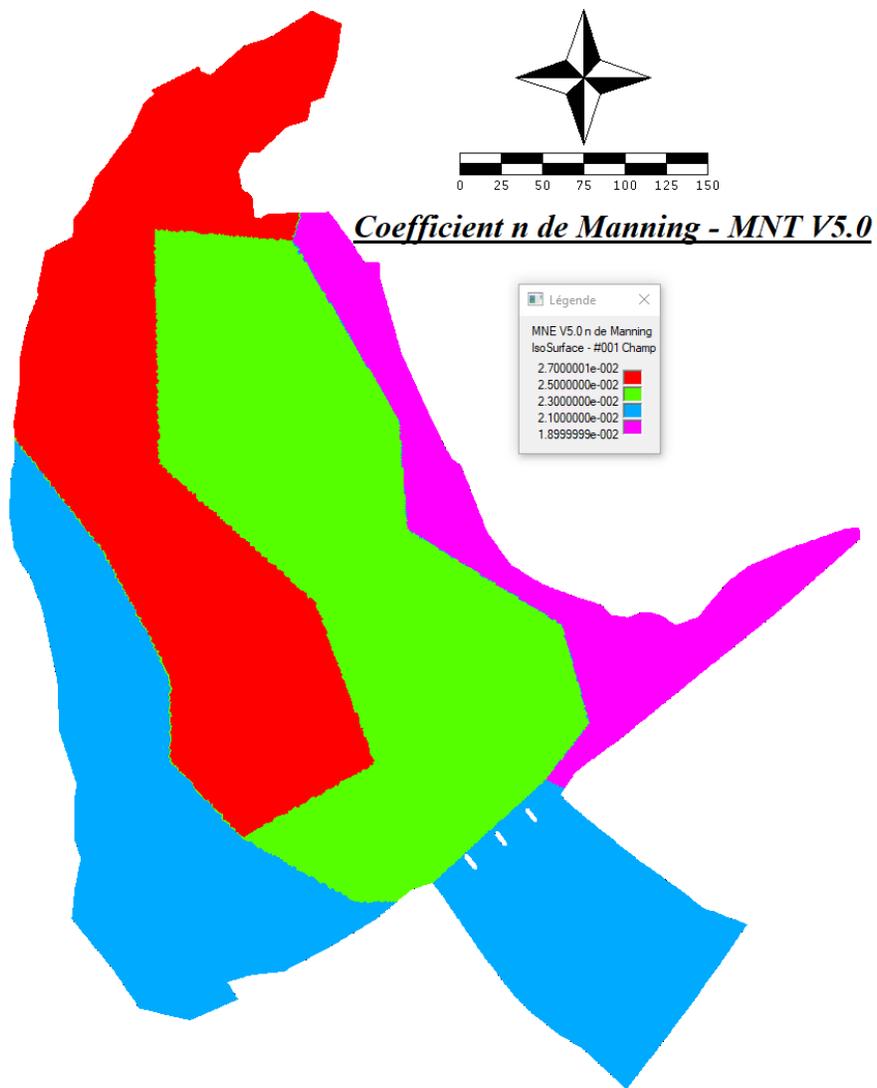


Figure 13 : Résultat de la calibration-validation du coefficient n de Manning – MNT V5.0

La validation du modèle hydrodynamique

La validation du modèle hydrodynamique passe par une comparaison des résultats aux mesures directes pour une gamme d'événements représentative des états pertinents à l'étude, les aléas de crues en l'occurrence. Naturellement, les crues de très faible période de retour (ex : les crues vicennales ou centennales), de par leur rareté, offrent très peu d'opportunités de caractérisation directe ; on compte donc sur un modèle validé en crue pour caractériser numériquement ces aléas. Plus large est la gamme d'états de validation, plus l'extrapolation aux débits extrêmes est fiable.

Événements de validation disponibles

Pour la présente étude, quatre événements étaient déjà ou ont pu être caractérisés par des mesures :

1. Un débit moyen de 25 m³/s relevé par LiDaR en 1999 et 2000 (Leclerc et Morse, 2001)
2. Un débit de 145 m³/s relevé par l'auteur le 26 avril 2017 en relatif par rapport à la hauteur du muret en rive gauche (promenade)
3. Un débit de 235 m³/s relevé le 28 avril par l'auteur et le 2 mai 2017 par la firme DLT Arpentage (235 m³/s)
4. Un débit de 420 m³/s relevé le 7 mai 2017 par la firme DLT Arpentage

Cas 25 m³/s – 1999-2000

Lors d'une étude antérieure visant le contrôle des embâcles de la rivière Montmorency, un relevé LiDaR avait été expérimenté afin de caractériser massivement le relief du lit majeur du cours d'eau. Ces données couvraient près de 40 km du cours d'eau en partant du Bassin. Elles ont été confrontées aux valeurs connues de l'élévation des infrastructures présentes ainsi que du lit mineur exondé pour ce débit et une correction systématique de + 40 cm a été appliquée aux données pour assurer leur correspondance avec les valeurs plus récentes obtenues par LiDaR aussi (MERN).

Cas 145 m³/s – 26 avril 2017

Ce relevé sommaire (N=3) a été effectué en relatif par rapport à la hauteur du muret de la promenade en rive gauche. La hauteur du muret a été caractérisée dans un second temps par la firme DLT en vue de la réduction des données de niveau.

Cas 235-240 m³/s – 2 mai 2017

Cette crue a été caractérisée de deux manières : au sol via les rives est et ouest et en kayak de rivière pour le centre de l'écoulement (approche surfacique). Dans ce cas, N=178. La Figure 14 montre la distribution spatiale des données obtenues.

Cas 420 m³/s – 7 mai 2017

La crue de 420 m³/s, a été caractérisée le 7 mai 2017 au niveau des berges des deux rives tel que le montre la Figure 15 (les points verts indiqués). Les niveaux d'eau calculés par le modèle y sont également illustrés afin de faire ressortir l'asymétrie des résultats des deux rives à l'égard des niveaux d'eau, explicable en grande partie par la topographie accidentée et fortement chenalisée du lit mineur au sortir de la fosse de la chute. Dans ce contexte, il n'est pas évident de porter les résultats des mesures sur un profil central sans tenir compte de cette asymétrie comme nous le verrons plus loin.

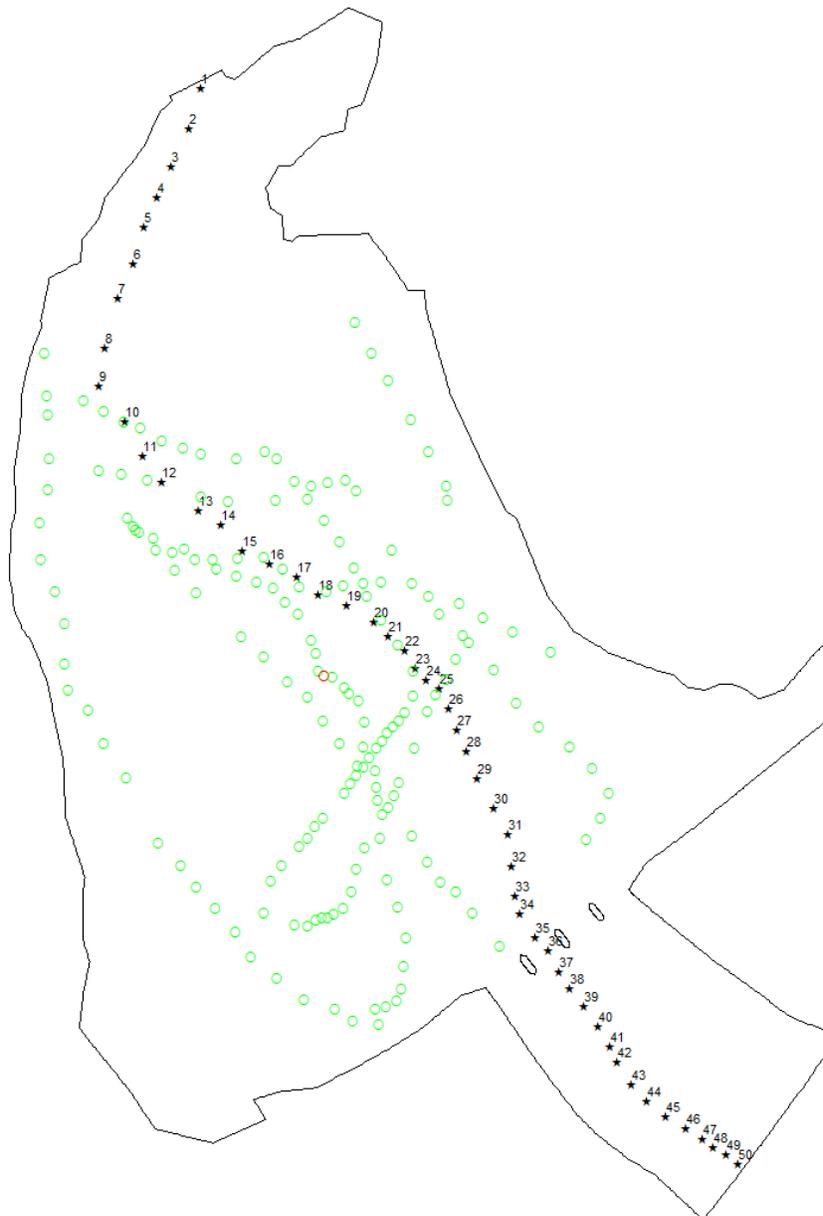


Figure 14 : Points de mesure du niveau d'eau (N=178) de la crue du 2 mai 2017 par la firme DLT Arpentage – Débit = 235 m³/s

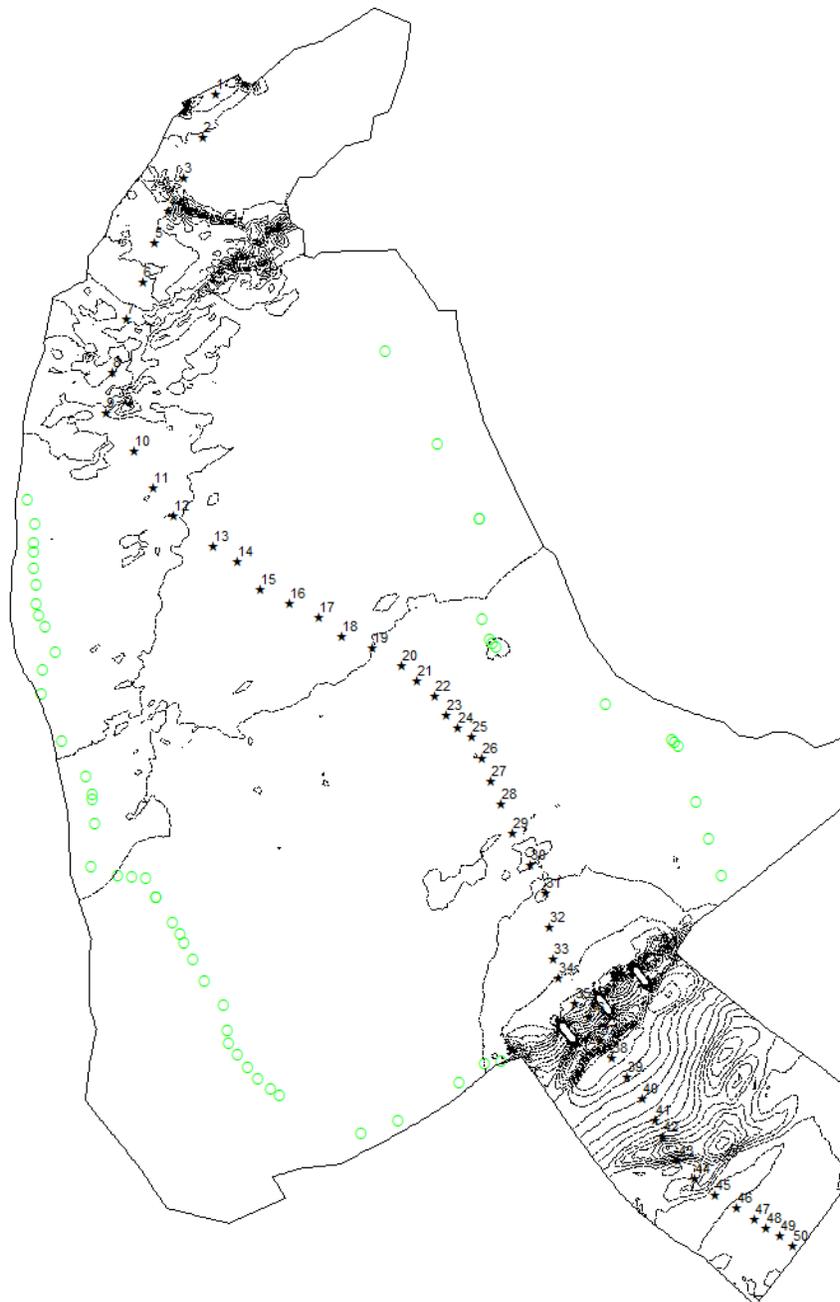


Figure 15 : Points de mesure (N=56) du niveau d'eau de la crue du 7 mai 2017 - Débit = 420 m³/s – Relevé par DLT Arpentage

Note : Les isolignes illustrent la grande variabilité spatiale des niveaux d'eau calculés ainsi que la position des seuils

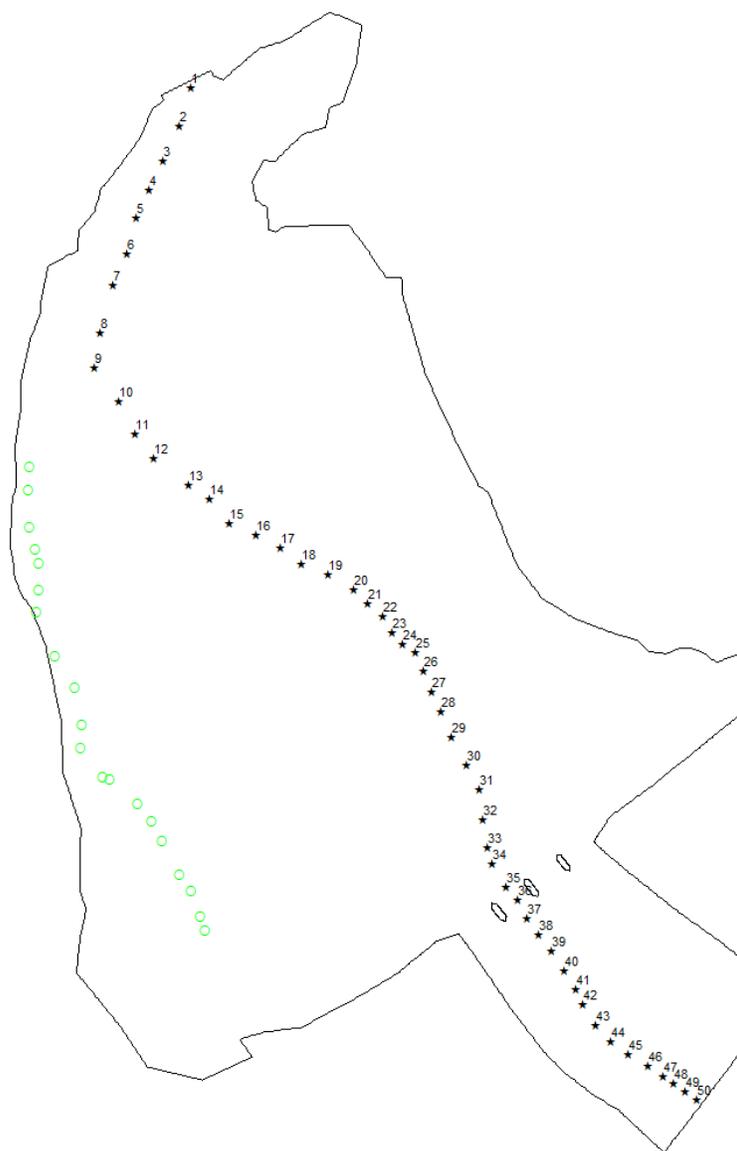


Figure 16 : Points de mesure (N=19, 16 retenus) du niveau d'eau de la crue du 7 mai 2017 - Débit = 420 m³/s – Relevé par DLT Arpentage

Comparaison des résultats au site des points de mesure

Afin de pouvoir comparer les résultats du modèle aux mesures, les résultats modélisés ont été extraits à la coordonnée exacte des points de mesure. Ces points étant distribués dans le plan, l'analyse des écarts passe par les statistiques les décrivant. Nous avons opté pour calculer les écarts moyens absolus et relatifs.

Le Tableau 1 compare les données LiDaR (1999) corrigées aux résultats du modèle (Sim013 – 25 m³/s). Les tableaux 2, 3 et 4 font de même pour les simulations Sim008 (débit de 245 m³/s), Sim012 (débit de 420 m³/s) ainsi que Sim12.1 (débit estimé de 470 m³/s).

Tableau 1 : Écarts entre les résultats de modélisation (Sim013) et les mesures LiDaR (1999) pour un débit de 25 m³/s (N=39)

Point LiDaR	Sim013 -	Écarts	Écarts non signés
3,15	3,15	0,00	0,004
3,15	3,15	0,00	0,004
3,13	3,15	-0,01	0,014
3,19	3,14	0,05	0,046
3,18	3,14	0,04	0,040
3,17	3,14	0,03	0,032
3,15	3,13	0,02	0,025
3,15	3,09	0,06	0,062
3,09	3,03	0,06	0,063
3,10	3,03	0,07	0,074
3,10	3,03	0,07	0,073
3,08	3,02	0,05	0,055
3,11	3,02	0,09	0,095
2,98	3,00	-0,03	0,027
3,04	3,01	0,04	0,036
3,05	3,00	0,05	0,050
3,05	2,99	0,06	0,056
2,99	2,98	0,01	0,006
2,96	2,96	-0,01	0,007
2,91	2,96	-0,04	0,043
2,94	2,95	-0,02	0,017
2,93	2,95	-0,02	0,022
2,97	2,94	0,04	0,037
2,94	2,93	0,00	0,003
2,90	2,92	-0,02	0,019
2,76	2,87	-0,11	0,112
2,92	2,86	0,05	0,053
2,81	2,85	-0,04	0,038
2,76	2,81	-0,05	0,048
2,70	2,63	0,07	0,066
2,64	2,65	-0,01	0,009
2,72	2,58	0,14	0,144
2,60	2,58	0,03	0,025
2,55	2,54	0,01	0,013
1,88	1,96	-0,08	0,078
1,83	1,92	-0,09	0,088
1,87	1,85	0,02	0,023
1,61	1,77	-0,17	0,168
1,47	1,58	-0,11	0,112
		+0,007	0,04

Tableau 2 : Écarts entre les résultats de modélisation (Sim008) et les mesures par DLT Arpentage pour un débit de 245 m³/s le 2 mai 2017 (N=178)

# point DLT	Mesure	Sim008	Écarts	Écarts non signés
1280	3,824	3,872	-0,05	0,048
1290	3,877	3,834	0,04	0,043
1295	3,743	3,822	-0,08	0,079
1300	3,779	3,831	-0,05	0,052
1305	3,71	3,812	-0,10	0,102
1310	3,722	3,805	-0,08	0,083
1315	3,835	3,791	0,04	0,044
1325	3,858	3,774	0,08	0,084
1330	3,729	3,767	-0,04	0,038
1335	3,712	3,765	-0,05	0,053
1340	3,643	3,742	-0,10	0,099
1350	3,653	3,700	-0,05	0,047
1365	3,607	3,634	-0,03	0,027
1385	3,533	3,654	-0,12	0,121
1390	3,651	3,659	-0,01	0,008
1395	3,618	3,678	-0,06	0,060
1400	3,503	3,662	-0,16	0,159
1405	3,617	3,630	-0,01	0,013
1415	3,671	3,665	0,01	0,006
1425	3,558	3,651	-0,09	0,093
1426	3,949	4,042	-0,09	0,093
1427	3,911	4,058	-0,15	0,147
1428	3,922	3,907	0,01	0,015
1429	3,861	3,904	-0,04	0,043
1430	3,601	3,656	-0,05	0,055
1431	3,828	3,905	-0,08	0,077
1432	3,801	3,888	-0,09	0,087
1433	3,784	3,876	-0,09	0,092
1434	3,762	3,847	-0,08	0,085
1435	3,629	3,662	-0,03	0,033
1436	3,74	3,778	-0,04	0,038
1437	3,753	3,745	0,01	0,008
1439	3,675	3,706	-0,03	0,031
1440	3,573	3,667	-0,09	0,094
1441	3,667	3,705	-0,04	0,038
1442	3,65	3,702	-0,05	0,052
1443	3,682	3,692	-0,01	0,010
1444	3,667	3,689	-0,02	0,022

(Suite)				
1445	3,664	3,685	-0,02	0,021
1446	3,622	3,681	-0,06	0,059
1447	3,622	3,679	-0,06	0,057
1448	3,637	3,678	-0,04	0,041
1449	3,657	3,678	-0,02	0,021
1450	3,611	3,652	-0,04	0,041
1455	3,641	3,649	-0,01	0,008
1460	3,536	3,654	-0,12	0,118
1465	3,575	3,661	-0,09	0,086
1470	3,575	3,670	-0,10	0,095
1475	3,589	3,675	-0,09	0,086
1480	3,617	3,678	-0,06	0,061
1485	3,563	3,680	-0,12	0,117
1490	3,557	3,683	-0,13	0,126
1495	3,584	3,683	-0,10	0,099
1510	3,654	3,681	-0,03	0,027
1620	3,812	3,993	-0,18	0,181
1625	3,795	3,883	-0,09	0,088
1630	3,879	3,907	-0,03	0,028
1635	3,954	3,897	0,06	0,057
1640	3,772	3,885	-0,11	0,113
1645	3,775	3,863	-0,09	0,088
1650	3,893	3,856	0,04	0,037
1660	3,82	3,854	-0,03	0,034
1670	3,797	3,827	-0,03	0,030
1675	3,794	3,831	-0,04	0,037
1680	3,824	3,837	-0,01	0,013
1685	3,748	3,831	-0,08	0,083
1690	3,837	3,819	0,02	0,018
1695	3,718	3,796	-0,08	0,078
1700	3,779	3,758	0,02	0,021
1705	3,689	3,749	-0,06	0,060
1710	3,664	3,742	-0,08	0,078
1715	3,671	3,719	-0,05	0,048
1720	3,654	3,700	-0,05	0,046
1725	3,788	3,706	0,08	0,082
1730	3,644	3,700	-0,06	0,056
1735	3,671	3,690	-0,02	0,019
1740	3,628	3,687	-0,06	0,059
1745	3,542	3,681	-0,14	0,139
1750	3,543	3,679	-0,14	0,136
1755	3,735	3,649	0,09	0,086

(Suite)				
1760	3,642	3,675	-0,03	0,033
1765	3,522	3,695	-0,17	0,173
1770	3,666	3,685	-0,02	0,019
1775	3,703	3,673	0,03	0,030
1780	3,557	3,683	-0,13	0,126
1795	3,48	3,697	-0,22	0,217
1800	3,638	3,703	-0,06	0,065
1805	3,595	3,689	-0,09	0,094
1810	3,609	3,684	-0,08	0,075
1820	3,61	3,700	-0,09	0,090
1825	3,621	3,708	-0,09	0,087
1945	3,871	3,917	-0,05	0,046
1950	3,62	3,877	-0,26	0,257
1955	3,813	3,879	-0,07	0,066
1965	3,725	3,842	-0,12	0,117
1970	3,82	3,847	-0,03	0,027
1980	3,712	3,844	-0,13	0,132
1990	3,788	3,836	-0,05	0,048
1995	3,749	3,824	-0,08	0,075
2002	3,738	3,821	-0,08	0,083
2005	3,813	3,815	0,00	0,002
2015	3,679	3,787	-0,11	0,108
2020	3,635	3,737	-0,10	0,102
2025	3,595	3,686	-0,09	0,091
2030	3,56	3,656	-0,10	0,096
2035	3,538	3,652	-0,11	0,114
2040	3,536	3,653	-0,12	0,117
2045	3,527	3,644	-0,12	0,117
2050	3,511	3,642	-0,13	0,131
2055	3,48	3,646	-0,17	0,166
2060	3,514	3,643	-0,13	0,129
2065	3,494	3,615	-0,12	0,121
2070	3,589	3,575	0,01	0,014
3011	3,68	3,651	0,03	0,029
3013	3,639	3,643	0,00	0,004
3015	3,663	3,630	0,03	0,033
3021	3,881	3,813	0,07	0,068
3023	3,896	3,819	0,08	0,077
3025	3,958	3,817	0,14	0,141
3027	3,88	3,830	0,05	0,050
3029	3,918	3,842	0,08	0,076
3031	3,959	3,847	0,11	0,112

(Suite)				
3033	3,96	3,846	0,11	0,114
50015	3,939	3,904	0,04	0,035
50075	3,834	3,870	-0,04	0,036
50080	3,966	3,865	0,10	0,101
50085	3,929	3,836	0,09	0,093
50090	3,851	3,830	0,02	0,021
50095	3,746	3,824	-0,08	0,078
50100	3,821	3,825	0,00	0,004
50105	3,744	3,812	-0,07	0,068
50110	3,742	3,787	-0,04	0,045
50115	3,852	3,803	0,05	0,049
50120	3,656	3,783	-0,13	0,127
50125	3,762	3,763	0,00	0,001
50130	3,658	3,747	-0,09	0,089
50135	3,691	3,729	-0,04	0,038
50140	3,727	3,726	0,00	0,001
50145	3,751	3,707	0,04	0,044
50150	3,736	3,726	0,01	0,010
50155	3,789	3,719	0,07	0,070
50160	3,698	3,722	-0,02	0,024
50165	3,765	3,717	0,05	0,048
50170	3,734	3,689	0,05	0,045
50175	3,629	3,664	-0,04	0,035
50180	3,701	3,682	0,02	0,019
50185	3,56	3,637	-0,08	0,077
50190	3,625	3,632	-0,01	0,007
50195	3,598	3,630	-0,03	0,032
50200	3,594	3,647	-0,05	0,053
50205	3,616	3,658	-0,04	0,042
50210	3,656	3,667	-0,01	0,011
50215	3,678	3,673	0,00	0,005
50220	3,649	3,676	-0,03	0,027
50225	3,664	3,677	-0,01	0,013
50370	3,805	3,865	-0,06	0,060
50375	3,916	3,869	0,05	0,047
50380	3,946	3,848	0,10	0,098
50385	3,898	3,839	0,06	0,059
50390	3,863	3,825	0,04	0,038
50400	3,866	3,773	0,09	0,093
50405	3,714	3,769	-0,06	0,055
50410	3,672	3,736	-0,06	0,064
50415	3,781	3,738	0,04	0,043

(Suite)				
50420	3,831	3,727	0,10	0,104
50425	3,72	3,713	0,01	0,007
50430	3,625	3,698	-0,07	0,073
50435	3,744	3,681	0,06	0,063
50445	3,621	3,572	0,05	0,049
50450	3,495	3,622	-0,13	0,127
50455	3,595	3,613	-0,02	0,018
50460	3,577	3,607	-0,03	0,030
50465	3,536	3,580	-0,04	0,044
50470	3,43	3,462	-0,03	0,032
101425	3,988	4,081	-0,09	0,093
101430	3,901	3,905	0,00	0,004
101435	3,853	3,815	0,04	0,038
101440	3,625	3,705	-0,08	0,080
Moyennes			-0,04	0,07

Tableau 3 : Écarts entre les résultats de modélisation (Sim012) et les mesures par DLT Arpentage pour un débit de 420 m³/s le 7 mai 2017 (N=56)

# du point DLT	Mesures DLT	Sim012 -	Écarts	Écarts non signés
5000	4,60	4,57	0,02	0,02
5001	4,53	4,56	-0,03	0,03
5002	4,49	4,54	-0,05	0,05
5003	4,45	4,55	-0,09	0,09
5004	4,49	4,55	-0,07	0,07
5005	4,49	4,56	-0,07	0,07
5006	4,52	4,56	-0,04	0,04
5007	4,52	4,56	-0,03	0,03
5008	4,49	4,56	-0,07	0,07
5009	4,56	4,54	0,02	0,02
5010	4,48	4,54	-0,06	0,06
5011	4,44	4,54	-0,09	0,09
5012	4,43	4,52	-0,09	0,09
5014	4,42	4,47	-0,06	0,06
5015	4,39	4,47	-0,08	0,08
5016	4,43	4,47	-0,04	0,04
5017	4,43	4,45	-0,02	0,02
5018	4,30	4,41	-0,11	0,11
5019	4,46	4,40	0,06	0,06
5021	4,41	4,39	0,01	0,01

(Suite)				
5022	4,37	4,38	-0,01	0,01
5023	4,36	4,38	-0,02	0,02
5024	4,35	4,38	-0,03	0,03
5025	4,44	4,38	0,05	0,05
5026	4,38	4,38	0,00	0,00
5027	4,37	4,38	-0,01	0,01
5028	4,42	4,38	0,04	0,04
5029	4,39	4,38	0,01	0,01
5030	4,37	4,38	-0,01	0,01
5031	4,42	4,38	0,03	0,03
5032	4,39	4,38	0,01	0,01
5033	4,45	4,39	0,07	0,07
5034	4,38	4,39	0,00	0,00
5035	4,44	4,39	0,06	0,06
5036	4,40	4,39	0,01	0,01
5037	4,37	4,39	-0,01	0,01
5038	4,42	4,39	0,04	0,04
5039	4,41	4,39	0,02	0,02
5041	4,33	4,38	-0,05	0,05
5042	4,20	4,29	-0,09	0,09
5043	4,08	4,21	-0,13	0,13
5044	4,31	4,33	-0,02	0,02
5045	4,32	4,34	-0,01	0,01
5046	4,35	4,34	0,01	0,01
5047	4,28	4,34	-0,05	0,05
5048	4,29	4,34	-0,05	0,05
5049	4,34	4,33	0,01	0,01
5050	4,35	4,33	0,02	0,02
5051	4,28	4,26	0,02	0,02
5052	4,32	4,27	0,05	0,05
5053	4,45	4,32	0,13	0,13
5054	4,33	4,32	0,00	0,00
5055	4,31	4,44	-0,13	0,13
5056	4,33	4,44	-0,12	0,12
5057	4,45	4,45	0,00	0,00
5058	4,42	4,45	-0,03	0,03
		Moyennes	-0,020	0,044

Tableau 4 : Écarts entre les résultats de modélisation (Sim012.1) et les mesures par DLT Arpentage pour un débit de 470 m³/s le 19 mai 2017 (N=16)

# du point DLT	Mesures DLT	Sim012 -	Écarts	Écarts non signés
6003	4,798	4,71	0,08	0,08
6005	4,79	4,72	0,07	0,07
6006	4,706	4,72	-0,01	0,01
6007	4,624	4,70	-0,08	0,08
6008	4,63	4,70	-0,07	0,07
6009	4,605	4,69	-0,09	0,09
6010	4,662	4,64	0,02	0,02
6011	4,576	4,63	-0,06	0,06
6012	4,523	4,59	-0,07	0,07
6013	4,54	4,57	-0,03	0,03
6014	4,528	4,56	-0,03	0,03
6015	4,58	4,56	0,02	0,02
6016	4,546	4,56	-0,02	0,02
6017	4,461	4,56	-0,10	0,10
6018	4,518	4,56	-0,04	0,04
6019	4,526	4,56	-0,04	0,04
Moyennes			-0,03	0,05

Valider visuellement le modèle par la position des lignes de berges.

Une autre forme de validation peut être utilisée lorsque l'on dispose de la position relevée de la ligne de berges laquelle, notons-le, dépend de l'intersection du niveau d'eau et de la topographie locale. Du côté du modèle, il suffit d'extraire les résultats correspondants à la profondeur nulle (= 0 m). Trois cas ont ainsi été caractérisés et analysés : la crue de 235 m³/s, celle de 420 m³/s et la dernière à 470 m³/s.

La Figure 17, la Figure 18 et la Figure 18 montrent la comparaison des lignes de berges observées et simulées. La bonne correspondance visuelle peut y être constatée, notamment en rive droite (Ouest).

La berge de la rive gauche définit la position exacte du muret de la promenade et les résultats du modèle ne peuvent s'en écarter étant donné le changement abrupt de profondeur le long du mur; on ne peut tirer de conclusion utile des résultats pour cette rive.

Interprétation des écarts résiduels. On peut toutefois noter que la bonne correspondance du modèle hydrodynamique avec les mesures en rives traduit aussi la validité du modèle de terrain du lit majeur (issu des données LiDaR du MERN au-dessus de la cote 3,25 m). D'ailleurs, les bons résultats en niveau d'eau obtenus pour le débit de $25 \text{ m}^3/\text{s}$ (Sim013) permettent aussi de conclure à une bonne représentation du terrain sous-jacent (lit mineur). Les écarts observés dans le plan peuvent s'expliquer par les irrégularités locales du terrain qui échappent parfois à la précision des données LiDaR. De même, l'agitation du plan d'eau (vagues générées par le puissant souffle de la chute) complique également la détermination de la position du rivage surtout quand la pente de la berge s'aplanit.

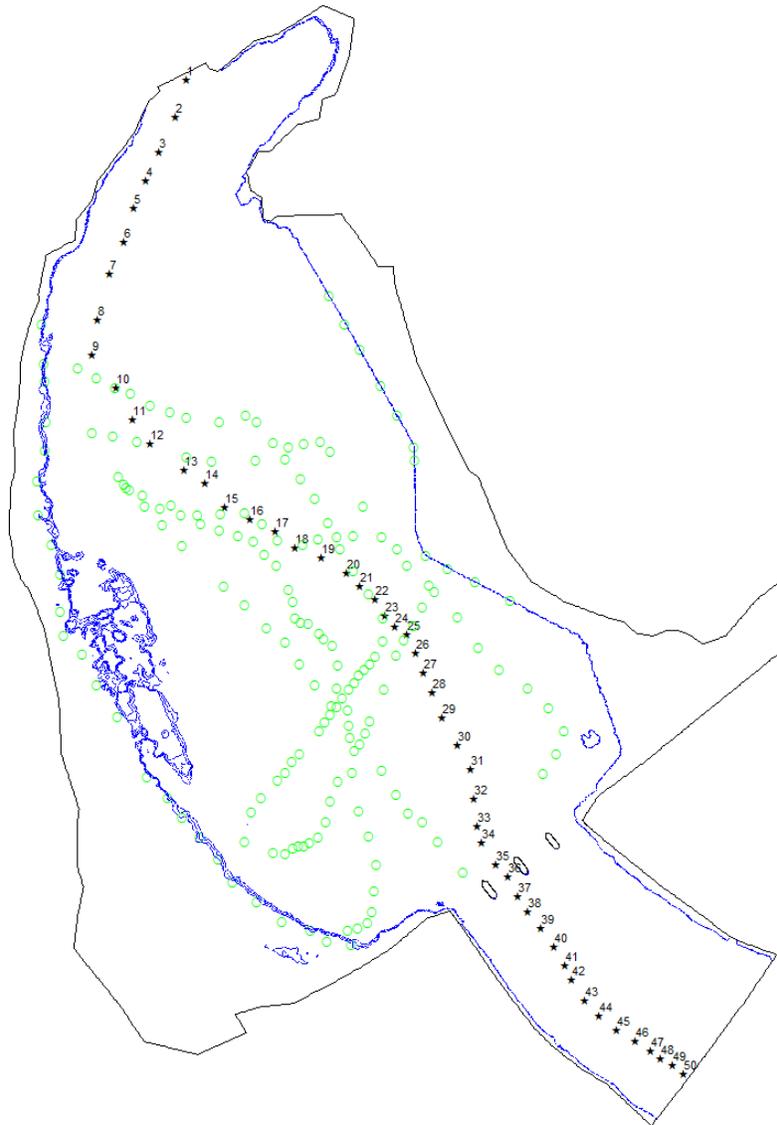


Figure 17 : Comparaison du relevé de la ligne de berge (DLT 2017, points verts) avec les résultats du modèle à $245 \text{ m}^3/\text{s}$ pour $H=0$

Note : La profondeur H nulle en bleu définit la ligne de berge de la simulation

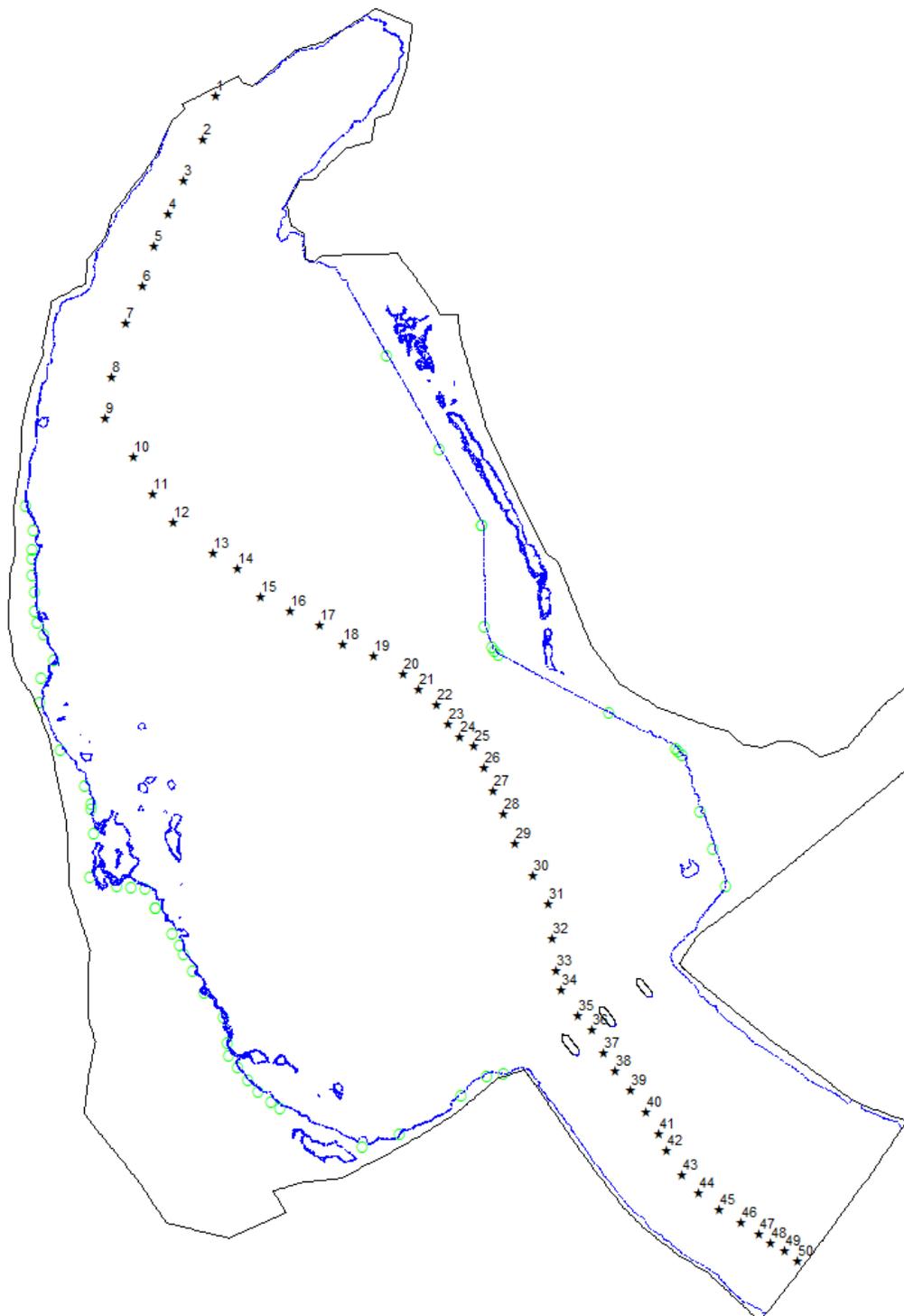


Figure 18 : Comparaison du relevé de la ligne de berge (DLT 2017, points verts; 7 mai 2017) avec les résultats du modèle à 420 m³/s pour H=0

Note : La profondeur H nulle en bleu définit la ligne de berge de la simulation

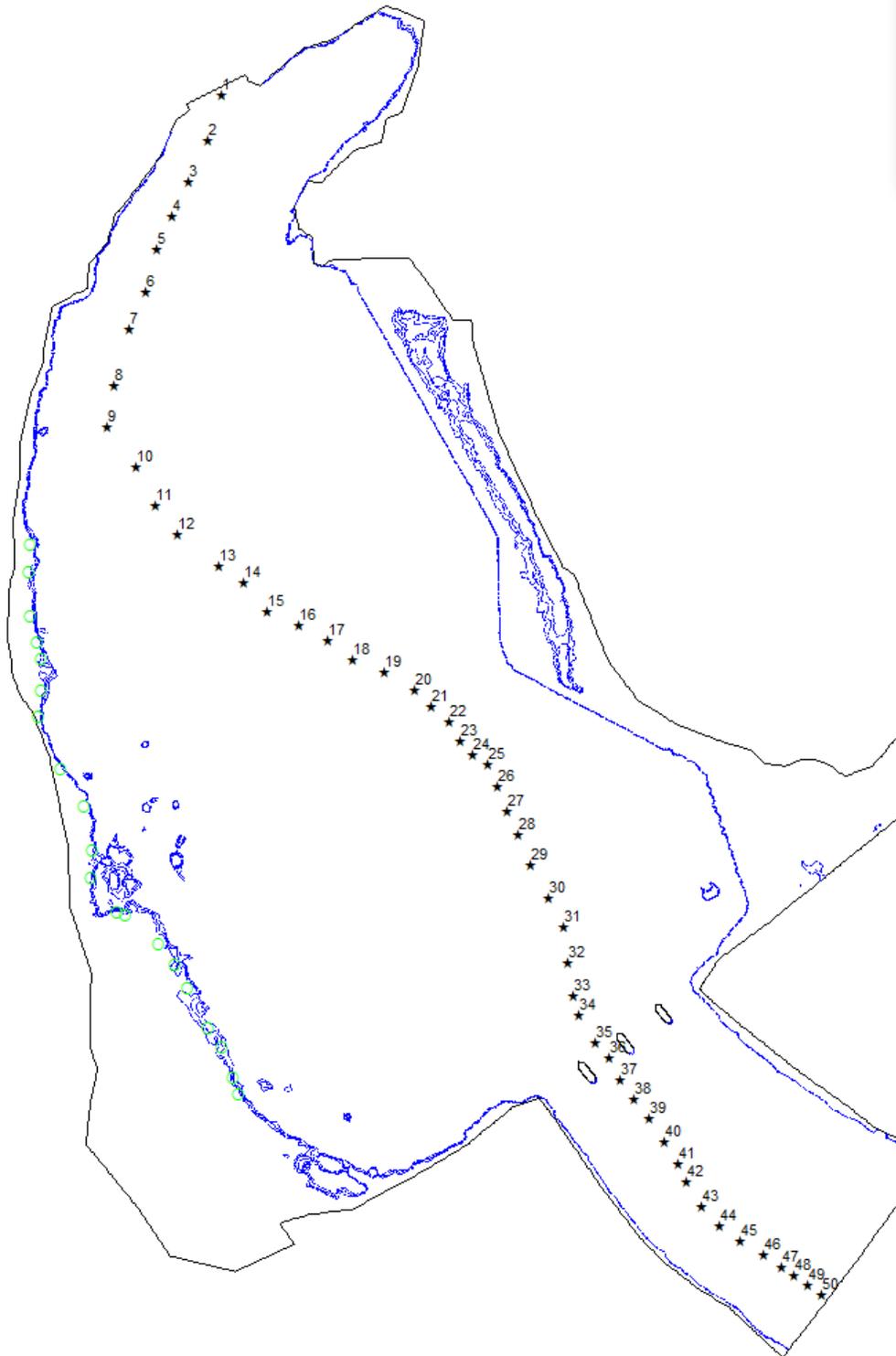


Figure 19 : Comparaison du relevé de la ligne de berge (DLT 2017, points verts – 19 mai 2017) avec les résultats du modèle à $470 \text{ m}^3/\text{s}$ pour $H=0$

Note : La profondeur H nulle en bleu définit la ligne de berge de la simulation

Résultats de validation en bref

Les autres états mesurés ont également fait l'objet d'une analyse similaire quoique moins documentée sur le terrain. Les statistiques d'ensemble des états de validation sont rapportées au Tableau 5 suivant.

Tableau 5 : Vue d'ensemble de l'analyse comparative des simulations et des mesures

Période	Débit et marée	N points	Écart moyen (m)	Écart non signés (m)
1999-2000	25 m ³ /s - Basse	39 (profil central)	+0,007	0,047
28 avril et 2 mai 2017	235-240 m ³ /s Basse	178 (Centre et berges)	-0,04	0,07
7 mai 2017	420 m ³ /s - Basse	56 (Berges)	+0,02	0,044
19 mai 2017	470 m ³ /s - Basse	17 (Berge ouest)	-0,03	0,05

On note que les écarts entre les résultats du modèle et les données disponibles présentent des valeurs moyennes inférieures à 4 cm, parfois en plus, parfois en moins ce qui peut être considéré satisfaisant pour un cours d'eau présentant des conditions hydrodynamiques très agitées, non seulement par le régime torrentiel qui le caractérise en crue, mais aussi en lien avec les conditions de vent générées par le souffle de la chute qui s'accompagnent de vagues plus ou moins cohérentes déferlant en berge. Une imprécision liée à la mesure doit aussi être prise en compte : convergence du signal GPS, imprécision sur la lecture de la ligne de berge, mouvements verticaux des kayaks (un événement) ainsi que le changement de débit durant le relevé qui peut rendre la mesure légèrement hétérogène de ce point de vue. On comprend que les simulations ne peuvent faire mieux que la limite intrinsèque de précision des mesures. Celle-ci, pour les raisons évoquées, est estimée à $\pm 0,05$ m, une valeur tout-à-fait satisfaisante.

Les résultats regroupés des simulations de validation sont présentés à la Figure 21.

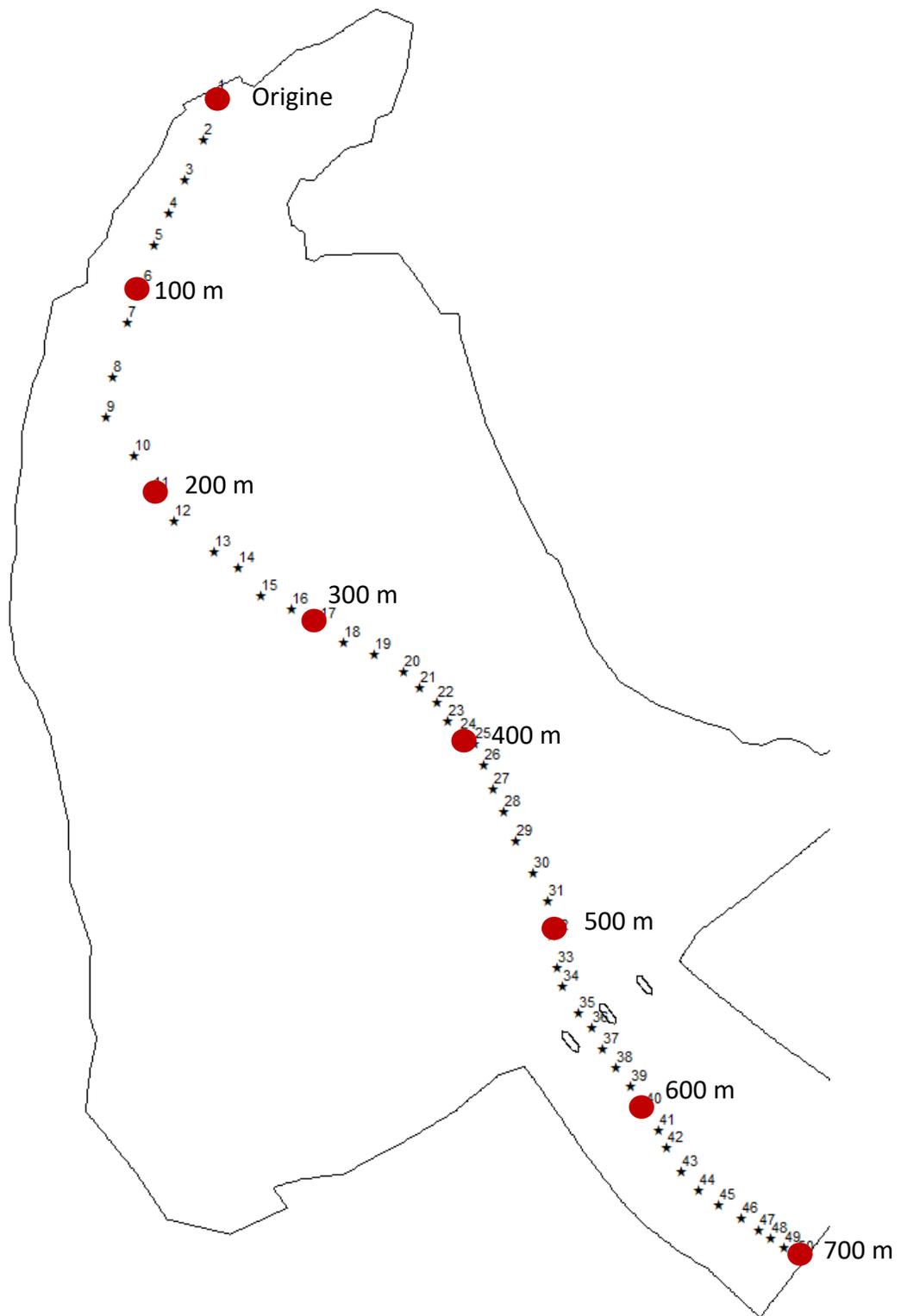


Figure 20 : Repères métriques pour le profil en long central

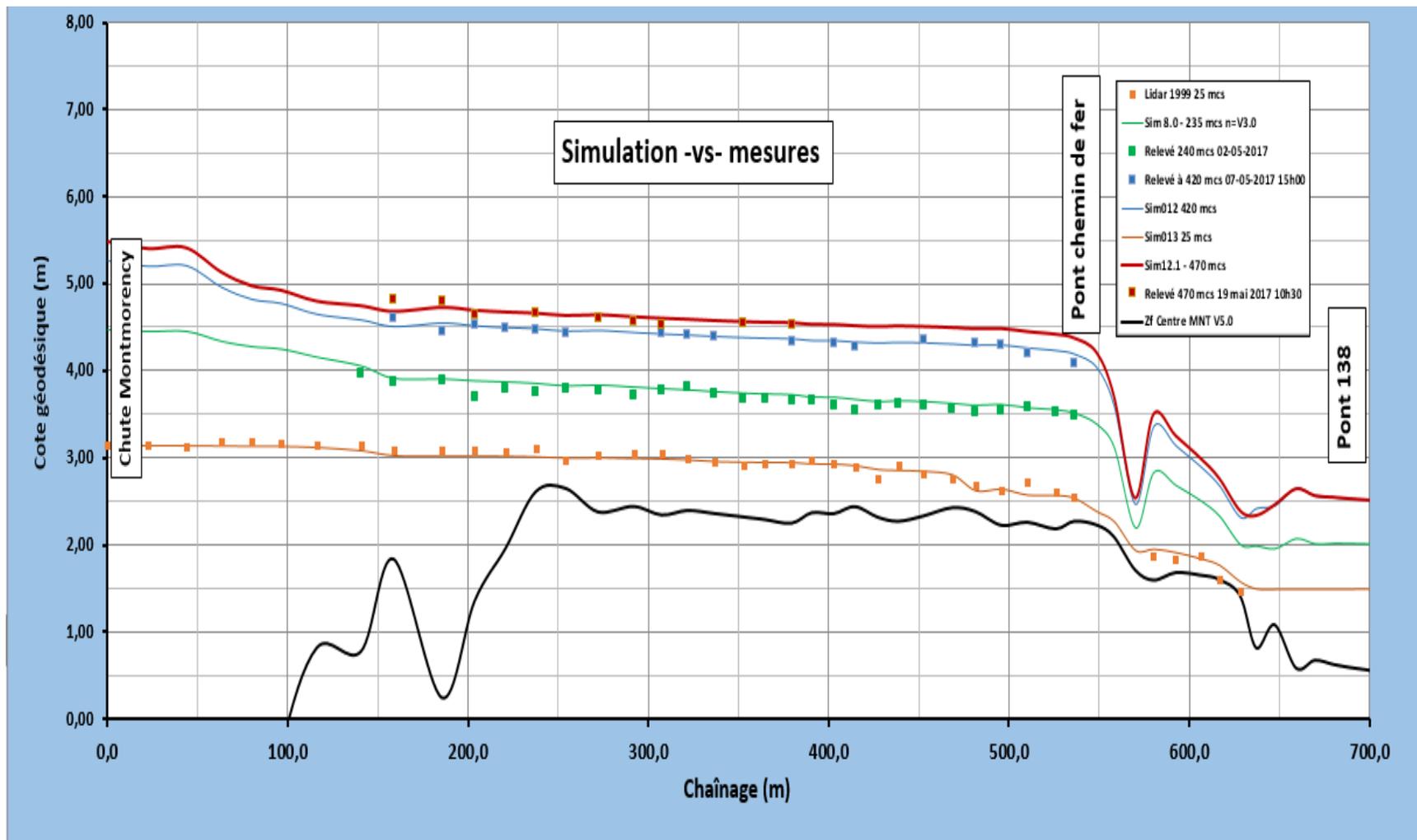


Figure 21 : Vue d'ensemble des résultats du modèle hydrodynamique comparés aux mesures

Note : Les valeurs mesurées sont transposées sur le profil central pour la comparaison et pour fins d'illustration. Les multiples de 100 m de la coordonnée curviligne du profil sont indiqués à la Figure 20

La fréquence des crues de la rivière Montmorency

La rivière Montmorency prend sa source dans les montagnes du massif forestier des Laurentides. Son régime hydrologique est marqué par des crues soudaines (subites) dont le temps de concentration relativement court, typiquement 12 heures, voire moins, dicte les méthodes statistiques à employer pour traduire en valeurs réalistes les débits de pointe observés. La rivière Montmorency est également le siège fréquent de phénomènes de débâcles hivernales et printanières (Leclerc, Morse et colle, 2001) qui donnent souvent lieu à des embâcles en certains sites vulnérables sur son cours inférieur, notamment en aval de l'île-Enchanteresse, dans le secteur des Îlets, au lac du Délaissé et aussi dans le Bassin de la chute où toute la glace doit finalement aboutir. Ci-après, nous allons récapituler les paramètres essentiels de ces aléas tels que rapportés dans des rapports récents.

L'approche statistique traditionnelle pour les crues à l'eau libre revisitée

Le comportement statistique des crues à l'eau libre a fait l'objet de plusieurs études dans le passé, notamment par le Centre d'Expertise hydrique du Québec (CEHQ). La Figure 22 montre la loi statistique établie par le Professeur Ouarda de l'INRS-ETE (Heniche et coll., 1999) aussi rapportée dans Leclerc et Secretan (2012). Celle-ci présente la probabilité au dépassement de ces crues (moyennes horaires) au niveau de l'embouchure, soit à la station hydrométrique #051001. La méthode utilisée est celle dite au dépassement ou *Peak over Threshold*. Cette méthode axée sur les pointes instantanées permet de tenir compte de toutes les pointes observées dépassant un certain seuil. La méthode traditionnellement utilisée au CEHQ utilise traditionnellement une méthode axée sur une série de valeurs maximales annuelles extraites des moyennes journalières (qui laminent mathématiquement les pointes de crue). La pointe correspondante est estimée indirectement en multipliant le quantile par un « facteur de pointe » moyen extrait des crues maximales annuelles disponibles. Si ce résultat peut être considéré valable pour les grands bassins réagissant lentement, le protocole utilisé tend à minimiser les crues extrêmes des bassins versants plus petits comme celui de la Montmorency (1100 km²).

Tableau 6 : Quantiles de crue établis par Ouarda de l'INRS (Heniche et coll., 1999)

Quantile de crue (m ³ /s)	Période de retour
467	2
572	5
651	10
731	20
836	50
915	100
1179	1000

La crue millénaire observée en 1966 : une approche événementielle requise ? Il est à noter que la crue de période de retour 1000 ans a historiquement été observée le 3 novembre 1966 (l'auteur en a été un témoin direct à la hauteur du secteur des Îlets en amont de la chute). Cette crue, comparable à la crue du Saguenay en 1996 a produit un débit spécifique (débit/km² de bassin) dépassant 1 m³/s/km², soit plus de 1000 m³/s. Bien que la récurrence de cet aléa soit considérée comme très faible, la survenue d'un tel événement dans l'histoire récente suggère de retenir ou tenir compte de ce niveau d'aléa pour les analyses de risque qui pourraient suivre. Cette approche correspond à une démarche événementielle comparable à celle retenue pour l'embâcle du 16 avril 2014 (voir ci-après).

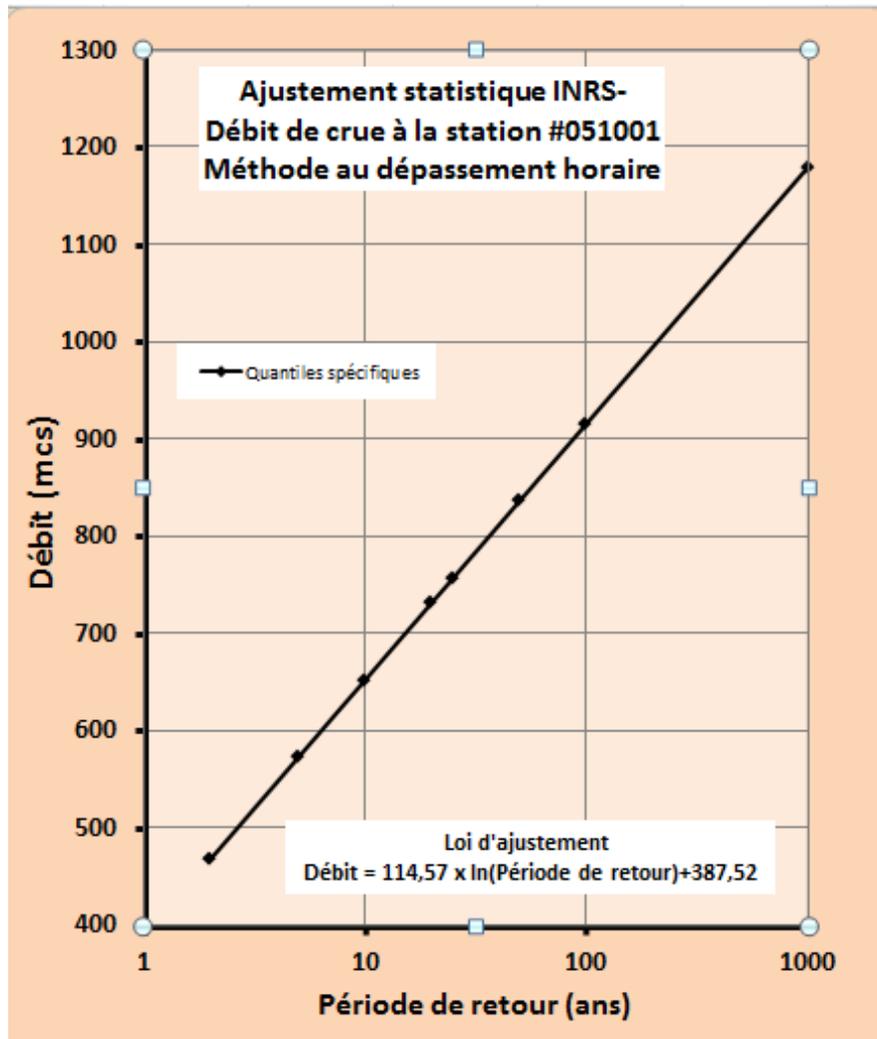


Figure 22 : Loi statistique déterminant la valeur des quantiles de pointes de crue observées sur la rivière Montmorency entre 1965 et 1999 (Leclerc et Secretan, 2012)

Les aléas de crue d'embâcle-débâcle

Malgré la puissance des crues à l'eau libre de la rivière Montmorency, il n'en reste pas moins que les processus glaciels semblent jouer un rôle dominant par rapport aux crues à l'eau libre pour les dommages causés comme nous l'avons démontré en 2015 (Leclerc) suite à l'embâcle qui s'était d'abord formé à la hauteur du pont multifonctionnel jouxtant la ligne de 735 kV d'Hydro-Québec.

Ainsi, le 16 avril 2014, lors de la débâcle finale de la rivière, la crue maximale simulée (équivalente à celle, historique, du 3 novembre 1966) a été surpassée de près de 2 m à la hauteur de l'Île Canteloup (Figure 23). Le relevé de l'embâcle avait été effectué avec un LiDaR post-débâcle en interprétant la hauteur des murs de cisaillement laissés par la crue (délaissés de crue).

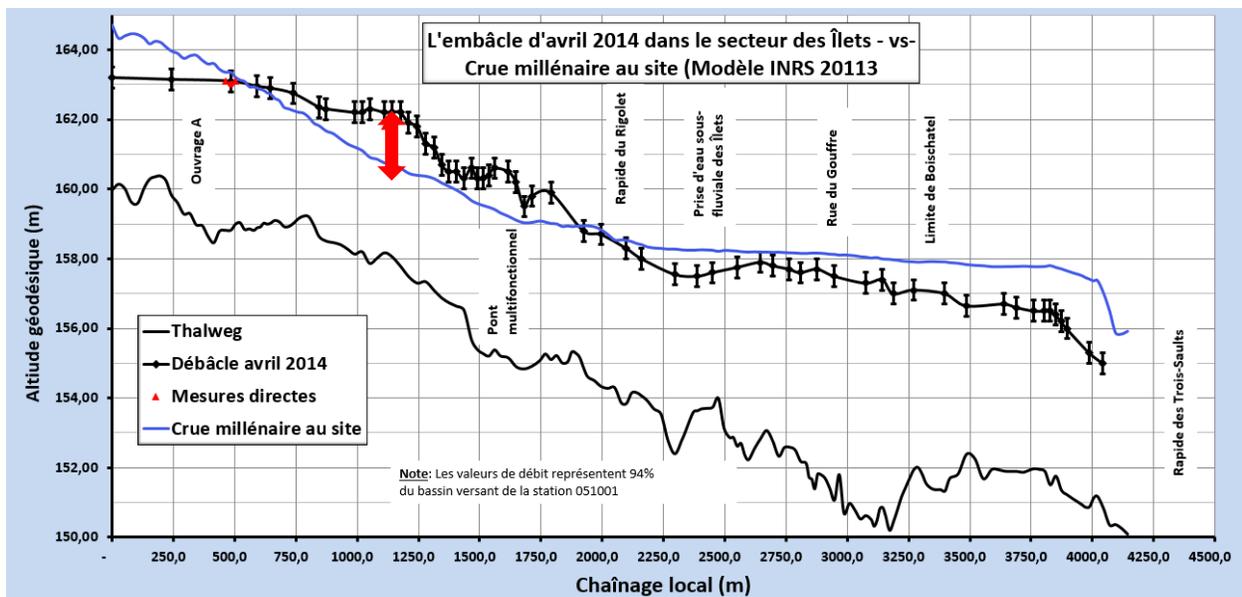


Figure 23 : Niveau de l'embâcle du 16 avril 2014 observé à la hauteur du secteur des Îlets de la rivière Montmorency comparé à une crue de récurrence millénaire (1050 m³/s au site; 94% du bassin versant)
Note : la flèche rouge indique un surpassement de la crue millénaire de près de 2 m en certains points.

C'est donc à l'évidence les crues glacielles (débâcles) qui ont le pouvoir formateur (*concept de débit formateur*) dominant sur les crues à l'eau libre. À la hauteur de la rue des Trois-Sauts, entre la rue du Gouffre et la limite municipale avec Boischatel, le niveau d'eau atteint en 2014 est équivalent à une crue à l'eau libre centenaire (915 m³/s) alors que le débit observé dépassait à peine 500 m³/s, une valeur typiquement bi-annuelle (1 fois par 2 ans).

Dans le Bassin de la chute Montmorency, les niveaux atteints ont atteint voire, surpassé la cote 7 m tel que le démontrent les nombreuses photos prises par l'auteur pendant la débâcle le 16 avril 2014 au matin (voir la Photographie 2). C'est la débâcle consécutive à l'embâcle du pont multifonctionnel du secteur des Îlets en amont qui s'y est manifestée. Il est utile ici de

mentionner que la débâcle se produit le plus souvent avec un débit déclencheur dépassant rarement les 200 m³/s comme cela a été établi par Bernard Doyon rapporté dans Morse et coll., 2002) à partir de statistiques sommaires disponibles depuis 1965 (Fournies par Guy Guilbert, retraité du CEHQ).



Photographie 1 : Délaissés de crue (murs de cisaillement) lors de la débâcle du 16 avril 2014 à la hauteur du secteur des Îlets de la rivière Montmorency (Leclerc, 2015)



Photographie 2 : Délaissés de débâcle près de l'exutoire du Bassin le matin du 16 avril 2014 à 6h30.

Malheureusement pour une gouvernance basée sur la prévisibilité des aléas, faute de série chronologique homogène, il n'est pas possible de caractériser précisément la fréquence des aléas d'embâcles-débâcles avec des méthodes d'analyse fréquentielle comme on le fait pour les crues à l'eau libre. L'approche de la gouvernance des risques d'inondation pour les embâcles doit alors se baser sur l'expérience empirique tirée des événements singuliers qui se produisent aléatoirement. On se concentre alors sur les événements les plus problématiques pour établir les règles d'occupation du territoire. Cette approche dite « **événementielle** » peut être documentée par des mesures directes de l'événement ou encore, par des observations indirectes fondées sur les délaissés de crue (par exemple la débâcle d'avril 2014 dans le Bassin). On peut consulter l'article de Demers et coll., 2014 pour une approche formelle de cet aléa. Les indices peuvent aussi être obtenus à partir des cicatrices glacielles laissées sur les arbres qui sont entrés en contact avec les débris ou les blocs de glace.

La marée – Cotes de crue du Saint-Laurent

Comme chacun le sait, les marées ont une forte incidence sur l'hydrodynamique du fleuve Saint-Laurent à Québec et jusqu'à Sorel, voire plus loin en amont (port de Montréal) si l'on tient compte de leur composante de semi-lunaire (périodicité de 14 jours; marées de vives-eaux ou de syzygie). À Québec, les marées atteignent sans doute leur plus forte amplitude à cause de l'effet d'étranglement du fleuve à cet endroit. Comme il n'existe pas de station marégraphique installée près du site du Bassin, il n'est pas possible d'y conduire une analyse fréquentielle et d'en extraire

des quantiles statistiques équivalents aux quantiles de débit. On doit donc se rapporter aux valeurs connues et acceptées dans la réglementation municipale du secteur (Boischatel) en prenant comme décalage de repère la valeur de -1,78 m applicable au « zéro des cartes » marégraphique. Les paramètres cités proviennent originalement du rapport du MDDEFP (Lapointe, 1986)². En vue d'établir le plan d'urbanisme de Boischatel près du fleuve, les zones inondables délimitées par les cotes de crue de période de retour 20 ans et 100 ans sont respectivement de 5,02 m et 5,20 m (Municipalité de Boischatel, 2015), ce qui correspond à des marées de 6,8 m et 6,98 m (marégraphique). La ZIP (Zone d'intervention prioritaire de Québec; Hassan-Bey, communication personnelle, 2017) utilise couramment une marée de 6,5 m comme valeur maximale indicative (4,72 m géodésique); le contexte d'utilisation n'est toutefois pas précisé.

« L'espace-solution » pour l'analyse des crues à l'eau libre

Pour les fins de l'étude, les valeurs identifiées comme des références, statistiques ou événementielles doivent être incluses dans la gamme de valeurs qui feront l'objet de simulations. La plage de valeurs retenues forme **l'espace-solution** (domaine de variabilité) lequel doit permettre de retrouver directement ou par interpolation les valeurs de référence intermédiaires. Comme les déterminants des crues à l'eau libre sont le débit de la rivière et les conditions de marée, un judicieux choix de combinaisons doit être effectué. Bien sûr, l'espace-solution retenu ne couvre pas les événements de crue « ordinaires » de la rivière puisqu'ils ne sont pas pertinents à la présente analyse. Dans un autre contexte, par exemple celui relatif aux habitats, l'espace-solution devrait englober les débits d'étiages et/ou certaines conditions de marée associées avec une inversion possible du courant. De même, les conditions glacielles s'inscrivent dans un autre espace moins connu faisant intervenir la présence massive de glace dans l'écoulement.

Nous proposons de retenir la gamme suivante pour le débit, laquelle couvrira les possibilités comprises entre la crue de récurrence 2 ans et la crue millénaire, soit les valeurs données au Tableau 6.

Pour la marée, le choix se présente différemment. En effet, ce processus peut occasionnellement interférer avec le débit lors des marées hautes (refoulement). Le niveau de marée conduisant à cette interférence n'étant pas connu *a priori*, la gamme des niveaux de marée à retenir doit commencer suffisamment bas pour identifier ce seuil de refoulement du débit à mesure que le niveau s'élève à l'embouchure du Bassin. Lors des simulations préliminaires de calibration-validation, il est apparu que le niveau typique du seuil sous le pont de chemin de fer s'établissait

² Il est à noter que cette analyse date de plus de 30 ans et ne tient pas compte du relèvement du niveau de la mer en lien avec le changement climatique. Une mise à jour sera tôt ou tard requise pour tenir compte de la non-stationnarité anticipée du phénomène des marées.

généralement autour de 2,1 m. Nous avons donc opté pour borner les valeurs de niveau de marée à 1,5 m (géodésique) comme minimum. Du côté des valeurs maximales, la valeur de la marée centennale de 5,2 m (géodésique) est retenue. Entre les deux, nous avons retenu les valeurs de 5,02 m (vicennale), 4 m, 3 m, 2 m et 1,5 m. L'espace-solution pour les crues à l'eau libre sera donc couvert par les combinaisons de conditions indiquées à la Figure 24.

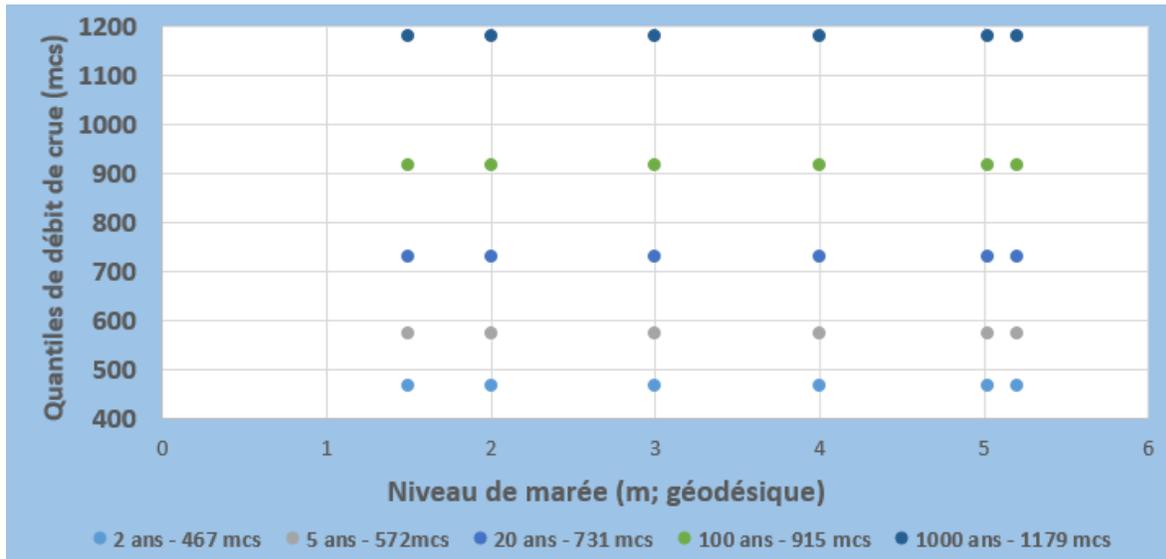


Figure 24 : Espace-solution des crues à l'eau libre couvert par les simulations

« L'espace événementiel » pour les embâcles-débâcles

Pour les embâcles-débâcles, conformément à l'approche événementielle basée principalement sur les données empiriques disponibles, nous proposons d'utiliser les données connues de la débâcle d'avril 2014 qui situent le niveau d'eau maximum atteint à une valeur voisine de 7 m géodésique soit plus de 2 m par-dessus la promenade en rive gauche qui se positionne à 4,85 m. Pour les fins de maximiser les aléas possibles sans exagérer leur faible probabilité de survenue (ex : marée centennale très rare elle-aussi), une marée montante pour la phase correspondant à l'embâcle du 16 avril 2017 a été retenue, soit entre 3,5 m et 4,5 m marégraphique, c'est-à-dire, 4,0 m typiquement, ou 2,22 m dans le repère géodésique. La Figure 25 rapporte les données observées à la station du Vieux-Port de Québec. On peut observer que la phase lunaire de la marée correspondait alors à un événement de vives-eaux bien que la phase de la débâcle ait correspondu à la période montante de la marée.

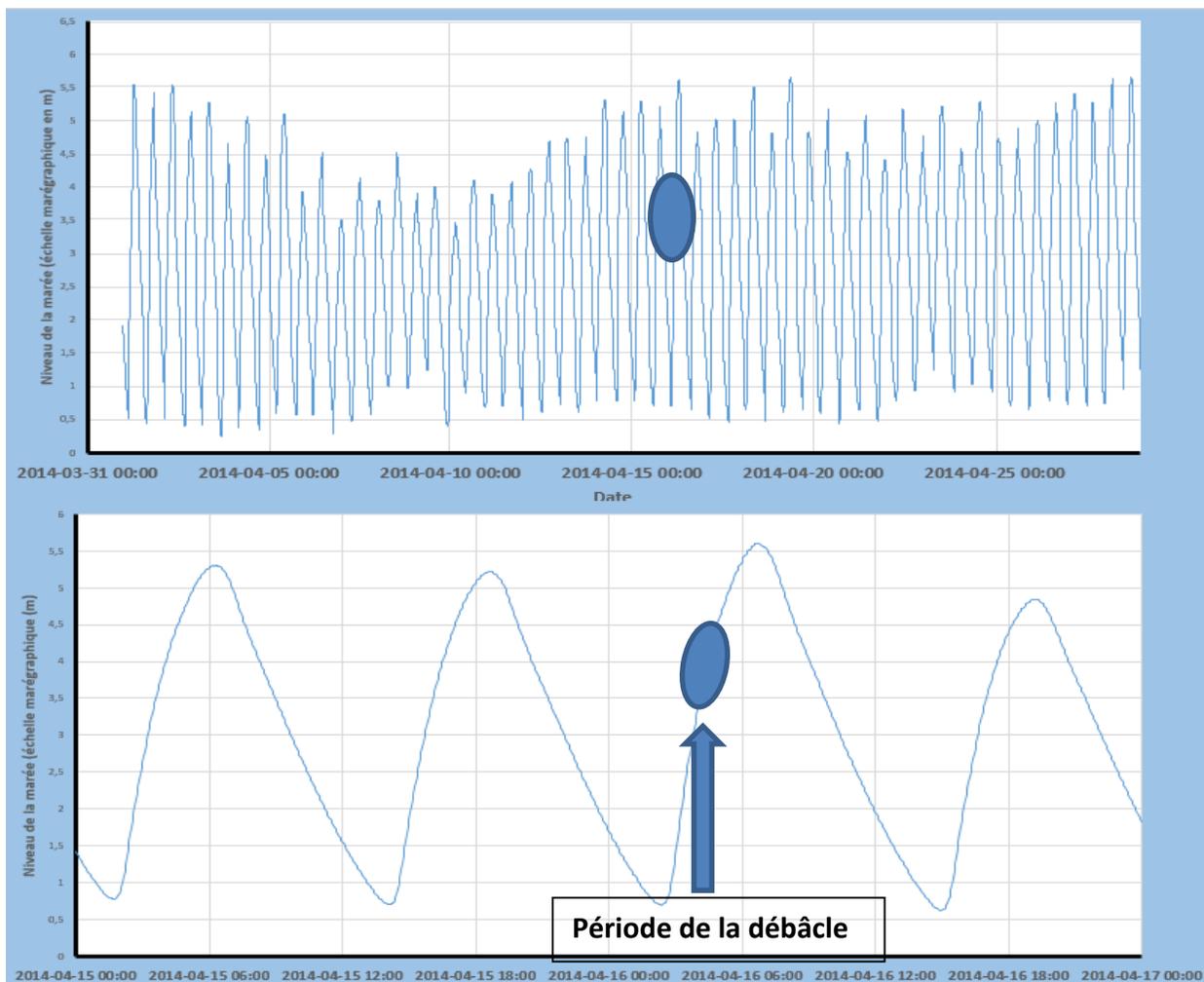


Figure 25 : Marées observées au cours du mois d’avril 2014 à Québec (Vieux Port)

Données (indices) disponibles

Les seuls indices disponibles sur l’événement du 16 avril 2017 sont donc la cote maximale atteinte en général sur le Bassin soit ± 7 m géodésique; on n’en connaît toutefois pas la distribution ni les écarts. Nous postulons que le niveau d’eau maximum atteint s’étalait en pente douce vers la sortie du Bassin où s’un positionné le pied de l’embâcle. La pente de la surface libre a donc été posée par hypothèse similaire (en équilibre hydrostatique) à celle du fond, assimilable en conditions d’écoulement normal à celle de la surface libre pour des débits significatifs (crues). Dans le cas présent, cette pente s’établit typiquement à 30 cm/500 m ou 0,6m/km. Le niveau de la marée se situait à 3,5 m au moment de la débâcle en phase montante. A ce niveau, il est peu vraisemblable que la marée ait pu exercer une influence sur le transit de glace à la sortie par effet de refoulement ou de ralentissement du courant.

Si le débit observé a semblé culminer à $566 \text{ m}^3/\text{s}$ selon la station CEHQ #051001, le débit liquide effectif était plutôt de 480 ($500 \text{ m}^3/\text{s}$ retenu) au pic de la débâcle (voir les figures suivantes tirées

de Leclerc, 2015). La tranche de débit additionnelle (+66 m³/s) est plutôt associée à l'effet de glace au niveau de la station. La même publication (Leclerc, 2015) propose aussi une analyse détaillée de la débâcle de 2014 pour le secteur Trois-Saults - Des Îlets en amont sur la rivière. L'usage massif de données LiDar post-événementiel a alors permis un relevé massif des délaissés de crue. Il est remarquable que cet événement a produit des niveaux maximums qui ont très largement surpassé les niveaux estimés d'une crue millénaire (+1-2m)

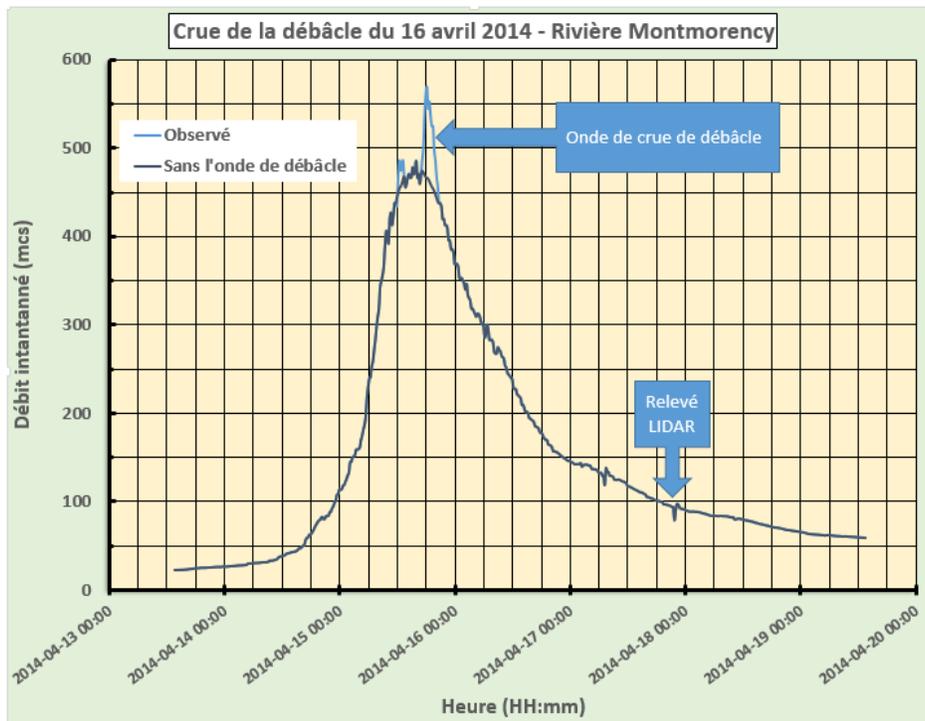


Figure 26: Hydrogramme observé à la station CEHQ #051001 (Marches-Naturelles) - 14-20 avril 2014

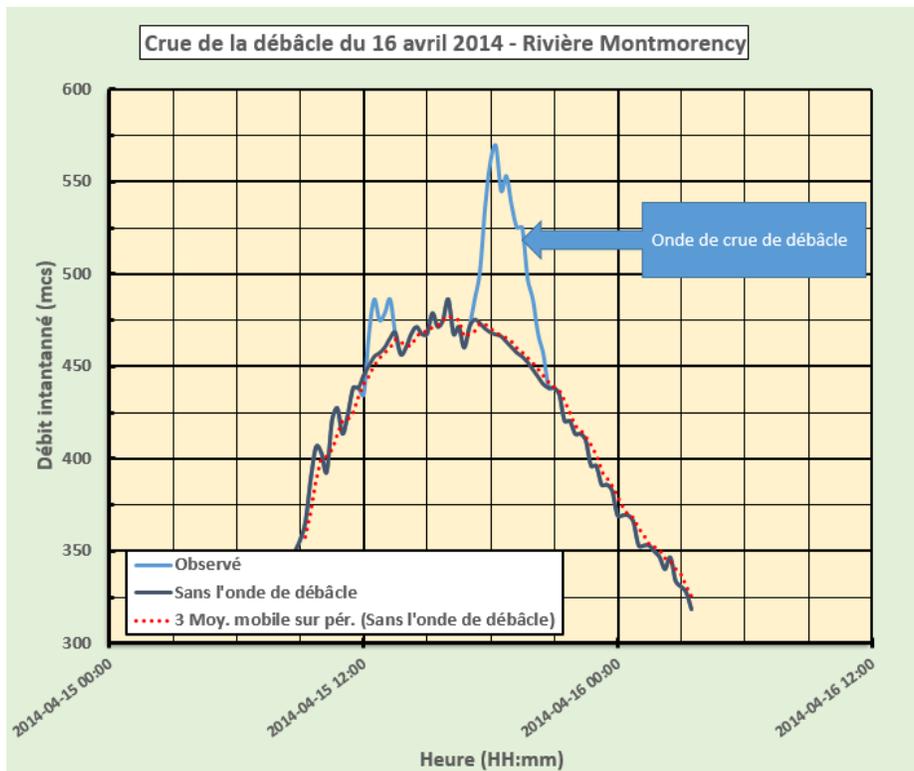


Figure 27: Détail de l'hydrogramme observé à la station CEHQ #051001 (Marches-Naturelles) - 14-20 avril 2014

Résultats de simulation

Sensibilité du niveau d'eau aux conditions retenues : résultats bruts

Dans le chapitre suivant, nous allons d'abord rapporter les résultats de niveau d'eau obtenus pour les gammes de conditions déterminantes identifiées. Le programme de simulations pour les crues à l'eau libre qui vise les conditions limites à imposer au modèle est représenté au tableau suivant.

Tableau 7 : Programme de simulations correspondant à l'espace-solution retenu pour les crues à l'eau libre (niveau géodésique de la marée en m)

Espace-solution				
2 ans - 467 mcs	5 ans - 572 mcs	20 ans - 731 mcs	100 ans - 915 mcs	1000 ans - 1179 mcs
5,2	5,2	5,2	5,2	5,2
5,02	5,02	5,02	5,02	5,02
4	4	4	4	4
3	3	3	3	3
2	2	2	2	2
1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
# de simulation				
14	20	26	32	38
15	21	27	33	39
16	22	28	34	40
17	23	29	35	41
18	24	30	36	42
19	25	31	37	43

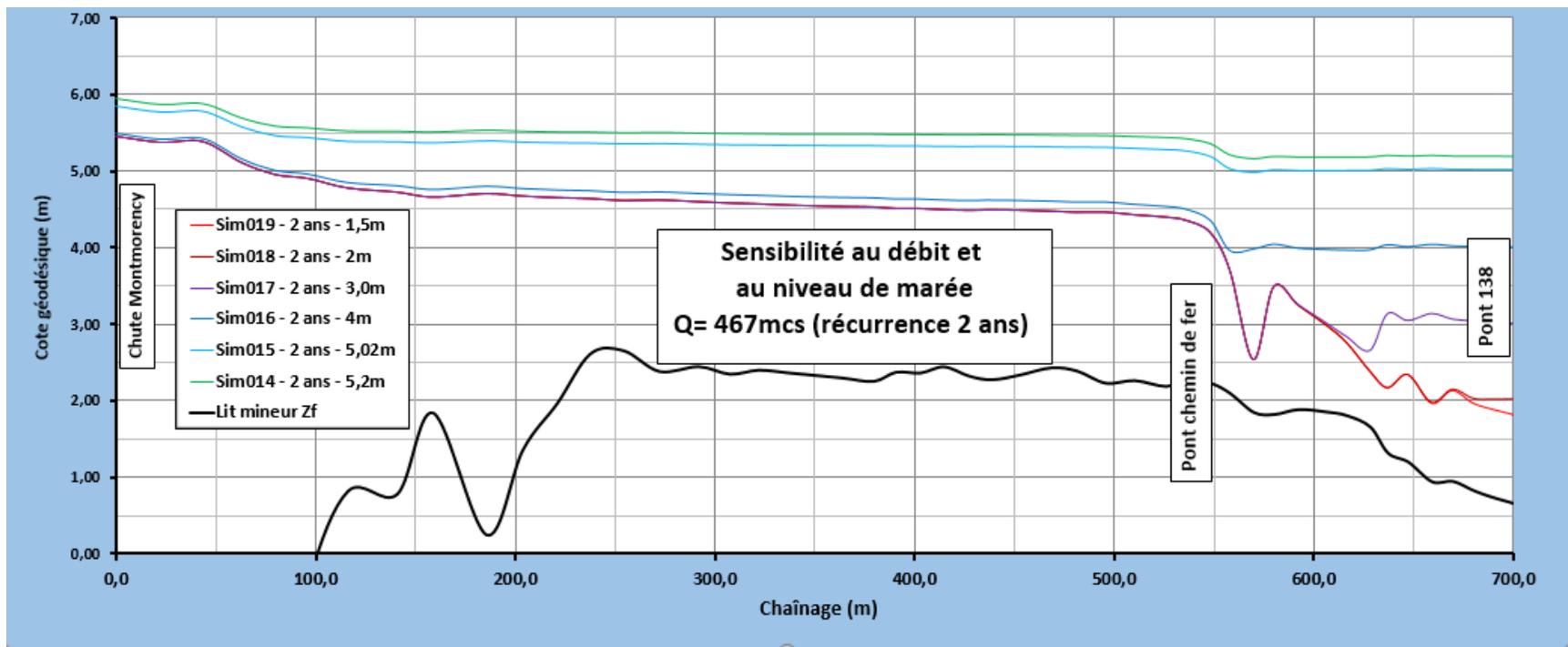


Figure 28 : Niveau d'eau pour la crue de période de retour 2 ans : $467 \text{ m}^3/\text{s}$.

Note : Les conditions de marée varient de 1,5 m à 5,2 m. (géosésique). Les deux valeurs supérieures correspondent à des marées de 6,80 m et 6,98 m (marégraphique), soit les récurrences 20 et 100 ans

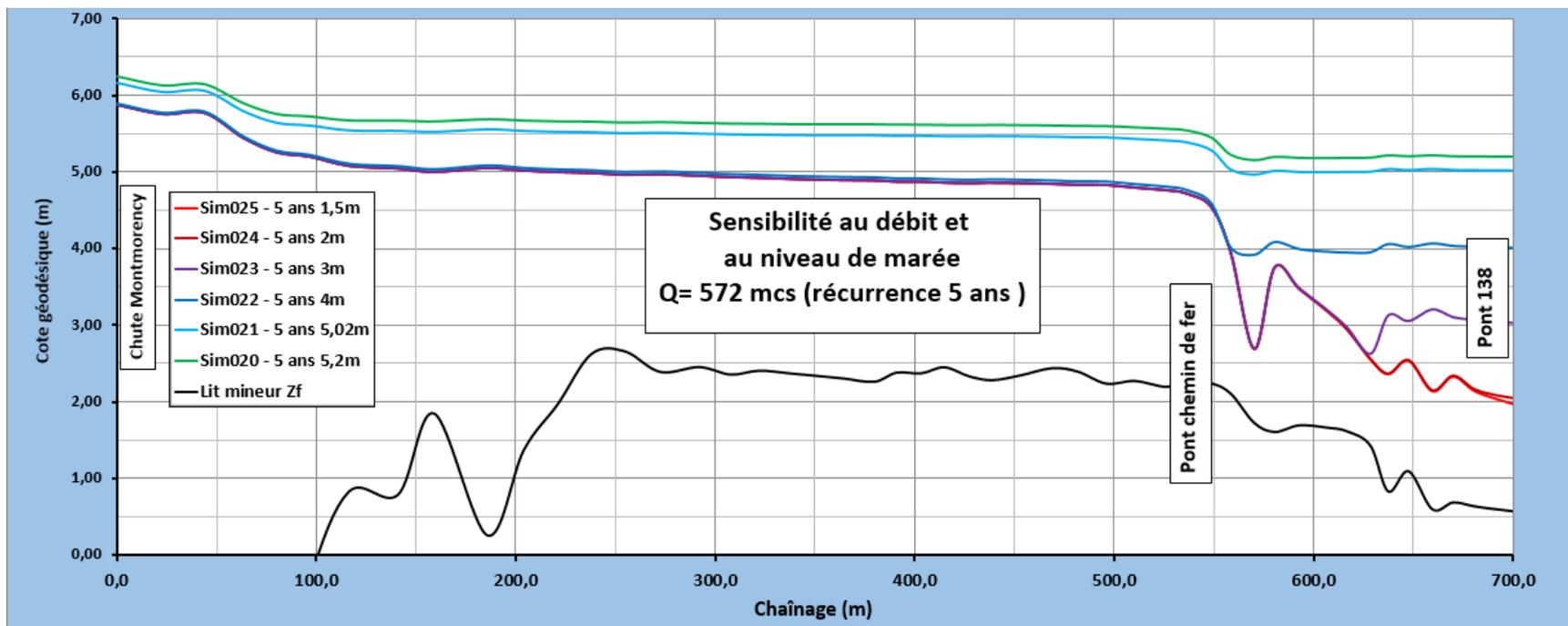


Figure 29 : Niveau d'eau pour la crue de période de retour 5 ans : $572 \text{ m}^3/\text{s}$

Note : Les conditions de marée varient de 1,5 m à 5,2 m. (géosésique). Les deux valeurs supérieures correspondent à des marées de 6,80 m et 6,98 m (marégraphique), soit les récurrences 20 et 100 ans

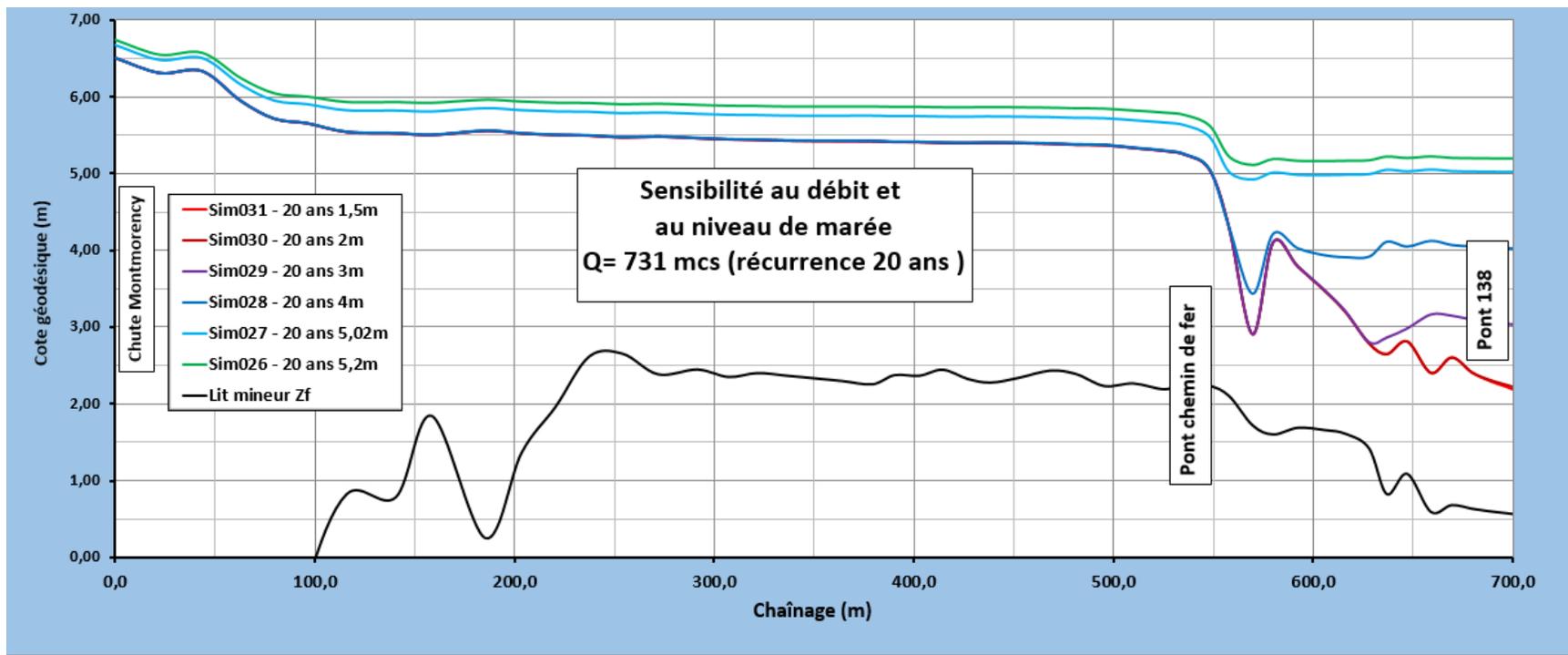


Figure 30 : Niveau d'eau pour la crue de période de retour 20 ans : 731 m³/s.

Note : Les conditions de marée varient de 2 m à 5,2 m. (géosésique). Les deux valeurs supérieures correspondent à des marées de 6,80 m et 6,98 m (marégraphique), soit les récurrences 20 et 100 ans

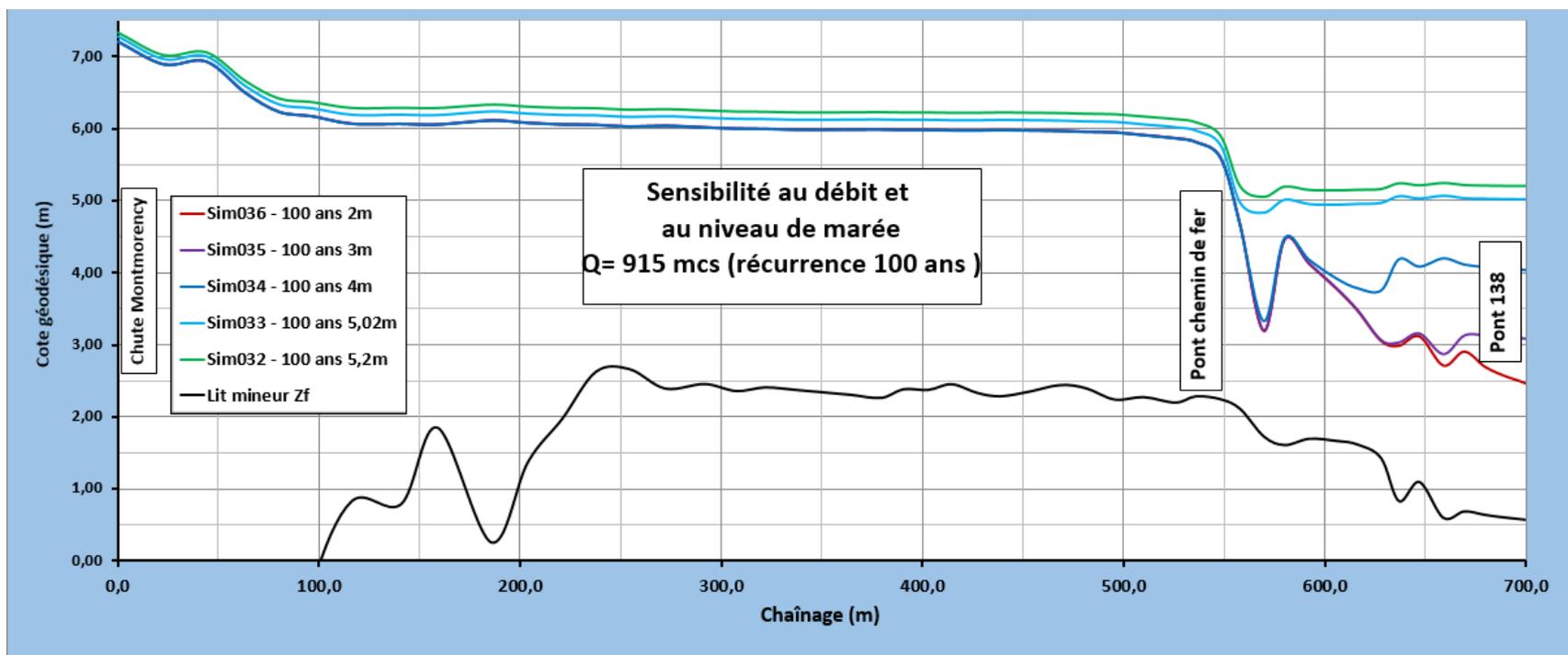


Figure 31 : Niveau d'eau pour la crue de période de retour 100 ans : $915 \text{ m}^3/\text{s}$.

Note : Les conditions de marée varient de 2,5 m à 5,2 m. (géosésique) ce qui correspond à des marées de 6,8 m et 6,98 m (marégraphique)

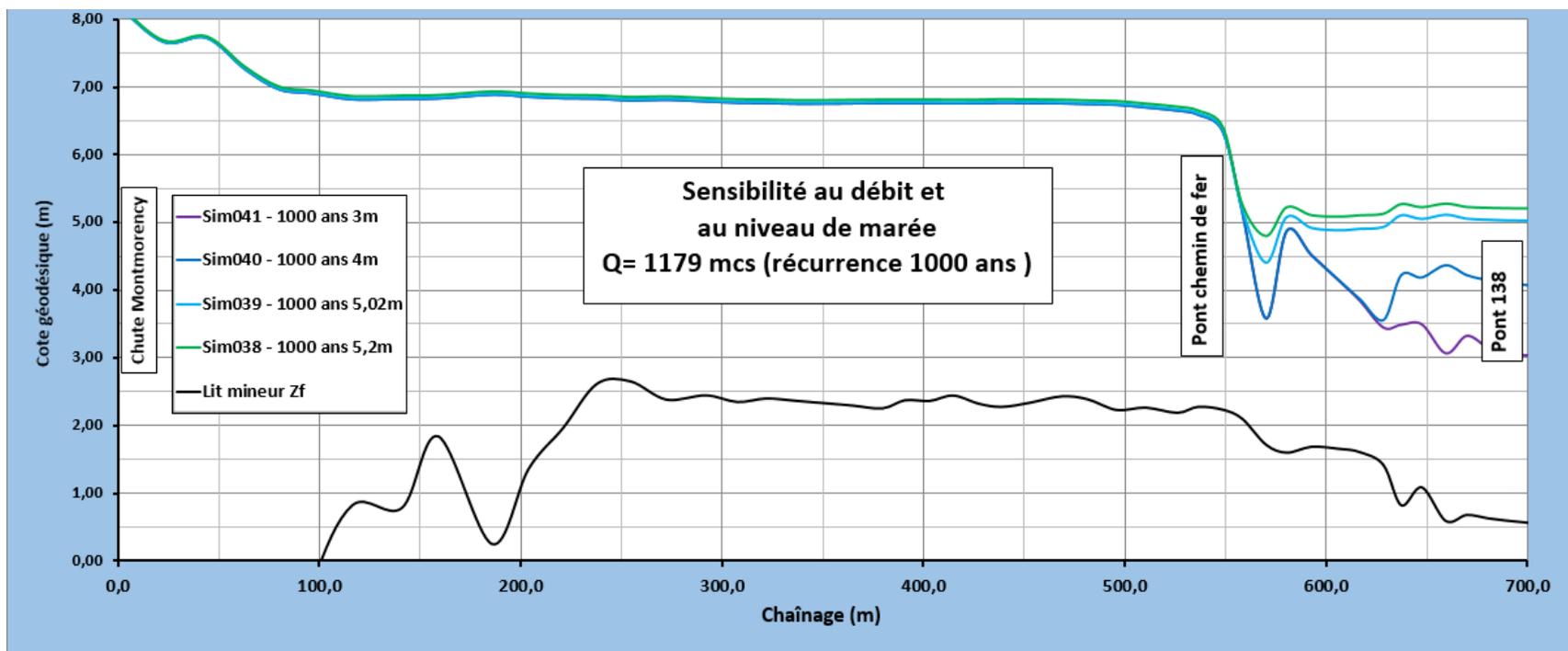


Figure 32 : Niveau d'eau pour la crue de période de retour 1000 ans : $1179 \text{ m}^3/\text{s}$.

Note : Les conditions de marée varient de 3,0 m à 5,2 m. (géosésique) ce qui correspond à des marées de 6,8 m et 6,98 m (marégraphique)

L'approche événementielle : la débâcle du 16 avril 2014

Approche de modélisation

L'approche de modélisation pour les embâcles prend ici appui sur le terme de résistance à l'écoulement des équations de mouvement d'H2D2 (Annexe 1). Nous posons l'hypothèse que l'écoulement transporte la glace fracturée (*slush*) sur toute la colonne d'eau. La perte d'énergie se fait par la turbulence générée sur toute la colonne d'eau plutôt que par les aspérités du fond seulement (écoulement à surface libre), ou ceux présents en surface lorsqu'un couvert de glace fixe est en place. On s'attend à ce que la résistance à l'écoulement soit pratiquement majorée d'un ordre de grandeur par rapport aux conditions à l'eau libre.

Cette résistance à l'écoulement est paramétrée via un coefficient de Manning n_g qui s'ajoute à celui du fond (dans l'espace quadratique pour respecter le degré du terme de frottement, au carré (n_g^2) dans les équations de mouvement (Saint-Venant, Annexe 1). Cinq scénarios ont été testés avec une valeur n_g variant autour d'une valeur de base de 0,40 (plus de 10x le paramètre de base de la résistance du fond).

1. Version 1.0, (test) : $n_g=0,3$ = constante sur tout le domaine (non retenue)
2. Version 2.0 (test) : $n_g=0,25-0,1$ = variable décroissant vers l'amont (non retenue)
3. Version 3.0 (test) : $n_g=0,35-0,1$ = variable décroissant vers l'amont (non retenue)
4. Version 4.0 (test) : $n_g=0,5-0,05$ = variable décroissant vers l'amont (non retenue)
5. Version 5.0 (essai retenu) : $n_g=0,4-0,05$ = variable décroissant vers l'amont (retenue)

La compaction du flux combiné de glace et d'eau (biphasique) suggère de majorer la résistance à l'écoulement à l'approche de l'exutoire (4 scénarios testés).

Afin de choisir parmi les scénarios testés, la cote approximative de 7 m a donc été ciblée avec une pente de 0,6m/km orientée vers l'exutoire. Les motifs de rejet des 4 premiers tests sont, soit un niveau généralement plus haut ou plus bas que les indices disponibles, soit encore une pente trop forte par rapport à la pente normale du Bassin.

Comme nous ne disposons que d'un seul événement connu, voire approximativement *via* des photos prise suite à la débâcle (délaissés), l'exercice présent est jugé très sommaire et il ne correspond qu'à une étape préliminaire de calibration d'un modèle dont les prémisses conceptuelles sont mal connues voire, inconnues. Une véritable étape de calibration suivie d'une validation formelle devrait donc compter sur l'observation à long terme (monitorage) d'autres événements similaires, dont nous ne disposons pas. On ne peut donc pas rigoureusement utiliser les présents résultats en mode prédictif pour les raisons exposées ci-après.

Limitations à la valeur prédictive du modèle d'embâcle retenu

Trop de déterminants, autres que le débit, sont en mesure d'influencer la structure interne et la dynamique des embâcles-débâcles pour qu'on envisage rigoureusement d'utiliser le modèle développé ici en mode prédictif, en fonction du débit transitant, ou d'aménagement du lit mineur par exemple. Ainsi, parmi les déterminants qui comptent à l'évidence, il y a, en plus du débit (puissance de la débâcle), la topographie changeante (aménagements, érosion des berges), la phase de la marée au moment de la débâcle, l'état initial du couvert de glace et/ou de la glace en mouvement, et probablement d'autres qui nous sont encore inconnus.

D'autres considérations sont à mentionner, notamment, le déroulement de la débâcle dans le bassin versant en amont qui ne se produit pratiquement jamais dans les mêmes conditions de déclenchement (débit déclencheur), de propagation (embâcles temporaires dans la phase transitoire), d'accumulation (volume de glace et son état) et d'évacuation (*flushing flow*; débit d'évacuation), de sorte qu'il est même très hasardeux d'en prédire le déclenchement, même à court terme.

Mise en garde : En conséquence, les résultats présentés ci-après n'ont qu'un caractère indicatif et on ne saurait en tirer des conclusions fermes dans l'absolu. Par contre, on pourrait sous toutes réserves, se livrer à des exercices en valeur relative en appliquant les mêmes paramètres de frottement à chaque scénario testé, par exemple, avec un débit différent, ou des aménagements dans le lit mineur. Un tel exercice n'aurait toutefois qu'un caractère spéculatif sans valeur dans un contexte décisionnel.

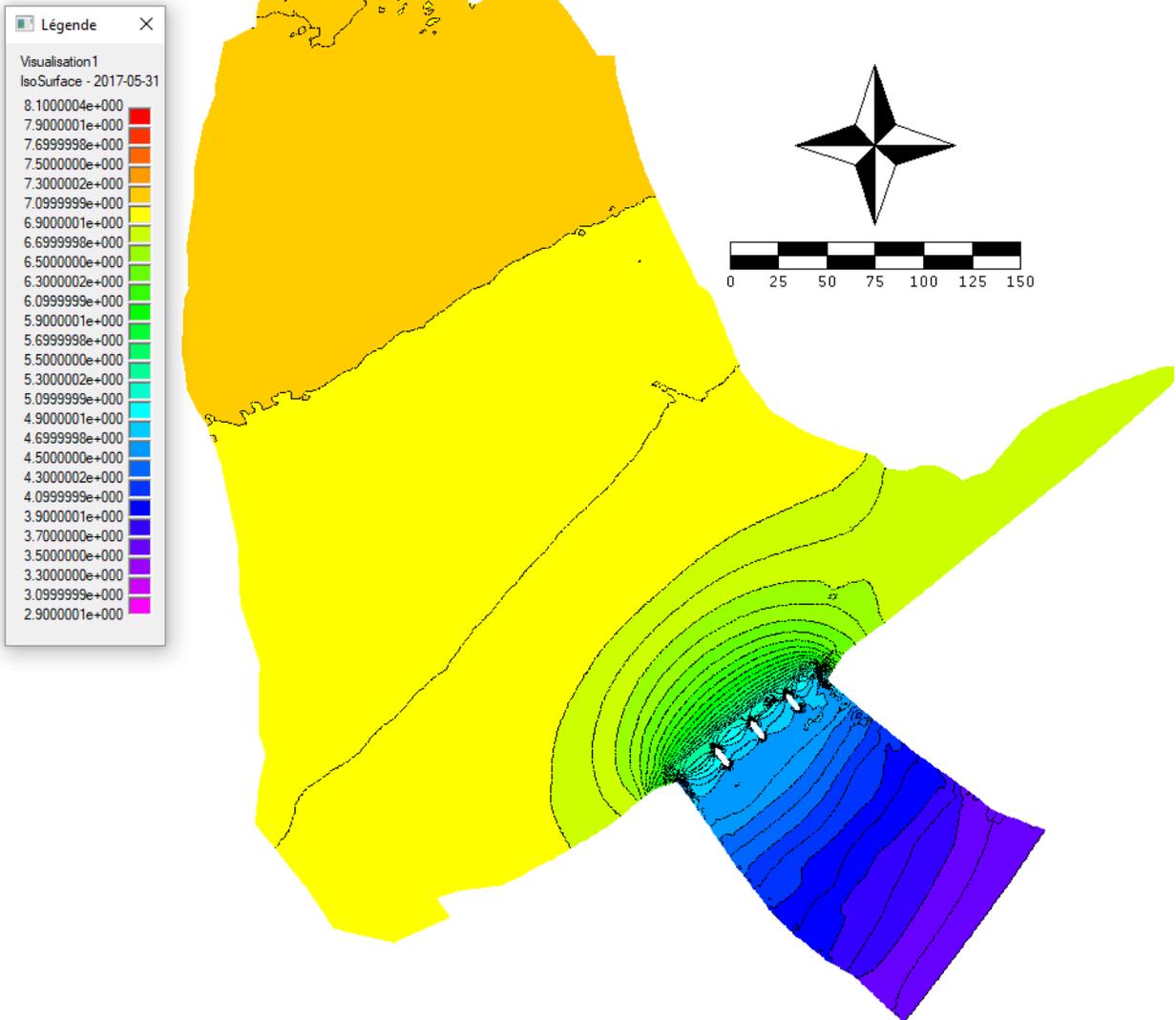
Interprétation

Le premier constat effectué concerne la magnitude de l'événement de débâcle qu'on peut assimiler à une crue à l'eau libre plus rare encore que l'aléa millénaire (Figure 35). De surcroît, la nature biphasique de l'écoulement lui confère un pouvoir destructeur bien supérieur à une simple submersion à l'eau libre en raison des poussées horizontales exercées et du pouvoir abrasif du flux lequel comprend également de nombreux débris d'origines anthropique, minérale ou ligneuse.

Considérant les structures sensibles, notamment la promenade en rive gauche (cote 4,85 m) et le poste d'accueil de la SÉPAQ, on sait qu'elles sont exposées à cette submersion sans y être nécessairement vulnérables. Dans le cas du poste d'accueil, des dommages à la chambre des machines du téléphérique ont toutefois été constatés (N. Bolduc, communication personnelle, 2017) en lien avec la submersion ou l'infiltration. Les canaux d'infiltration n'ont pas été expertisés pour la présente étude.

Débâcle du 16 avril 2014

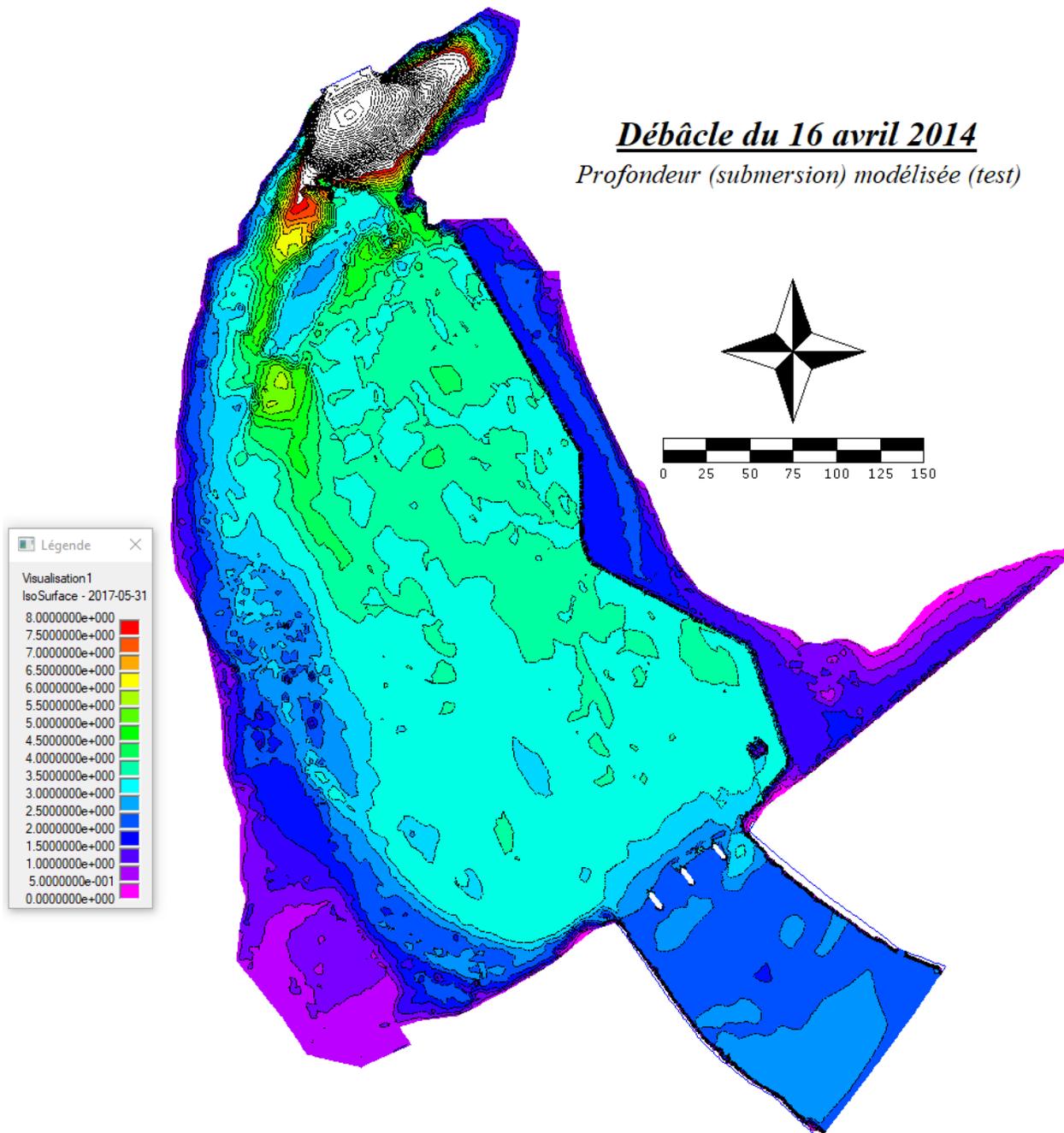
Niveau d'eau modélisé (test)



Modèle H2D2 - INRS-ETE - Mise en garde: résultats non validés fournis à titre indicatif seulement

Figure 33 : Niveau de surface estimé tel que reproduit avec le simulateur H2D2 (Sim042) – Débit de 500 m³/s (estimé) – Résistance à l'écoulement V5.0 (Manning équivalent)

Débâcle du 16 avril 2014
Profondeur (submersion) modélisée (test)



Modèle H2D2 - INRS-ETE - Mise en garde: résultats non validés fournis à titre indicatif seulement

Figure 34 : Profondeur (ou hauteur de submersion) estimée avec le simulateur H2D2 (Sim042) – Débit de 500 m³/s (estimé) – Résistance à l'écoulement V5.0 (Manning équivalent)

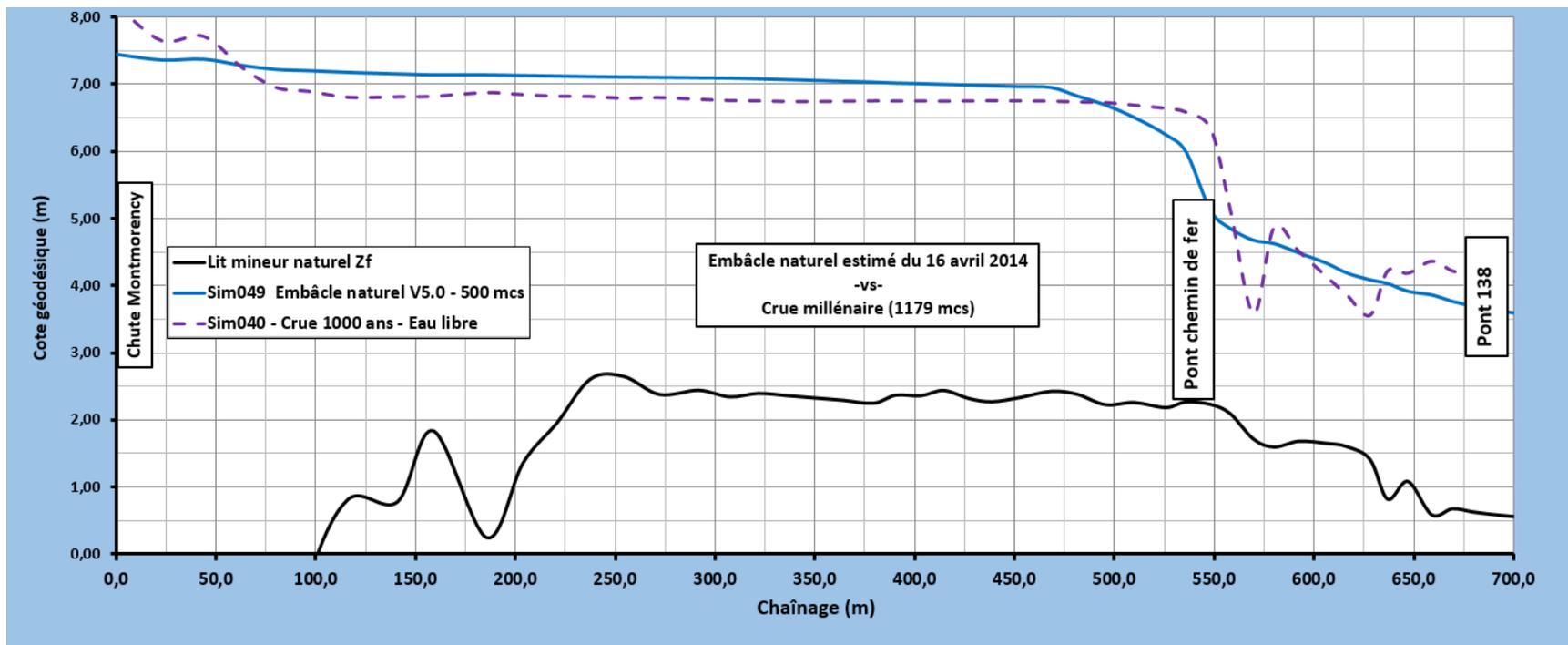


Figure 35 : Profil du niveau de surface estimé tel que reproduit avec le simulateur H2D2 – Comparaison avec le niveau d’eau d’une crue de récurrence millénaire (Sim040)

Résultats en images

Dans la section suivante, les résultats obtenus pour certains événements caractéristiques seront illustrés en mettant l'accent sur la submersion résultant des crues, sur la distribution spatiale des courants, notamment au voisinage des structures en place, ainsi que sur la variabilité transversale des niveaux d'eau dans le Bassin.

La submersion

La *submersion* est aussi désignée *profondeur*. Elle s'obtient par la différence entre le niveau d'eau et la topographie du fond et des berges pour un événement donné.

Quatre états caractéristiques sont illustrés ci-après (Figure 36 à Figure 39 respectivement):

1. les crues vicennale (731 m³/s; 1/20 ans) et centennale (915 m³/s; 1/100 ans) accompagnées respectivement d'une marée de récurrence équivalente (5,02 m pour la vicennale et 5,2 m pour la centennale)
2. les crues vicennale (1/20 ans) et centennale (1/100 ans) accompagnées respectivement d'une marée sans influence hydraulique sur le Bassin

Modèle H2D2 - INRS-ETE

Crue vicennale de 731 mcs

Marée vicennale de 5,02 m

Profondeur de submersion (m)

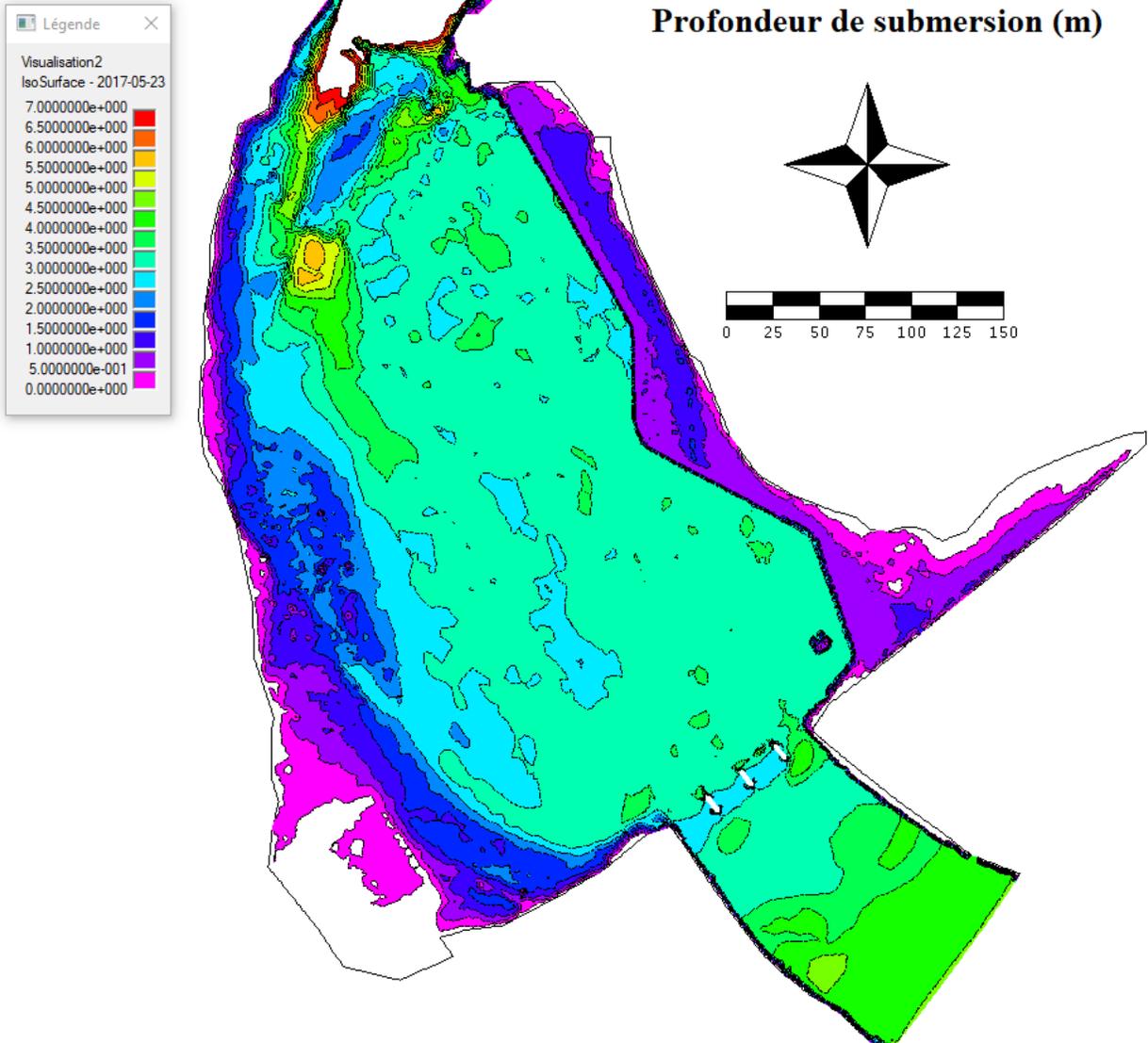


Figure 36 : Profondeur de submersion (m) pour une crue vicennale de 731 m³/s (1/20 ans) et une marée correspondante de 5,02 m (géodésique) – Simulation #027

Note : la profondeur au pied de la chute n'est pas représentée ici

Modèle H2D2 - INRS-ETE

Crue vicennale de 731 mcs

Marée sans influence sur le Bassin (1,5 m)

Profondeur de submersion (m)

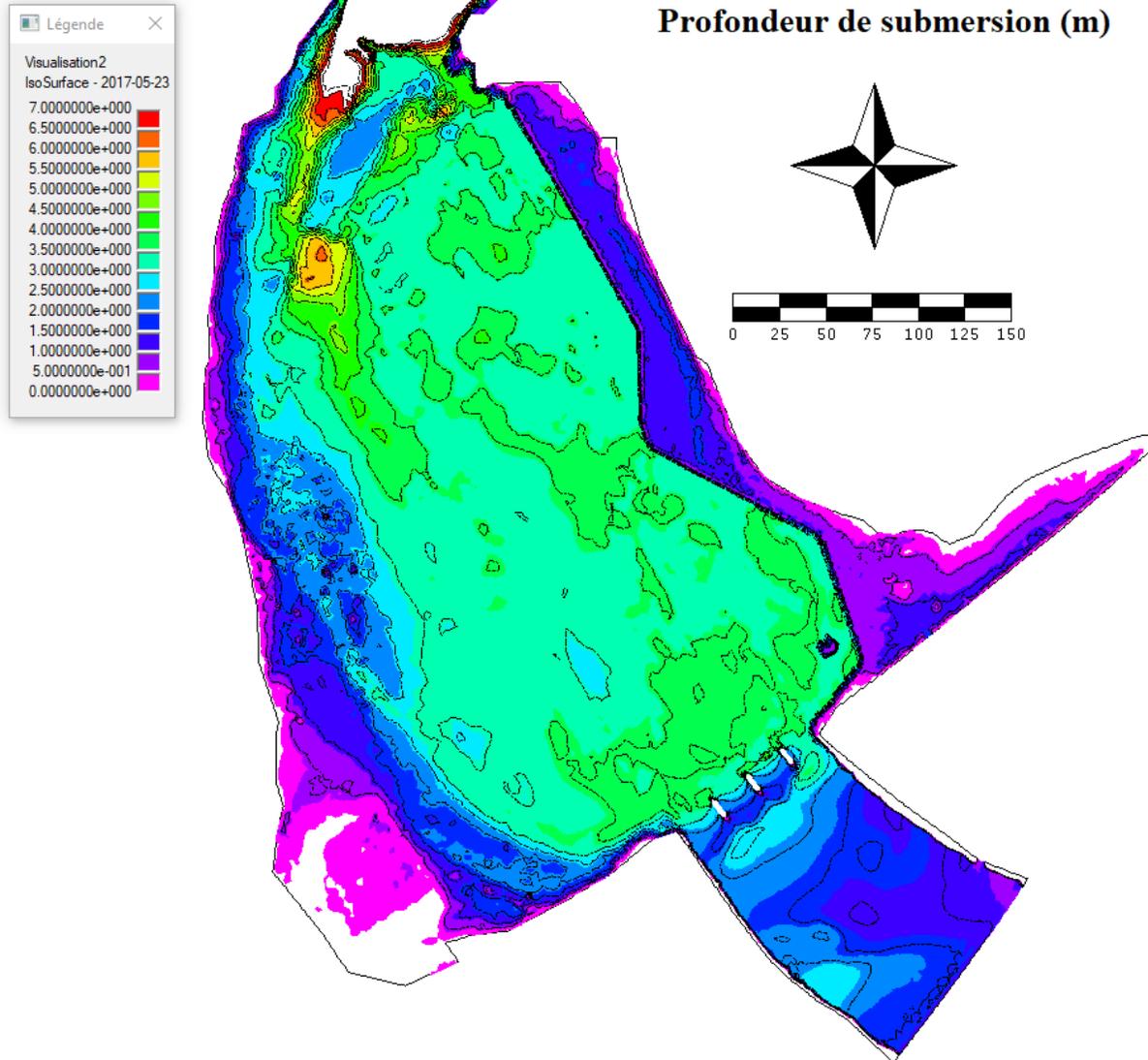


Figure 37 : Profondeur de submersion (m) pour une crue vicennale (731 m³/s; 1/20 ans) et une marée de 1,5 m n'ayant pas d'influence sur les niveaux du bassin (1,5 m géodésique) – Simulation #031

Note : la profondeur au pied de la chute n'est pas représentée ici

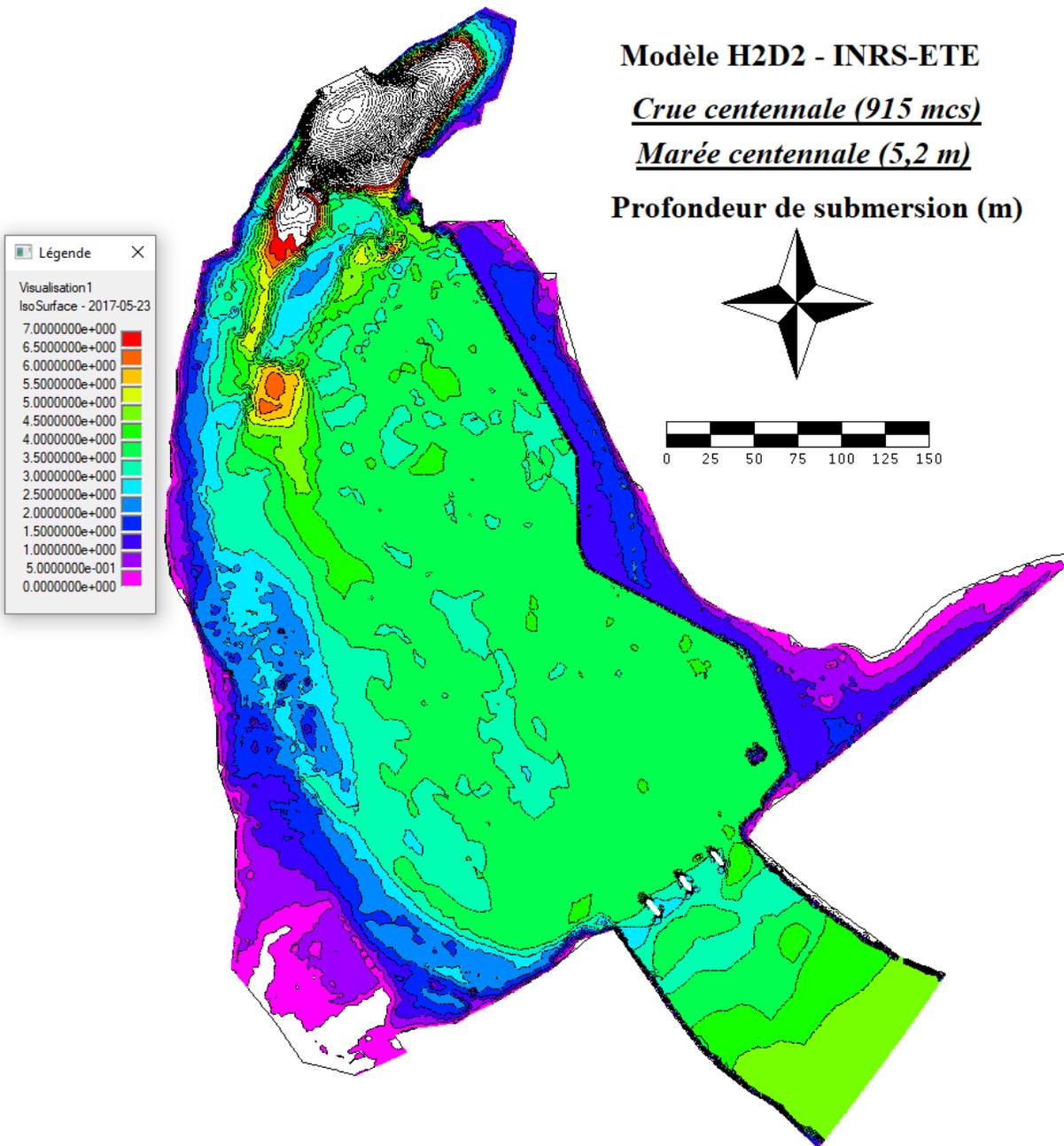


Figure 38 : Profondeur de submersion (m) pour une crue centennale (915 m³/s; 1/100 ans) et une marée centennale 5,2 m (géodésique) – Simulation #032

Note : la profondeur au pied de la chute n'est pas représentée ici

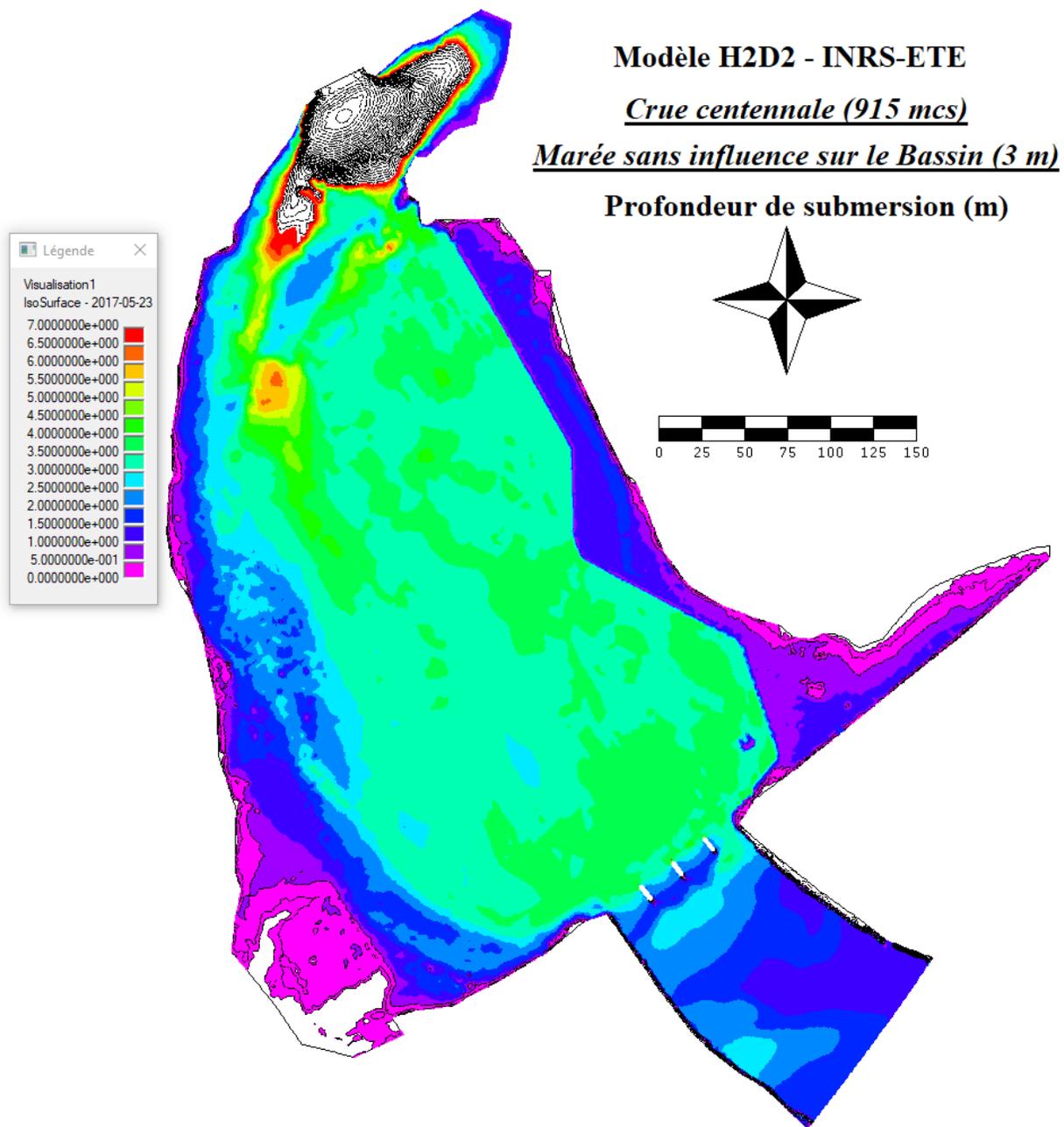


Figure 39 : Profondeur de submersion (m) pour une crue centennale (915 m³/s; 1/100 ans) et une marée sans influence sur la Bassin (2,0 m géodésique) – Simulation #036

Les niveaux d'eau

Les niveaux d'eau illustrés ci-après correspondent aux mêmes événements que les illustrations de la submersion. Les 4 figures suivantes montrent ces résultats. On peut constater qu'un gradient transversal significatif du niveau d'eau est présent sur l'ensemble du Bassin. Ce différentiel est dû à l'organisation des écoulements à l'amont du Bassin au voisinage du haut-

fond qui s’y trouve. La majeure partie de l’écoulement est forcé d’emprunter le bras droit du lit mineur jouxtant cette structure surélevée. Le différentiel semble se renforcer lorsque l’influence de la marée contrôle le niveau d’eau du Bassin. Les deux figures suivantes démontrent cette différence de comportement.

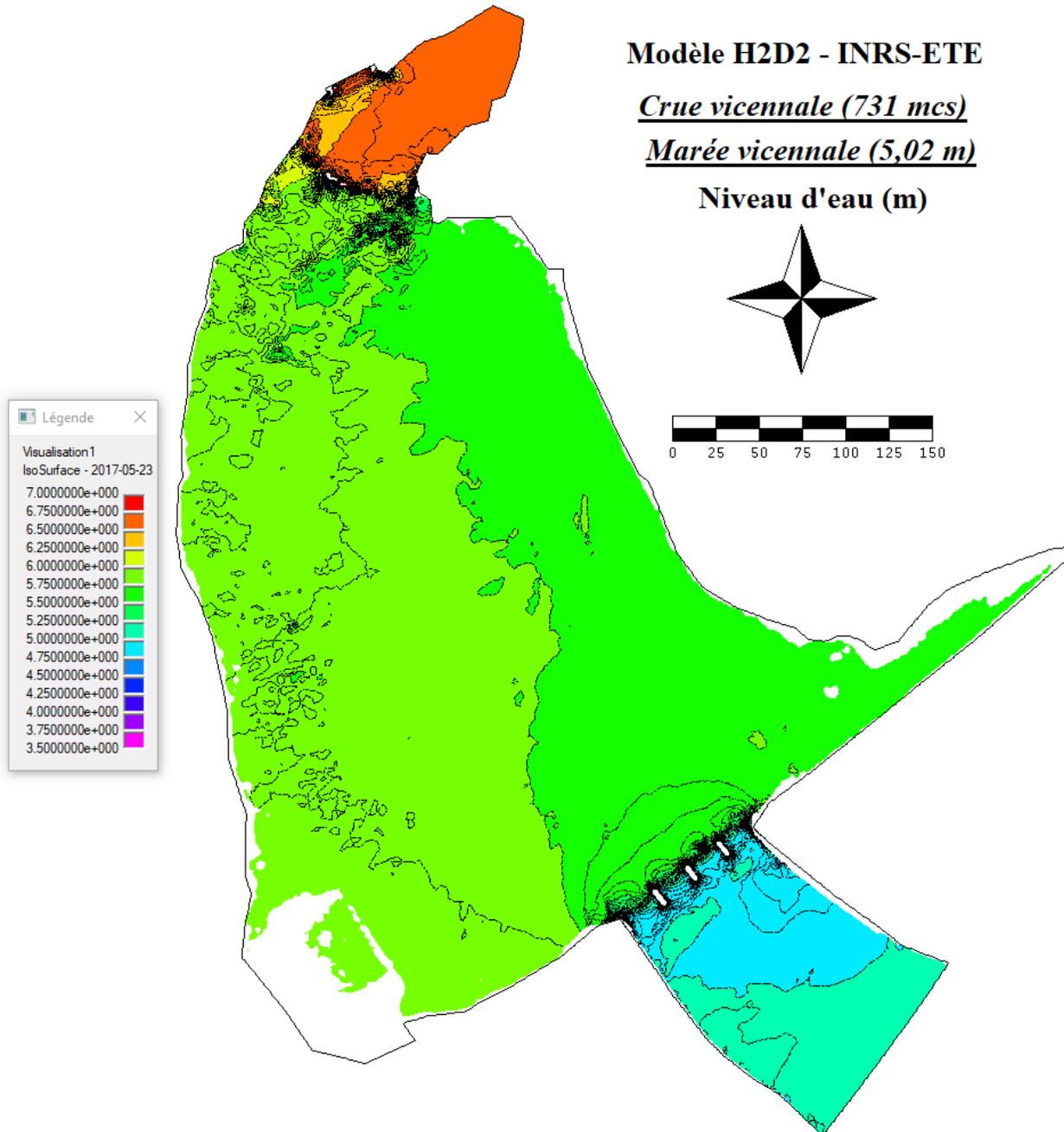


Figure 40 : Niveau d’eau (m) pour une crue vicennale de 731 m³/s (1/20 ans) et une marée correspondante de 5,02 m (géodésique) – Simulation #027

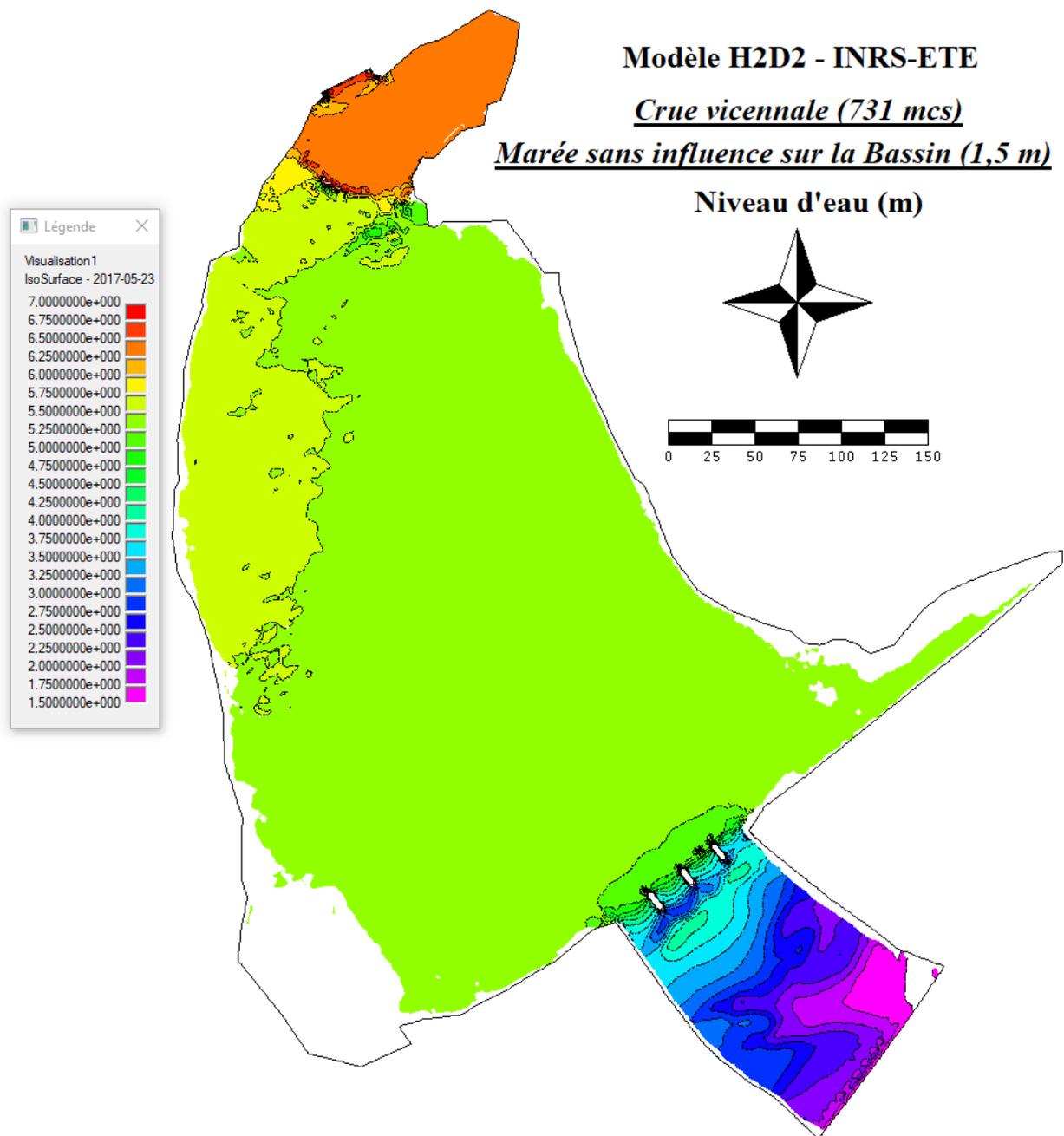


Figure 41 : Niveau d'eau (m) pour une crue vicennale de 731 m³/s (1/20 ans) et une marée sans influence sur la Bassin (1,5 m géodésique) – Simulation #031

Dans la figure précédente, on peut remarquer le régime torrentiel qui prend place en aval du pont de chemin de fer. Ce régime est observable par une succession de creux du niveau d'eau et de pics de vague stationnaires en aval du pont. Ce régime particulier sera analysé plus loin à l'aide

du nombre de Froude. Un comportement similaire est présent dans la région du haut-fond près de la chute.

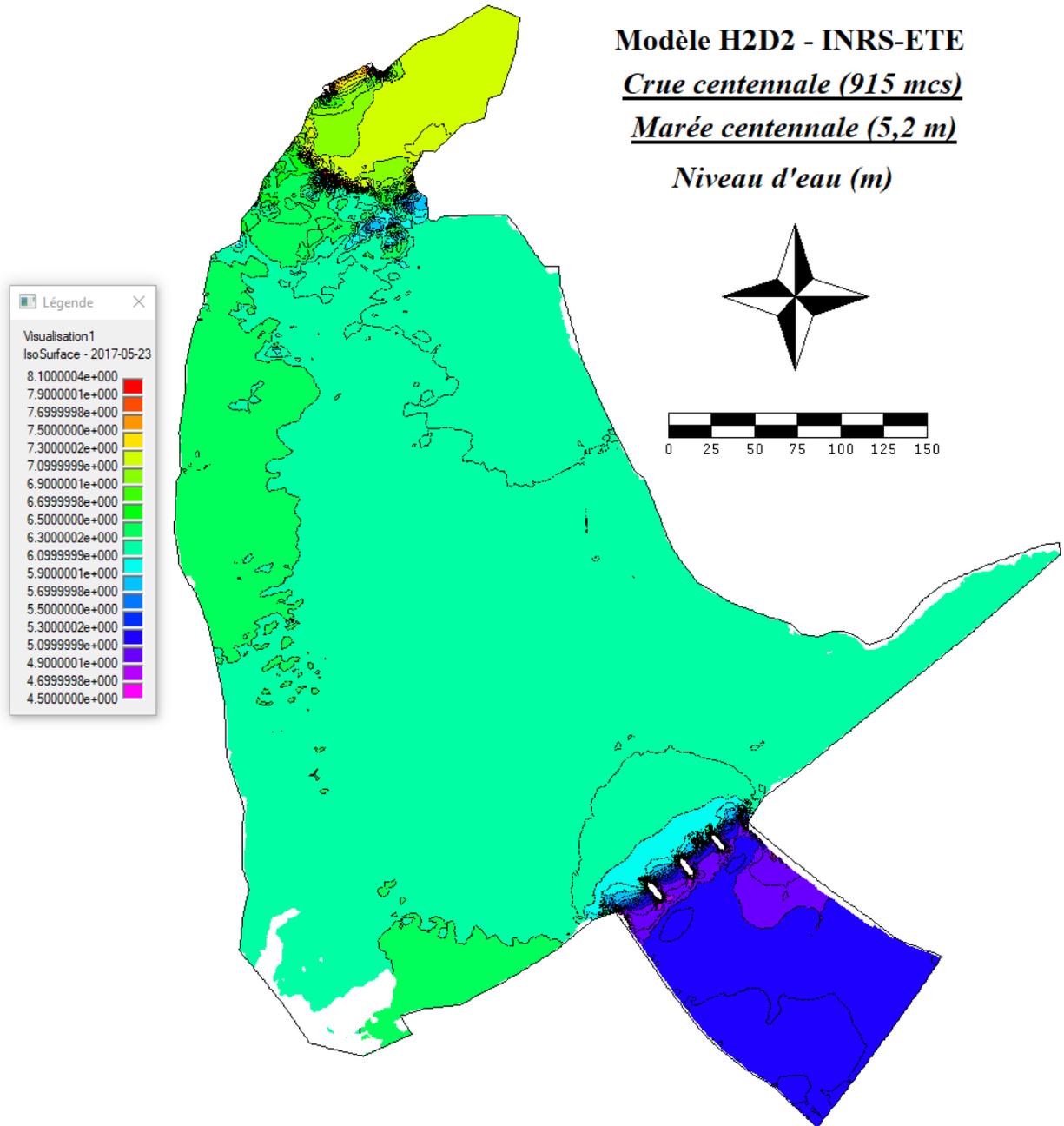


Figure 42 : Niveau d'eau (m) pour une crue centennale de 915 m³/s (1/100 ans) et une marée centennale (5,2 m géodésique) – Simulation #032

Dans la figure précédente, un gradient transversal significatif est de nouveau observable.

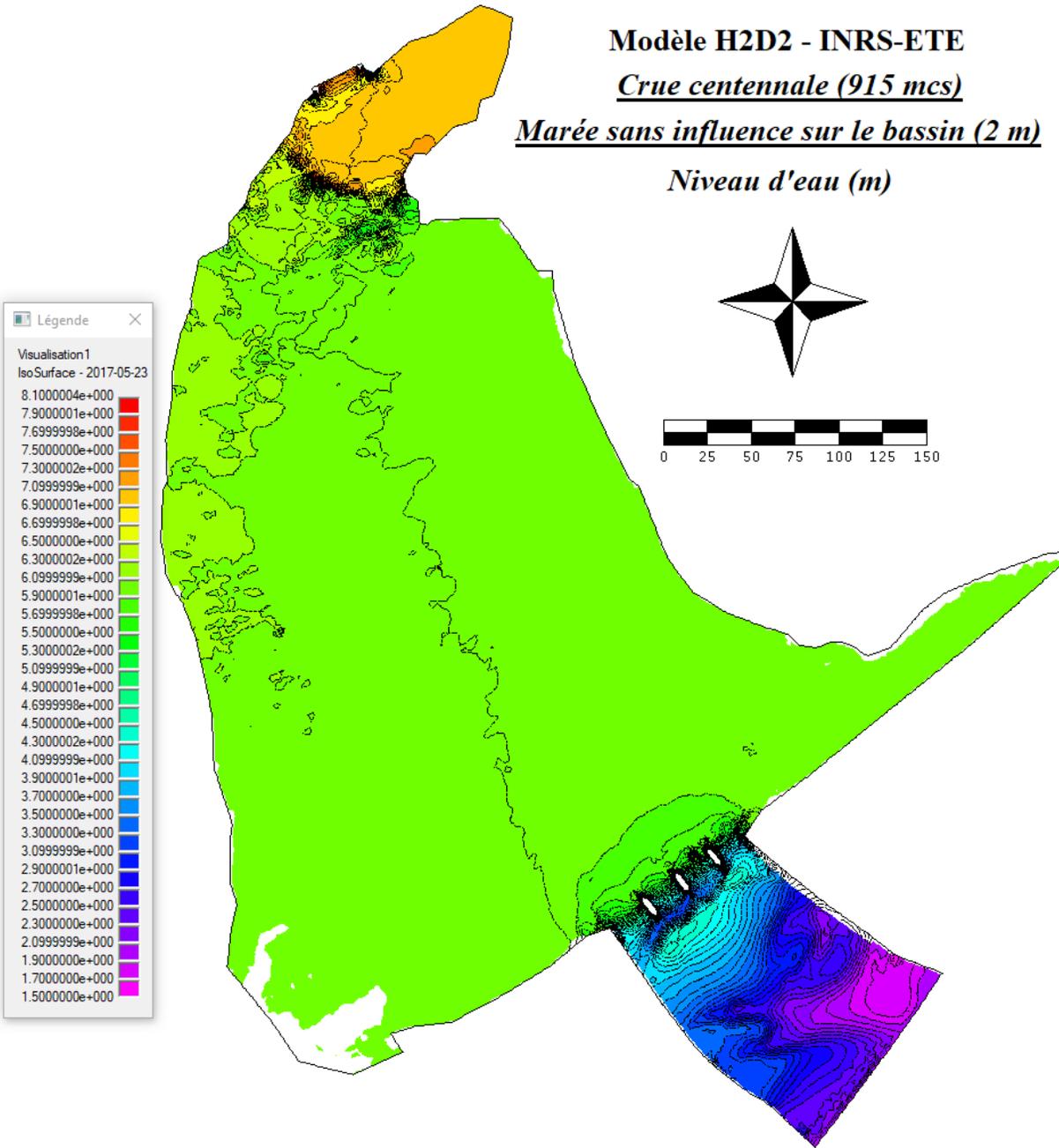


Figure 43 : Niveau d'eau (m) pour une crue centennale de 915 m³/s (1/100 ans) et une marée sans influence sur le Bassin (2,0 m géodésique) – Simulation #036

Les vitesses de courant

Remarque pour l'interprétation. Au départ, il faut souligner que les vitesses de courant issues d'H2D2 sont des valeurs horizontales moyennées sur la colonne d'eau. Elles proviennent de la division des flux (composantes q_x , q_y du débit spécifique q en $m^3/s/m$) par la profondeur locale. La composante verticale du courant n'est pas prise en compte. Le profil d'écoulement classique des milieux fluviaux peu profonds est typiquement logarithmique, les principaux paramètres le définissant étant la profondeur locale, le débit spécifique transitant ($m^3/s/m$) et la rugosité du lit. Habituellement les vitesses en surface sont supérieures de 15-20% à la moyenne calculée et représentée dans les figures suivantes. Enfin, la vitesse du courant étant une quantité vectorielle (orientée), seul le module de la vitesse est montré en couleurs.

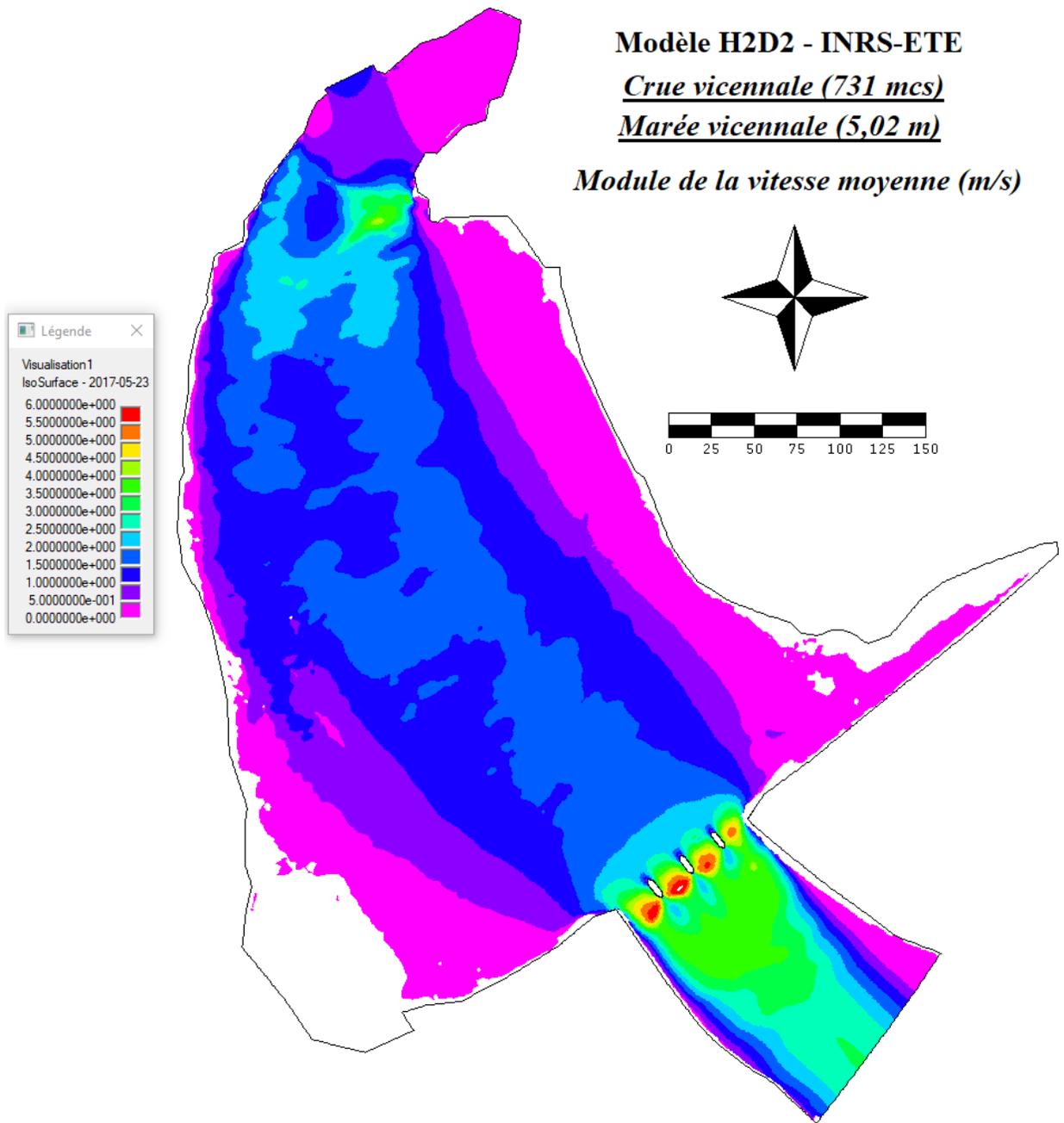


Figure 44 : Module de la vitesse moyenne (m/s) pour une crue vicennale de 731 m³/s (1/20 ans) et une marée correspondante de 5,02 m (géodésique) – Simulation #027

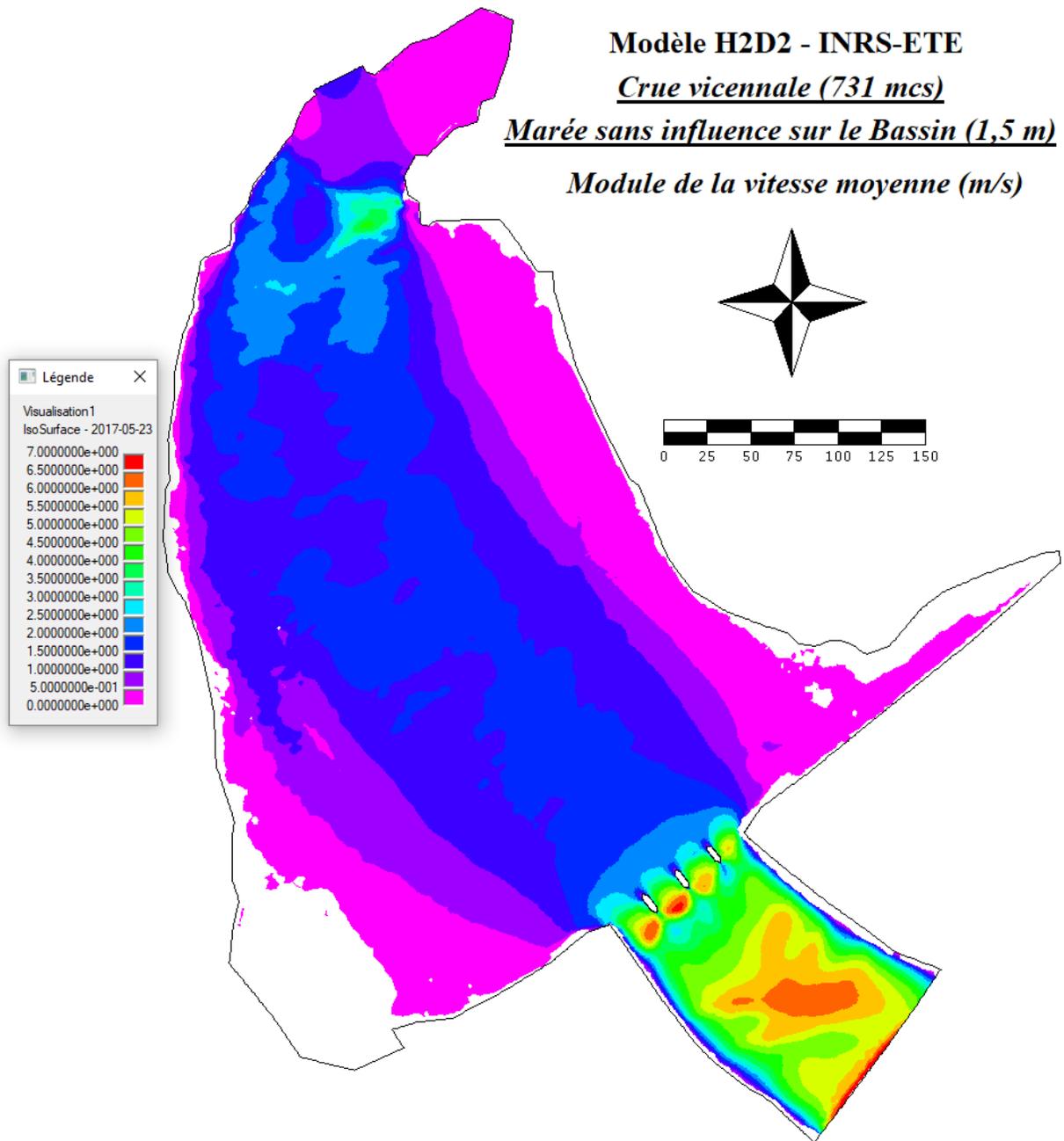


Figure 45 : Module de la vitesse moyenne (m/s) pour une crue vicennale de 731 m³/s (1/20 ans) et une marée sans influence sur le Bassin (1,5 m géodésique) – Simulation #031

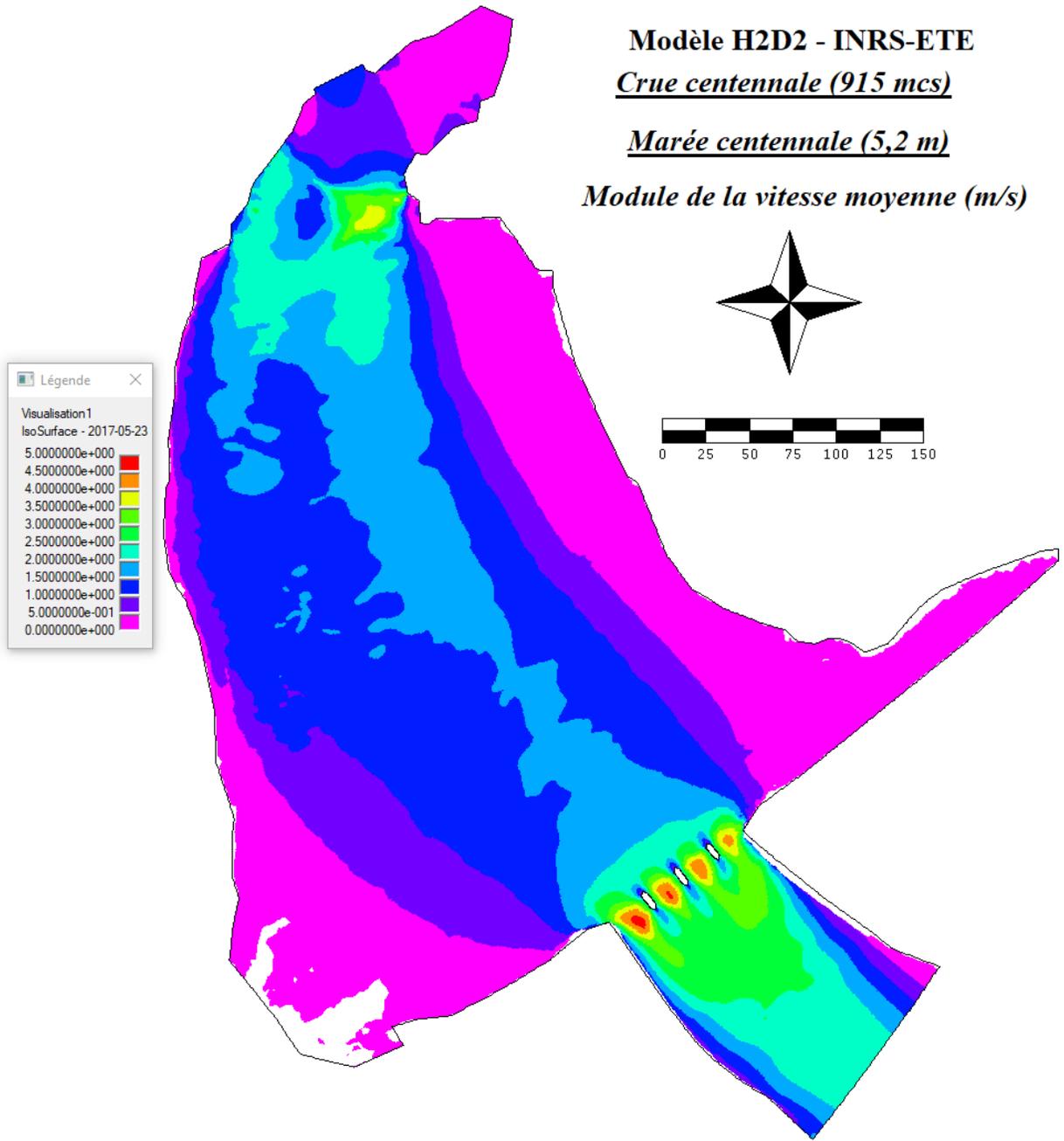


Figure 46 : Module de la vitesse moyenne (m/s) pour une crue centennale de 915 m³/s (1/100 ans) et une marée correspondante de 5,2 m (géodésique) – Simulation #032

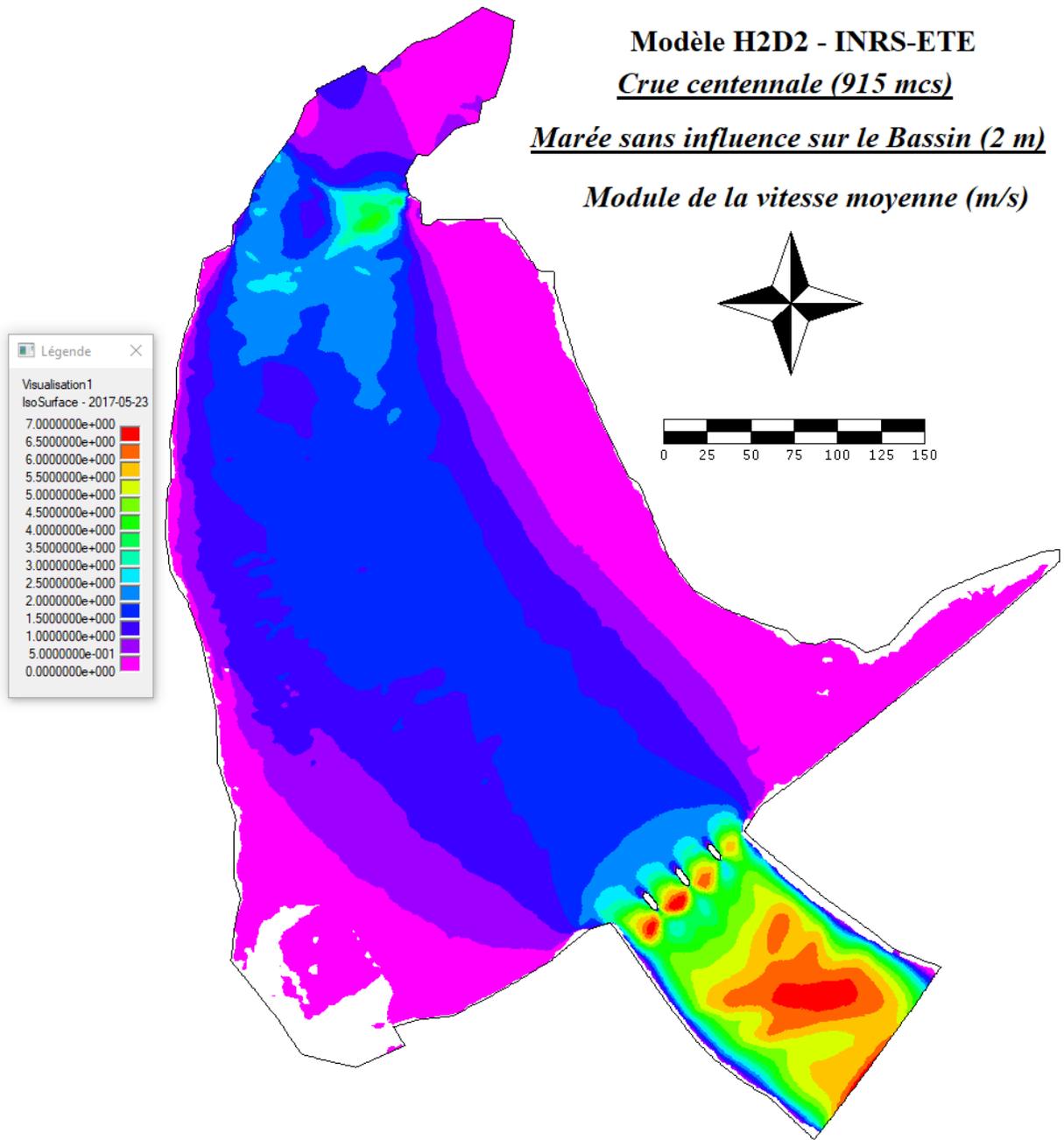


Figure 47 : Module de la vitesse moyenne (m/s) pour une crue centennale de 915 m³/s (1/100 ans) et une marée sans influence sur le Bassin (2,0 m géodésique) – Simulation #036

Analyse et interprétation des résultats

Tous ces résultats permettent de répondre à divers questionnements concernant l'hydrodynamique complexe de ce milieu et l'exposition des ouvrages existants à la submersion, tels :

1. un régime d'écoulement en crue amplifié sporadiquement par la marée,
2. une succession longitudinale de régimes fluvial et torrentiel entrecoupés de contrôles hydrauliques
3. des structures d'écoulement complexes avec singularités hydrauliques au voisinage des structures

Influence de la marée sur le niveau d'eau

A priori, on s'attend à ce que le débit de crue naturel de la rivière soit tôt ou tard refoulé ou retardé dans le Bassin à partir d'un niveau de marée qui rétablit un régime fluvial normal au seuil de sortie formé par un haut-fond doublé d'une contraction de l'écoulement associée au pont de chemin de fer. Ce phénomène a été simulé pour toute la gamme des débits de crue combinée à une gamme équivalente de niveaux de marée. Les profils en long du niveau d'eau produits précédemment permettent de mettre en évidence pour chaque débit considéré le niveau de marée requis pour provoquer un début de refoulement dans le Bassin qui se traduit par une surélévation du niveau d'eau dans celui-ci par rapport aux conditions sans influence de la marée. C'est donc ce niveau de marée critique que nous avons cherché à établir à travers les résultats obtenus. La Figure 48 indique qu'un niveau croissant de marée est requis pour refouler un débit croissant, ce qui n'est pas surprenant. Ainsi, une marée variant de 3,5 m à 5 m (5,28 m à 6,78 m en repère marégraphique) est minimalement requise pour influencer le niveau d'eau du Bassin selon le débit considéré.

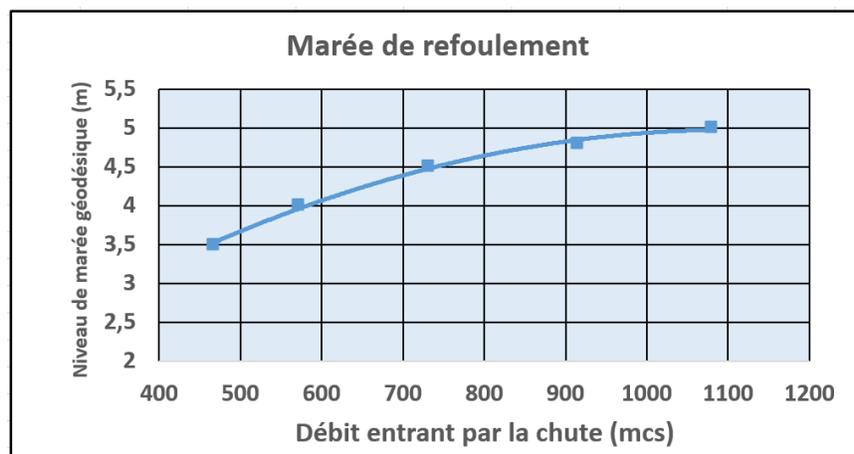


Figure 48 : Marée de refoulement indiquant le niveau d'eau requis de marée pour influencer le niveau d'eau dans le Bassin en fonction du débit de crue. Note : Refoulement n'implique pas nécessairement inversion du courant

On peut se poser la question à savoir si ce refoulement se traduit par une inversion transitoire de courant dans le Bassin en phase de marée montante. Corollairement, on peut aussi se demander si le volume représenté par le refoulement peut se traduire par des débits très supérieurs au débit de la chute lors du retrait de la marée.

Dans le premier cas, des calculs sommaires basés sur les volumes impliqués et la durée du refoulement et de la vidange qui s'ensuit ont permis d'établir que les débits additionnels sont faibles par rapport aux crues traitées, soit 1 à 2 ordres de grandeur inférieurs. Toutefois, seule une simulation transitoire permettrait d'établir précisément les volumes et les débits additionnels occasionnés par le refoulement, et à partir de quelle valeur de marée se produit une inversion de courant du fleuve vers le Bassin. Les besoins de l'étude ne nécessitent pas l'option transitoire, l'accent étant mis sur le pic de l'effet combiné d'une marée haute avec une crue.

Le phénomène de refoulement accompagné ou pas d'inversion de courant prend certainement une importance significative pour des débits plus faibles qui permettent à la marée de dominer transitoirement le régime du Bassin. En revanche, en période de crue, les volumes additionnels liés au refoulement deviennent de plus en plus négligeables lorsque comparés au volume transitant de la rivière au début du baissant (le début de la vidange). Une étude élargie aux débits moyens et faibles du régime hydrique du Bassin réalisée en conditions transitoires permettrait d'obtenir une image dynamique du régime d'écoulement habituel du Bassin. La présente étude s'est plutôt concentrée sur les aléas extrêmes.

Régime fluvial et/ou torrentiel (Nombre de Froude)?

En hydraulique, le régime d'écoulement se distingue en trois catégories :

1. *Fluvial* ($Fr < 1,0$)
2. *Critique* ($Fr = 1,0$)
3. *Torrentiel* ($Fr > 1,0$)

Les régimes fluvial et torrentiel se distinguent par le rapport entre la *vitesse du courant* et la *vitesse de propagation d'une onde* sur un plan d'eau (c : onde de *célérité*). C'est le nombre de Froude Fr :

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

Où :

- V le module de la vitesse moyenne (m/s)
- c la vitesse de l'onde de célérité (m /s)
- g la gravité = 9,8 m/s²

H La profondeur (m)

L'écoulement est considéré passer d'un état torrentiel à fluvial ou l'inverse, par exemple sur un seuil hydraulique, lorsque le nombre de Froude est égal à 1. En régime torrentiel, le courant (V) est plus rapide que l'onde de célérité c ($Fr > 1,0$) et c'est l'inverse en régime fluvial. En d'autres termes, la célérité de l'onde de marée (c) peut ou ne peut pas remonter le courant fluvial du Bassin selon le rapport entre ces deux quantités.

Dans le Bassin, une première transition de régime d'écoulement s'effectue directement au pied de la chute et au droit du haut-fond qui jouxte la profonde fosse au pied de la chute. Les données topographiques étant de moins bonne qualité à cet endroit, quelques indications seulement sur le régime d'écoulement peuvent être déduites des simulations. Nous avons opté pour passer outre ici.

En revanche, la seconde transition d'écoulement située à l'exutoire du Bassin (zone du pont de chemin de fer et amonts immédiats) revêt une plus grande importance pour notre étude car cette région contrôle le niveau d'eau du Bassin et assure la transition de régime entre la zone principalement fluviale (Bassin) et le rapide qui la relie au fleuve Saint-Laurent et aux marées. De plus, lors d'épisodes de marée haute, l'envolement du seuil transforme le régime d'écoulement du rapide en aval du pont en régime fluvial partout sur le parcours, transférant provisoirement le contrôle du niveau du Bassin à la marée.

Il nous a semblé intéressant de produire des illustrations de cette transition à partir d'images choisies du nombre de Froude au voisinage du secteur mentionné. La crue vicennale accompagnée ou pas d'une influence de la marée servira d'exemple.

La Figure 49 représente le nombre de Froude pour une crue vicennale influencée par une marée également vicennale. Pour cet état, la marée contrôle le niveau aval du Bassin de sorte que le nombre de Froude n'atteint pas la valeur 1,0 (0,6 environ) à l'exutoire du Bassin sous le pont. Le régime est donc fluvial sur l'ensemble du plan d'eau et du rapide en aval du pont. La Figure 50 montre le détail du nombre de Froude à l'exutoire du Bassin et l'influence importante de la présence des piles de pont sur l'écoulement.

Par ailleurs, lorsque la marée descend sous le seuil de refoulement, un régime torrentiel est de nouveau observable en aval avec un passage du nombre de Froude par la valeur 1,0. La Figure 51 et la Figure 52 sont explicites à cet égard. On constate que pour cet état, La quasi-totalité du Bassin est sous un régime fluvial alors qu'en aval du pont l'état opposé est observable sauf dans une zone étroite où une vague stationnaire s'intercale entre deux régimes torrentiels. Ce phénomène est typique du ressaut hydraulique qui se caractérise par une succession de faibles et de plus grandes profondeurs qu'on appelle *profondeurs conjuguées*. La Figure 53 reprend les résultats du profil en long du niveau d'eau des différents états illustrés afin de montrer le

phénomène du ressaut hydraulique, direct ou ondulé, observable dans le bief d'aval. La Figure 41 introduite plus tôt (page 62) montre l'évolution instable du niveau d'eau en aval du pont.

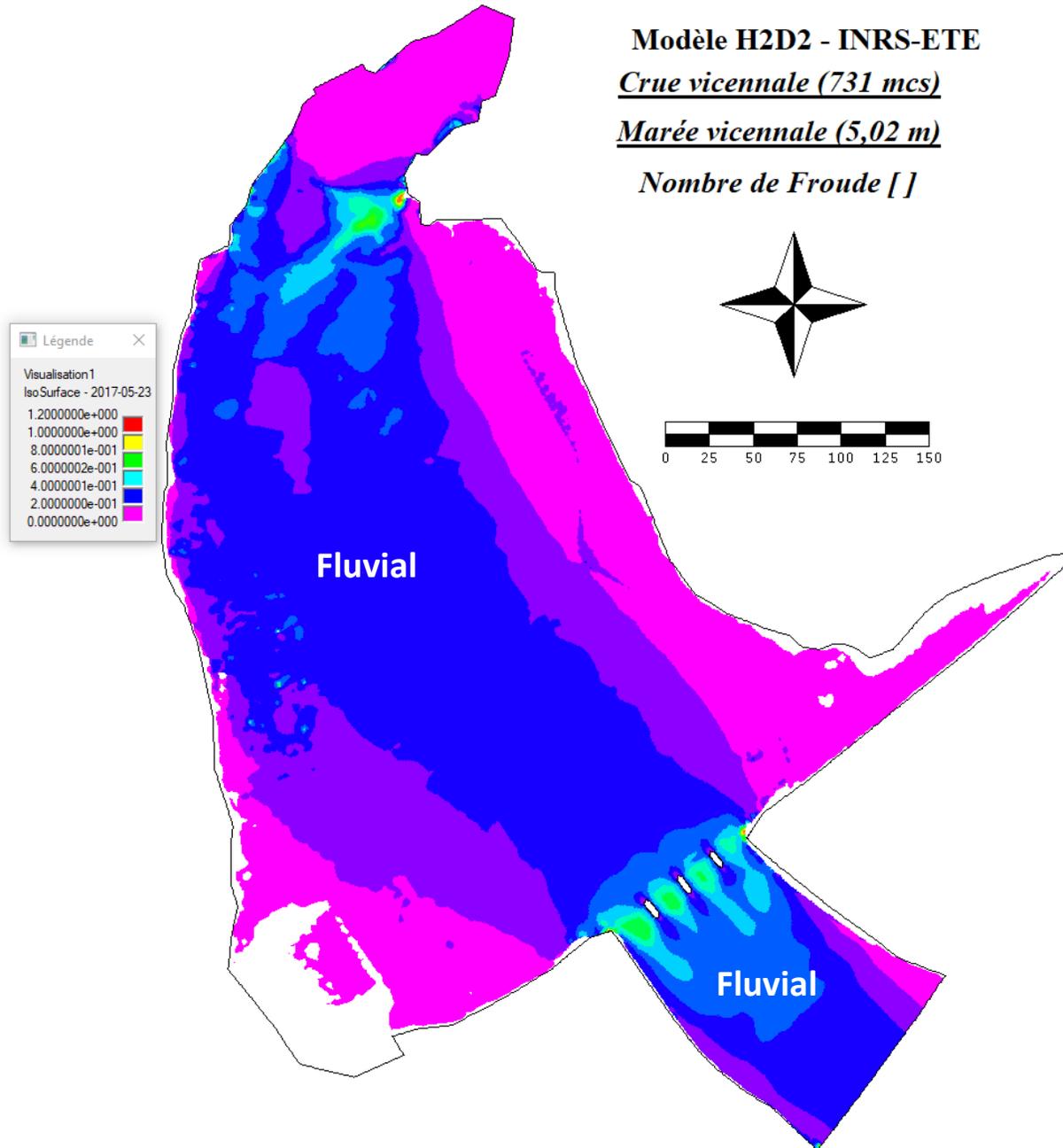


Figure 49 : Régime d'écoulement selon le nombre de Froude – Crue et marée vicennales – Simulation #27 – Vue d'ensemble

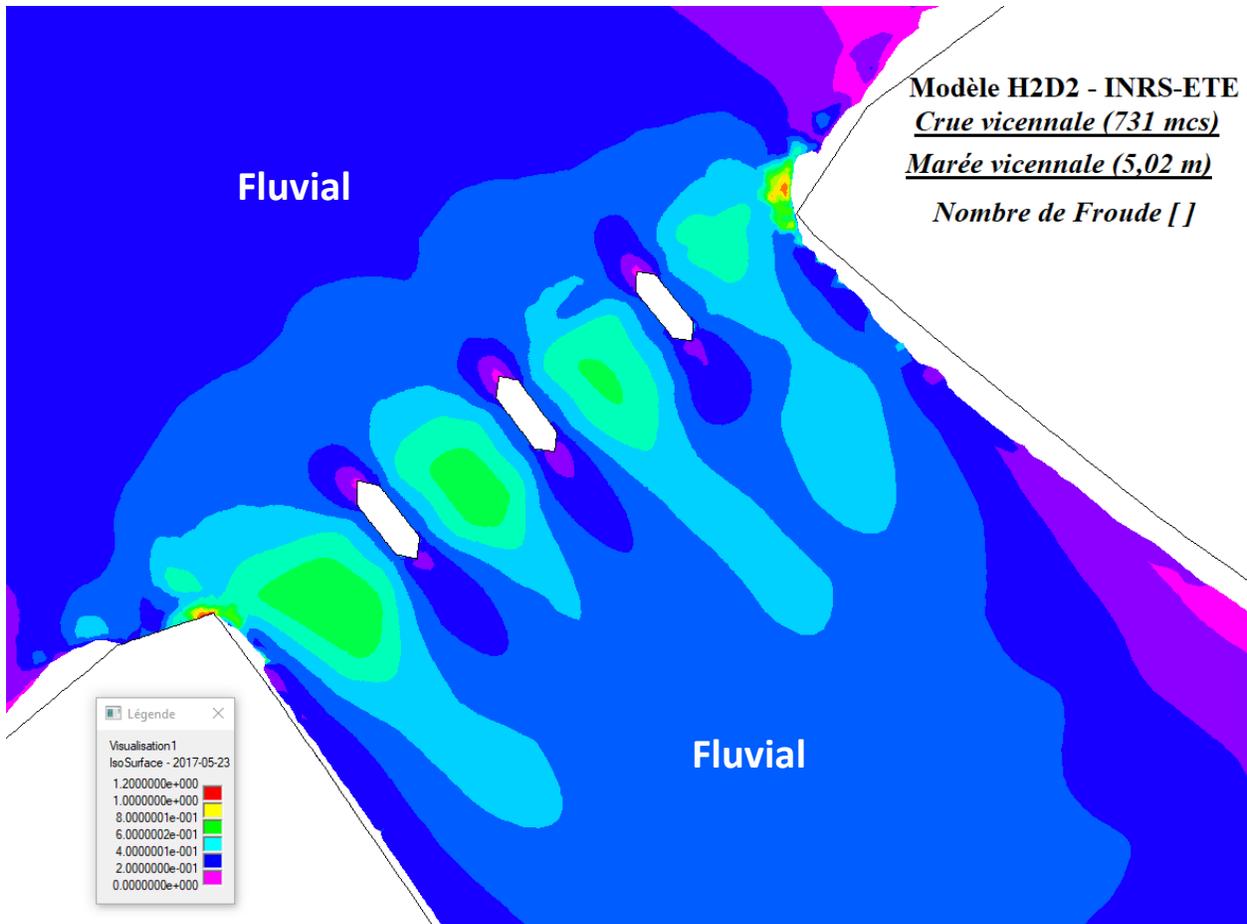


Figure 50 : Régime d'écoulement selon le nombre de Froude – Crue et marée vicennales – Simulation #27 – Détail au droit du pont de chemin de fer

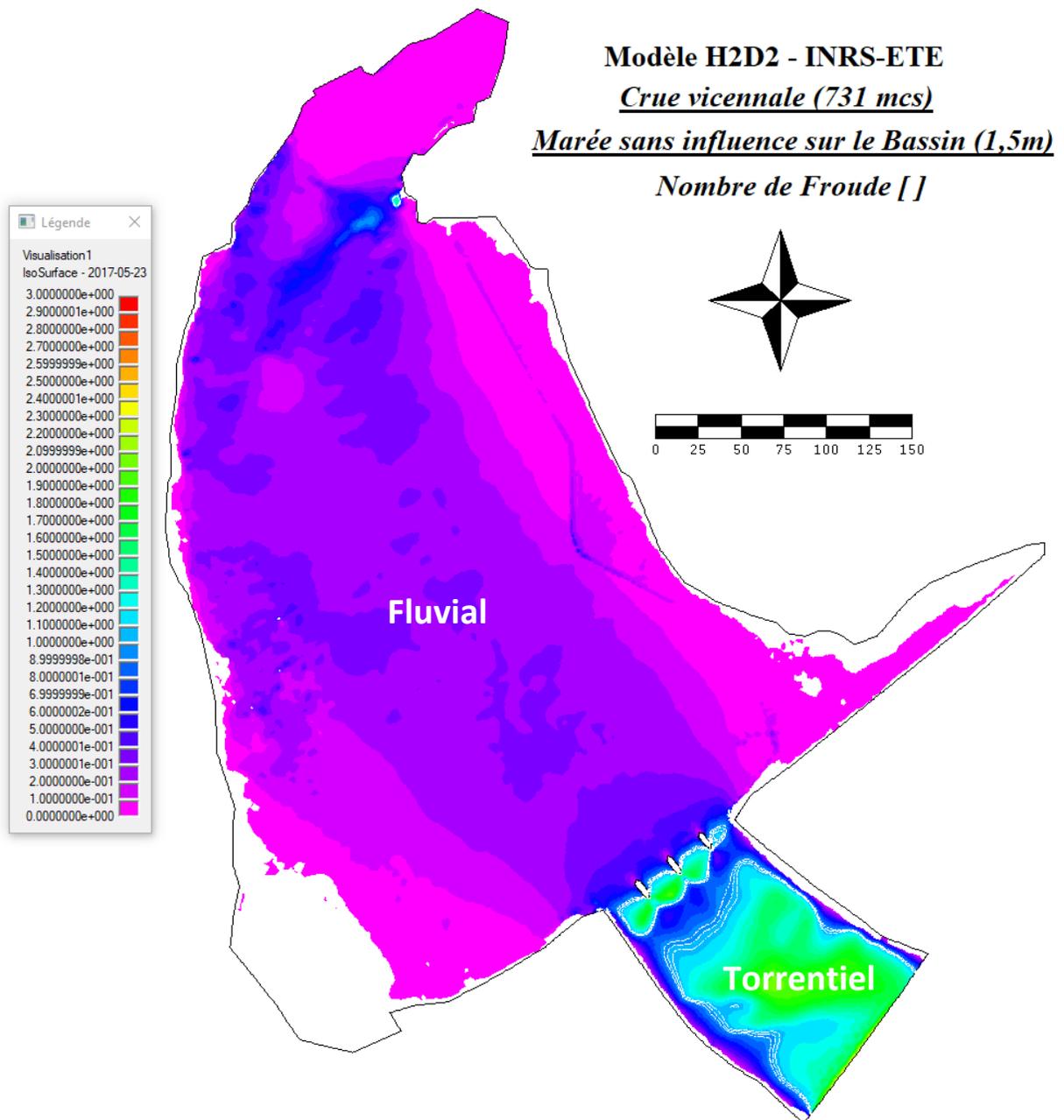


Figure 51 : Régime d'écoulement selon le nombre de Froude – Crue vicennale et marée sans influence sur le Bassin (1,5 m géodésique)– Simulation #31 – Vue d'ensemble

Note : les traits blancs délimitent la zone d'écoulement critique avec Fr compris entre 0,95 et 1,05

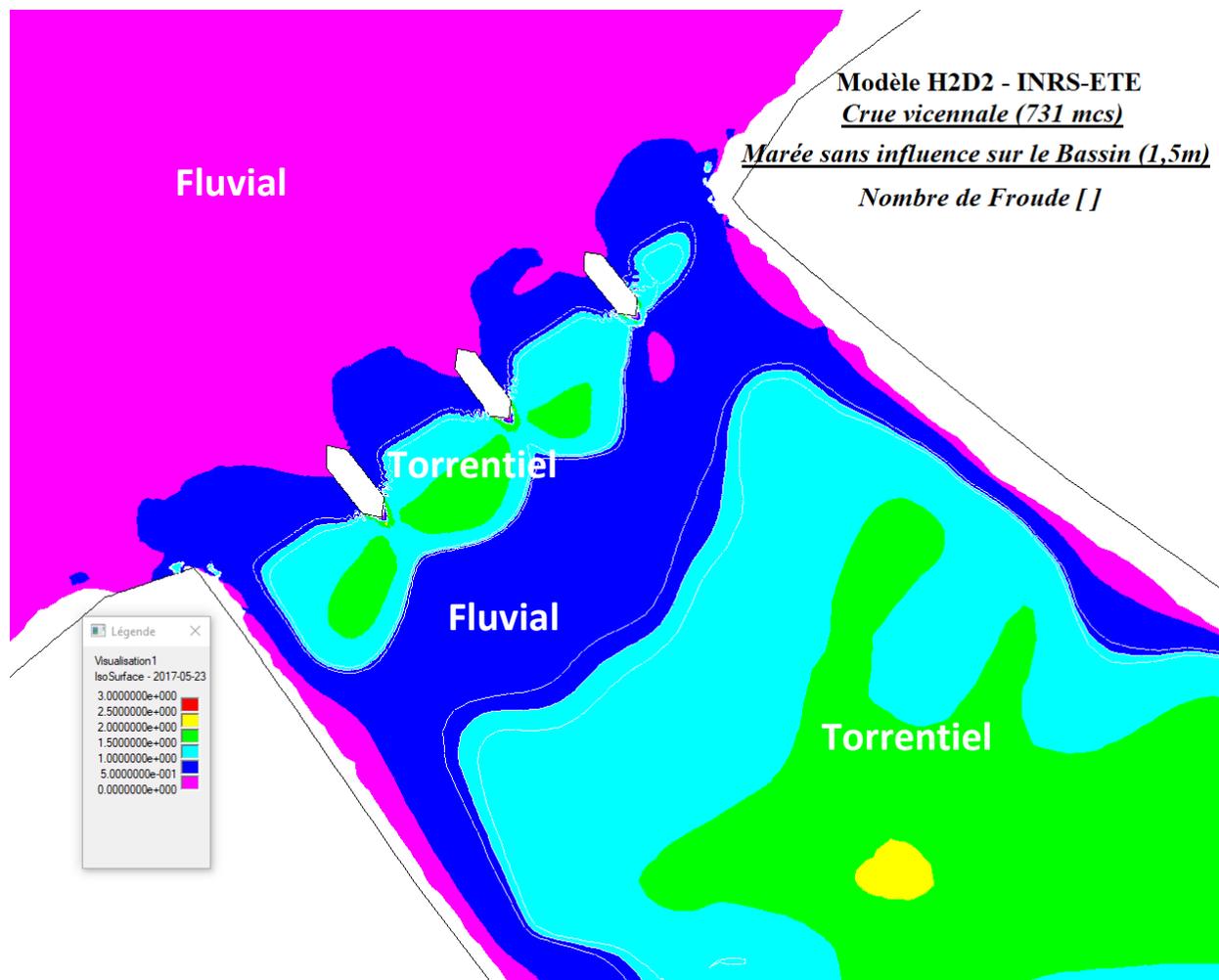


Figure 52 : Régime d'écoulement selon le nombre de Froude – Crue vicennale et marée sans influence sur le Bassin (1,5 m géodésique)– Simulation #31 – Détail au droit du pont de chemin de fer
 Note : les traits blancs délimitent la zone d'écoulement critique avec Fr compris entre 0,95 et 1,05

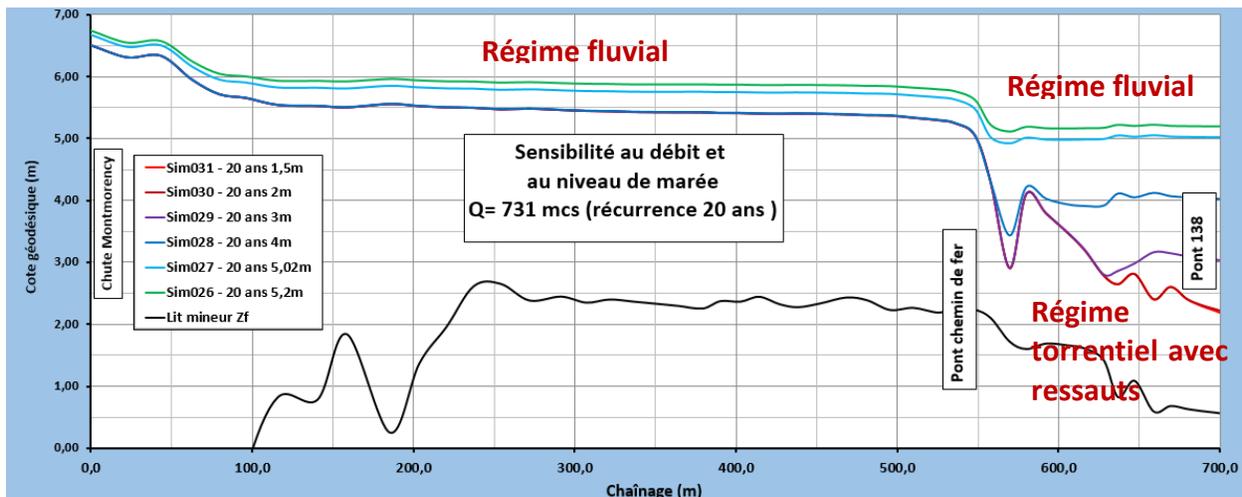


Figure 53 : Résultats du niveau d'eau pour divers aléas combinés – Ressauts hydrauliques

Note : La région amont (Bassin) est en régime fluvial tandis que la région aval ($x = 550$ m et +) passe du régime fluvial au régime torrentiel avec la marée descendante – On observe alors une série de vagues stationnaires (ressauts hydrauliques direct et ondulés) en aval du pont et plus loin

Que peut-on conclure de cette analyse du régime d'écoulement ? La région critique de l'écoulement ($Fr = 1,0$) directement en-dessous du pont de chemin de fer peut être définie comme la *section contrôle* de l'écoulement en période de crue avec d'une marée assez basse pour ne pas refouler l'écoulement du Bassin. Dans le cas contraire, le contrôle hydraulique du Bassin est exercé transitoirement par la marée du fleuve. Il est à noter que pour des débits plus faibles (moyen ou d'étiage), la section contrôle du pont se voit doublée d'une autre plus en amont à la cote approximative de 2,5 m. Cette hypothèse peut se vérifier à l'aide de relations niveau-débit relevés en divers points du profil en long.

Relation niveau-débit au centre du Bassin

Un contrôle hydraulique s'accompagne d'une relation niveau-débit univoque, c'est-à-dire que l'on observe qu'une seule valeur de niveau pour chaque débit observé. Cette relation tient tant qu'on n'observe pas de refoulement en provenance de l'aval, par exemple, induit par une marée importante. Nous avons extrait les résultats de niveau d'eau obtenus pour tous les débits simulés, incluant les états de validation en ne retenant que ceux non influencés par la marée. Les points de coordonnée longitudinale 403 m et 510 m des profils en long présentés précédemment (Figure 21, page 34) ont été ciblés pour ce faire en raison de leur position assez centrale ou près de l'exutoire du Bassin. Les relations niveau-débit qui en résultent sont montrées à la figure suivante.

Il est à noter tel qu'attendu qu'à faible débit, la topographie du Bassin près du pont de chemin de fer ajoute un contrôle additionnel à ce dernier. La courbe présentée n'est donc pas

déterminée seulement par le pont, ce qui est le cas à fort débit, mais aussi par le relief du Bassin à mesure que la profondeur et le débit diminuent vers les valeurs moyennes ou faibles. La Figure 21 page 34 montre le décrochage de la relation niveau-débit à faible débit. La topographie locale du fond introduit graduellement de nouveaux contrôles hydrauliques à mesure que la profondeur diminue. L'écart résiduel entre les deux courbes à fort débit est associé à la pente naturelle de l'écoulement entre deux points du profil en long séparés de près de 100 m l'un de l'autre.

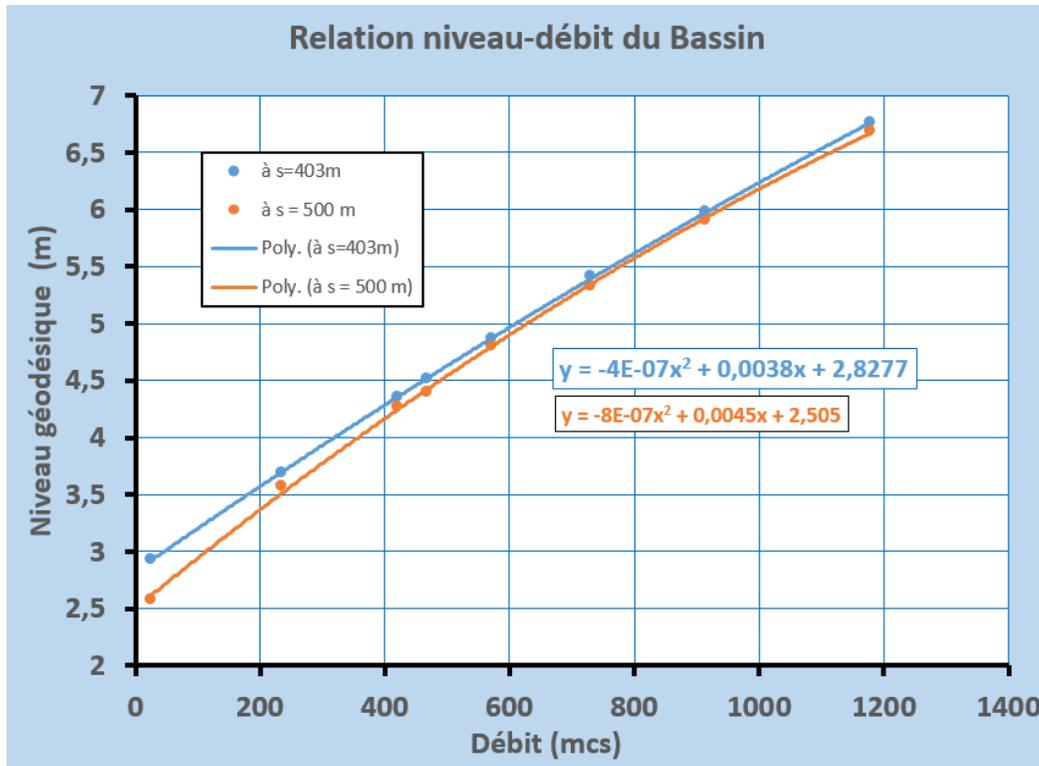


Figure 54 : Relations niveau-débit du Bassin extraite des simulations et des observations (coordonnées longitudinales 403 m et 510 m)

Exposition des infrastructures présentes

En analyse de risque, la vulnérabilité des infrastructures présente dépend de leur sensibilité à la submersion et/ou à l'impact des glaces lors de la débâcle. La présente étude est surtout consacrée à l'analyse des aléas, l'autre composante du risque. Le cumul monétarisé des dommages potentiels sur une durée donnée constitue le résultat d'une analyse de risque formelle. Cette perspective déborde la portée de la présente étude. On peut toutefois signaler que parmi les éléments vulnérables présents et exposés aux aléas de crue au voisinage du Bassin, on compte le *poste d'accueil* où sont situés les équipements mécaniques du téléphérique. Il faut aussi tenir compte de la *promenade en rive gauche* laquelle est exposée dès que le niveau d'eau

atteint ou dépasse la cote 5,1 m. Il est à noter que ces deux éléments vulnérables ont subi des dommages importants lors de la débâcle historique du 16 avril 2014.

On doit aussi signaler la sensibilité à l'érosion du talus de la voie de chemin de fer derrière le poste d'accueil du parc (photo suivante). La vague soutenue associée au vent *provenant de la chute* (voir la photo) combinée à un niveau d'eau élevé attaque facilement le pied de talus.



Figure 55 : Érosion active jouxtant la voie ferrée derrière le poste d'accueil de la SÉPAQ (photo prise par l'auteur lors de la crue du 3 novembre 2017 (650 m³/s))

Dans l'éventualité où une analyse de risque formelle serait requise afin de sécuriser les installations de la SÉPAQ et des autres intervenants concernés, une estimation plus précise de la sensibilité et de l'exposition des infrastructures aux aléas de submersion, de débâcle et d'érosion devrait être réalisée et mise en relation avec la fréquence des aléas problématiques pour en ^{établir} les paramètres à long terme.

Conclusions

L'objectif de la présente étude est d'analyser les principaux aléas hydrauliques naturels qui, individuellement ou en combinaison exposent les infrastructures en place autour du Bassin de la chute Montmorency à des dommages significatifs liés à la submersion ou à l'effet des glaces.

Les aléas identifiés sont : les *crues naturelles* à l'eau libre de la rivière Montmorency, les *marées de vives-eaux extrêmes* ainsi que les *embâcles-débâcles de glace*. Des combinaisons de ces aléas sont de nature à amplifier l'impact de chacun.

Une approche par modélisation numérique bidimensionnelle a été retenue, les logiciels H2D2 et Modeleur de l'INRS-ETE ayant été utilisés pour ce faire. L'approche convient très bien pour simuler les crues à l'eau libre en mode prédictif. Pour les crues de débâcle-embâcle, les outils sont utilisables pour analyser les événements connus mais ne peuvent être utilisés en mode prédictif sans précaution en raison du caractère chaotique de tels événements et de la complexité de les caractériser. Les simulations ont été réalisées en mode stationnaire (régime permanent) malgré le caractère transitoire des événements associés à de fortes marées. Le pic de la phase concomitante des aléas combinés de crue et de marée est alors ciblé afin de rester du côté conservateur de la méthode pour déterminer les cotes de crue de référence (1/20 ans et 1/100 ans). D'autres événements de marée plus faibles ont aussi servi à déterminer le seuil de niveau d'eau du fleuve qui peut refouler le niveau du Bassin en fonction du débit entrant.

Un modèle numérique de terrain a d'abord été élaboré à partir de tous les ensembles de données topographiques disponibles y compris des relevés terrains directs du lit mineur, un jeu de données Lidar fourni par la SÉPAQ ainsi que les dimensions des ouvrages présents. Certaines carences dans les données topographiques, notamment au pied de la chute (fosse) et en aval du pont de chemin de fer ont été comblées au juger (fosse) ou en faisant appel à une méthode expérimentale de résolution inverse. Le modèle de terrain supportant le modèle hydrodynamique comprend 94302 nœuds de calcul répartis au besoin selon une densité de points variant de 4 m d'intervalle (généralement) à 0,5 m (autour des piles de pont).

Le modèle hydrodynamique a été calibré-validé sur plusieurs jeux (5) de données d'observation du niveau d'eau contrastées allant de valeurs moyennes estivales (25 m³/s) jusqu'à des crues printanières (470 m³/s). Les écarts entre les résultats du modèle et les données disponibles de niveau présentent des valeurs moyennes inférieures à 4 cm. La bonne correspondance des observations de la ligne de berge avec les résultats du modèle permet d'ajouter à la validation du modèle, notamment pour la qualité du modèle numérique de terrain sous-jacent.

Une simulation de l'événement de débâcle observée en avril 2014 a aussi été réalisée au meilleur des connaissances limitées (photos, délaissés de crue) qui en ont été tirées. En plus de consolider

l'information disponible sur ce Rare aléa, l'exercice a permis d'établir sommairement certains paramètres hydrauliques du modèle dans ces conditions chaotiques.

Le modèle dûment validé a ensuite été appliqué en mode prédictif pour divers évènements de référence pertinents aux risques et à la connaissance de l'hydrodynamique complexe du Bassin.

Les crues vicennale et centennale notamment, respectivement de 731 et 915 m³/s combinées aux marées correspondantes (5,02 m et 5,2 m) forment les événements de référence retenus pour établir les cotes de crue à l'eau libre. À ces événements de référence, s'ajoutent d'autres débits signifiants pour les risques, notamment les crues 1/2, 1/5 et 1/1000 ans. Chacun de ces événements a été associé à une marée variable afin de déterminer les seuils de refoulement du débit dans le Bassin et d'analyser les régimes d'écoulement. Enfin, la débâcle historique du 15-16 avril 2014 a été retenue pour appliquer l'approche événementielle pertinente à de tels aléas.

Les résultats de l'analyse comprennent les cotes de crue à l'eau libre pour les événements de référence d'aléas retenus. Ils comprennent aussi diverses analyses relatives à l'interaction des marées avec les crues, les relations niveau-débit à l'exutoire du Bassin, les régimes d'écoulement observables dans les différents biefs.

Les vitesses de courant forment des jeux de données qui pourraient s'avérer utiles pour d'autres fins tels que le dimensionnement d'ouvrages à implanter dans le Bassin. Pour ce faire, les résultats du modèle peuvent être utilisés moyennant des réserves sur leur validité qui n'a pas été démontrée encore par des mesures directes comme le furent les niveaux d'eau. Il faut aussi mentionner que le modèle H2D2 calcule les valeurs moyennes de la vitesse sur la colonne d'eau. La vitesse en surface doit être majoré d'un pourcentage typiquement égal à 15-20% conformément à l'aspect logarithmique du profil vertical des vitesses. Une valeur plus précise de la majoration peut être estimée avec une bonne connaissance de la taille de substrats qui se traduit par un coefficient de frottement (n de Manning) variable dans l'espace. Devant l'incertitude variable de ces données locales, une marge de sécurité devra être appliquée sur ces estimés.

Bibliographie

Demers, S., T. Olsen, T. Buffin-Bélanger, J.-P. Marchand, P. M. Biron et F. Morneau (2014).

L'hydrogéomorphologie appliquée à la gestion de l'aléa d'inondation en climat tempéré froid :

l'exemple de la rivière Matane (Québec) », *Physio-Géo* [En ligne], 8 : 2014,

URL : <http://physio-geo.revues.org/3813> ; DOI : 10.4000/physio-geo.3813

Dupuis, P. et M. Leclerc (2012). Ville de Laval - Calculs hydrauliques pour la révision des cotes de crues des rivières des Prairies et des Mille Îles. Projet Aquap Praxis 10275-100, projet GENIVAR 101-50087-00. Pour le compte de Ville de Laval. 240 p., 7 annexes, 19 rapports sectoriels et/ou notes techniques internes. Mai 2012.

Heniche, M., M. Leclerc, Y. Secretan et Taha Ouarda (1999). 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.

Lapointe, D. (1986). Zones inondables – Fleuve St-Laurent, tronçon Grondines – Sainte-Anne-Des-Monts, calcul des niveaux de récurrence 2, 5, 10, 20, 50 et 100 ans », Document de travail No RA-86-02, Ministère de l'Environnement – Direction des relevés aquatiques, mars.

Voir aussi : [ftp://ftp.mddefp.gouv.qc.ca/CEHQ/Fleuve%20St-Laurent/Cotes_Saint-Laurent_1986_Grondines-Sainte-Anne-des-Monts%20\(sud\).pdf](ftp://ftp.mddefp.gouv.qc.ca/CEHQ/Fleuve%20St-Laurent/Cotes_Saint-Laurent_1986_Grondines-Sainte-Anne-des-Monts%20(sud).pdf)

Leclerc, M. (2015) L'embâcle-débâcle 2014 de la rivière Montmorency – Analyse des données LiDAR et rapport d'événement. Contribution non sollicitée pour la Ville de Québec. Rapport scientifique conjoint INRS #R1582 et Organisme de bassins versants Charlevoix-Montmorency. 56 pp <http://espace.inrs.ca/2641/1/R001582.pdf>

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) <http://espace.inrs.ca/1766/1/R001416.pdf>

Leclerc, M. et Y. Secretan (2012). Reconstruction de la prise d'eau de l'Arrondissement Charlesbourg – Modélisation hydrodynamique de la rivière Montmorency entre les Trois-Saults et le secteur Cantaloup. Rapport INRS #1416. 111 pages et 6 annexes.

Leclerc, M., B. Morse, J. Francoeur, M. Heniche, P. Boudreau et Y. Secretan (2001). Analyse de risques d'inondations par embâcles de la rivière Montmorency et identification de solutions techniques innovatrices – Rapport de la Phase I – Pré-faisabilité- Document de travail présenté au Comité de suivi. Rapport conjoint enregistré à l'INRS-Eau #R577a, et à l'Université Laval – Département de Génie civil, #n/d, Janvier, 118 pages.

Leclerc, Michel (2015). L'embâcle-débâcle 2014 de la rivière Montmorency – Analyse des données LiDAR et rapport d'événement. Contribution citoyenne non sollicitée pour la Ville de Québec. Rapport scientifique conjoint INRS #R1582 et Organisme de bassins versants Charlevoix-Montmorency. 56 pages

Municipalité de Boischatel (2015). Plan d'urbanisme de la municipalité de Boischatel – Règlement 2014-974. 99pp. <http://www.municipalitedeboischatel.ca/down/1869.pdf>

Picard et Picard (2013). Relevé bathymétrique du Bassin.

WSP Canada Inc. (2014). Avis technique – Description des faciès d'écoulement et des substrats dans le bassin au pied de la chute Montmorency. 7 p. + cartes + annexe photographique.

Annexe 1 : le simulateur H2D2

Introduction au simulateur

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 bidimensionnel est composé d'une équation de continuité pour la conservation de la masse (débit) et de deux équations selon x et y pour la conservation de la quantité de mouvement. Dans H2D2, on résout :

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

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

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

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;

t est le temps;

h est le niveau d'eau;

H est la profondeur de la colonne d'eau

F_x et F_y sont les forces massiques (unités d'accélération) en x et y.

Ces forces massiques sont décrites par les équations suivantes.

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

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

Où,

g est l'accélération gravitationnelle (9,8 m/s²)

n est le coefficient de Manning relié aux composantes de la résistance à l'écoulement (substrats, macrophytes, glace)

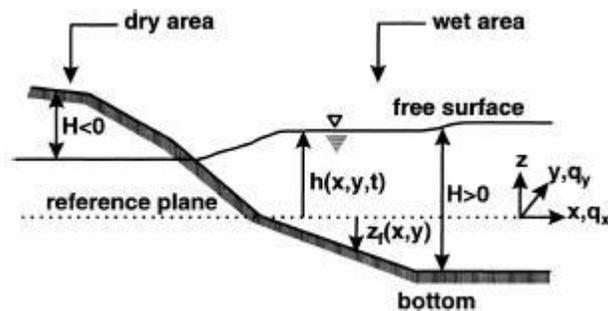
$|\vec{q}|$ est le module du débit spécifique

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.



Nomenclature des variables dans H2D2

Algorithme de découverture-recouvrement

H2D2 est assorti d'un algorithme particulier qui permet de représenter naturellement les phénomènes liés 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);

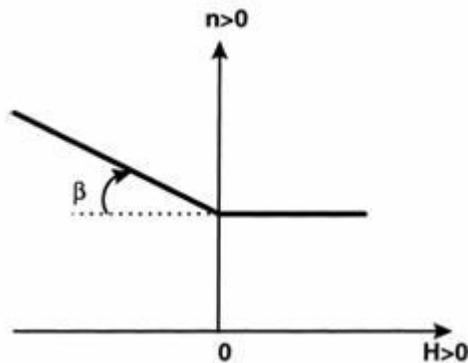
La convention de signe adopté donne des profondeurs positives dans le premier cas et négatives dans le second;

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.

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



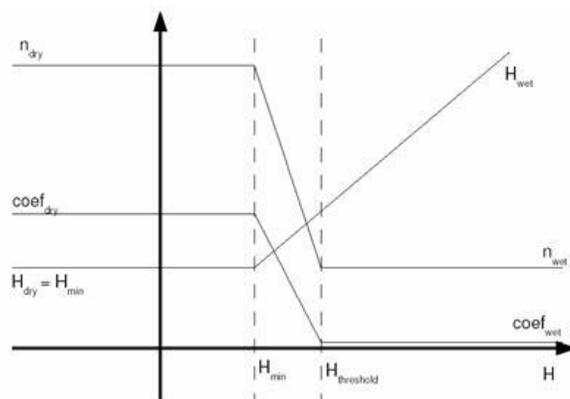
Variation du coefficient de Manning n avec le signe et la valeur de la profondeur

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

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

Version H2D2

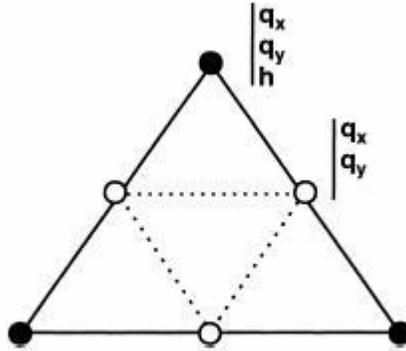
Le modèle de découverture-recouvrement d'H2D2 diffère d'HYDROSIM à deux égards. Similaire à HYDROSIM, H2D2 limite la valeur négative attribuée à la profondeur dans les zones sèches à une valeur minimum (H_{min}), ce qui revient à limiter la valeur du n sec à un plafond n_{dry} . De plus, H2D2 introduit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



Paramétrisation de la zone de transition du découverture 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.



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 2 : Métadonnées des relevés LiDaR 1999-2000 (Lasermap GPR)

Le jeu de données LiDAR a été fourni par l'INRS. Elles ont été obtenus lors d'une étude précédente (Lasermap 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 zone³. 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 désignent 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 de Québec 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.

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
- Angle de balayage de 30° et chevauchement de 30% entre les zones de balayage
- 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

³ 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.

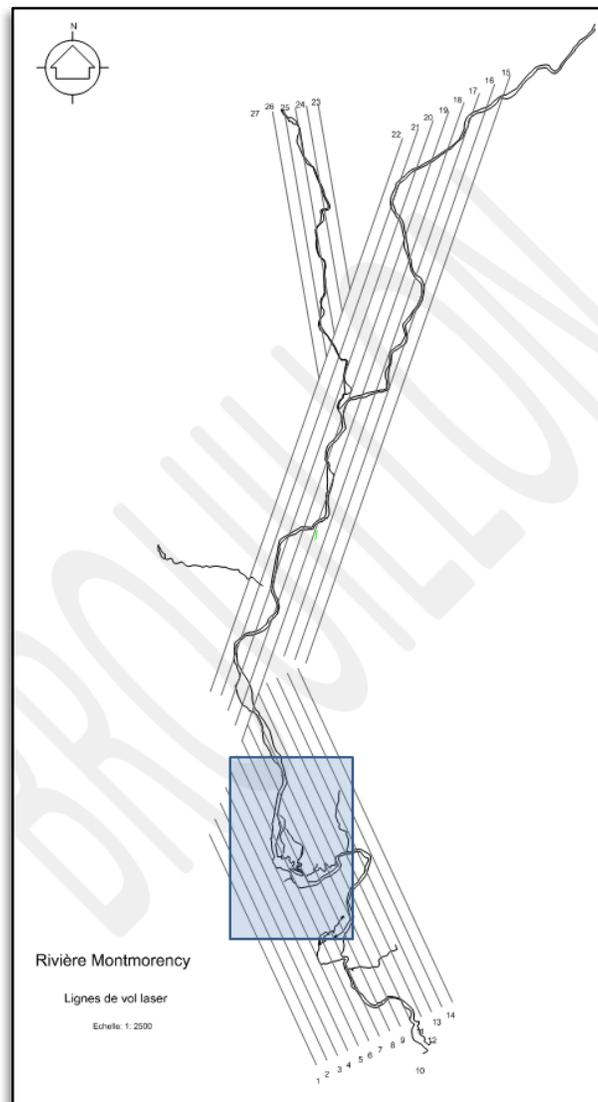


Figure 56 : Couverture du relevé topographique LiDAR réalisé en 1999-2000 par Lasermap inc. (Leclerc *et al*, 2002; Leclerc et Secretan, 2013).

Note : Le rectangle bleu délimite le domaine de simulation de l'étude de 2013. Le Bassin de la chute a été caractérisé

Annexe 3 : Cotes de crue du Bassin de la chute Montmorency

Note explicative

Parmi les applications du modèle présenté, on compte la détermination des cotes de crue pour les aléas à l'eau libre de récurrence 2, 20 et 100 ans, ou par un embâcle historique. Les résultats présentés ne seront pas discutés.

Position des points portant les données de cotes de crue

Deux profils ont été réalisés : en rive gauche (32 points) et en rive droite (22 points)

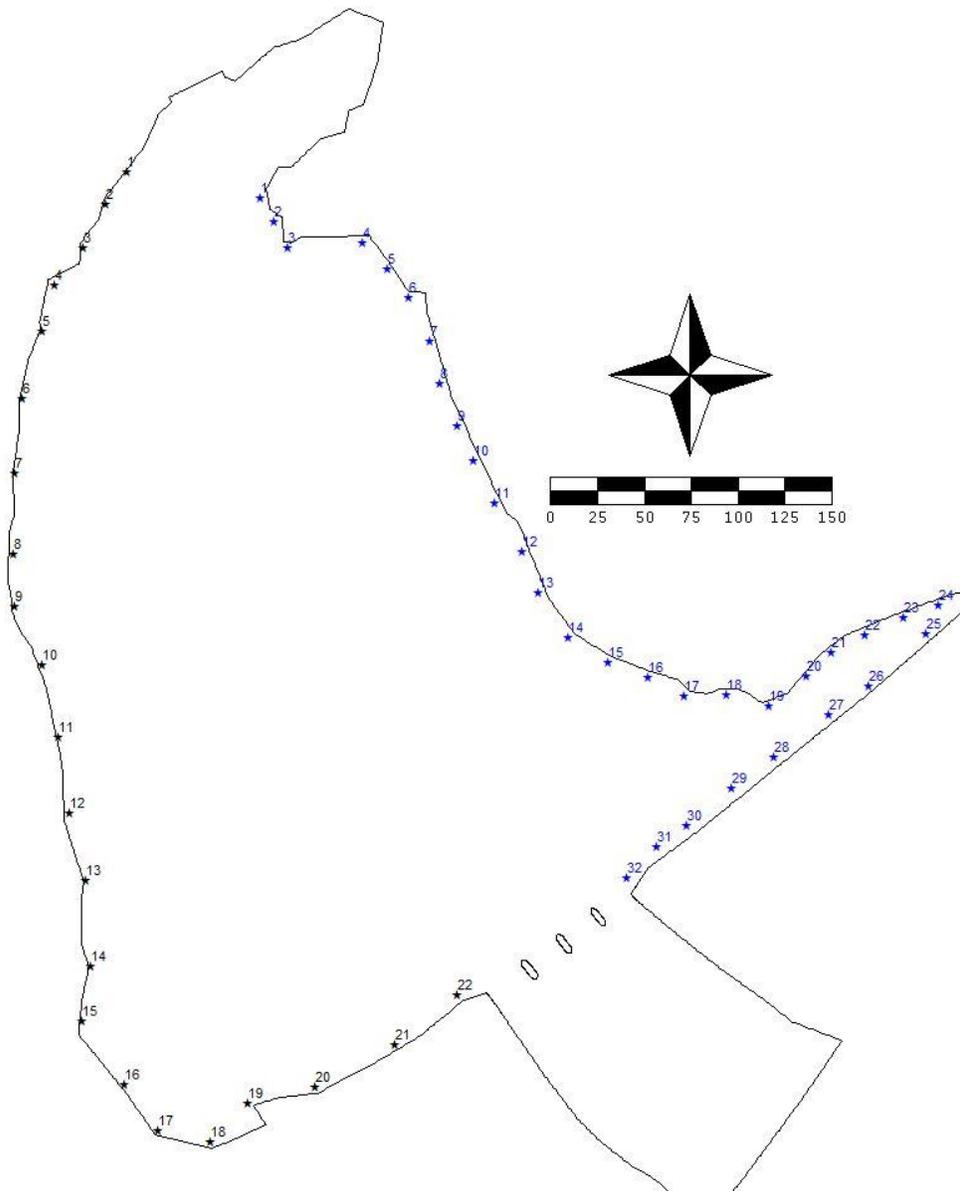
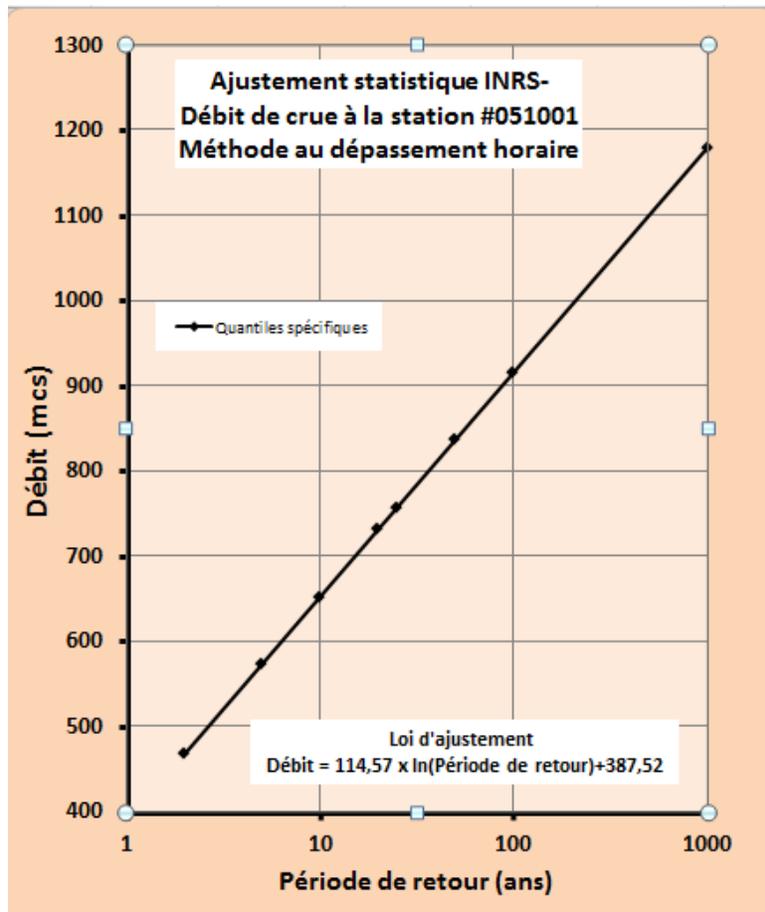


Figure 57 : Localisation des points où les cotes de crue sont fournies

Événements de référence hydrologiques et marégraphiques

Rappel : les valeurs de référence de débit pour les cotes de crue proviennent de Leclerc et Secretan (2012). L'analyse fréquentielle a été réalisée à l'INRS par le Professeur Ouarda pour une étude antérieure.



Loi statistique déterminant la valeur des quantiles de pointes de crue observées sur la rivière Montmorency entre 1965 et 1999 (Leclerc et Secretan, 2012)

Pour ce qui est des conditions de marée correspondantes, nous avons choisi de retenir les valeurs vicennale et centennale tirées du schéma d'aménagement de la Côte-de-Beaupré à Boischatel, soit 5,02 et 5,2m respectivement. Ces valeurs proviennent originalement du rapport Lapointe⁴ (1986) du Ministère de l'Environnement. La cote 2 ans correspondante proposée serait alors de 4,56 m.

⁴ LAPOINTE, Denis, « Zones inondables – Fleuve St-Laurent, tronçon Grondines – Sainte-Anne-Des-Monts, calcul des niveaux de récurrence 2, 5, 10, 20, 50 et 100 ans », Document de travail No RA-86-02, Ministère de l'Environnement – Direction des relevés aquatiques, mars 1986.

https://www.ville.quebec.qc.ca/citoyens/propriete/docs/zones_inondables/beauport/rapport_cotes_crues_beauport_VQ20140613.pdf

Les événements retenus ont été modélisés avec les conditions aux limites suivantes considérées comme entièrement concomitantes (voir ci-après à ce propos):

Tableau 8 : Événements de référence retenus pour les cotes de crue de fréquence au dépassement de 1/2 ans, 1/20 ans et 1/100 ans en conditions naturelles

1. 467 m³/s ; 4,56m
2. 731 m³/s ; 5,02m
3. 915 m³/s ; 5,2m

Note sur la fréquence combinée des aléas hydrologiques et marégraphiques et leur concomitance

Les fréquences estimées de chacun des aléas ont donc été considérées comme se produisant en parfaite concomitance (simultanéité). Bien sûr, cette combinaison d'événements a de plus faibles chances de se produire que chacun des aléas pris indépendamment. Il n'est toutefois pas possible d'extraire les probabilités conjointes à moins de conduire une analyse fréquentielle conditionnelle, une approche rarement appliquée dans la pratique à cause des difficultés d'interprétation que l'approche impose (définition de la simultanéité quand le signal de marée varie d'heure en heure et que les pointes de crues ne culminent pas beaucoup plus longtemps (1-2 heures typiquement avec un temps de réaction du bassin voisinant 12-14 heures).

Donc l'approche retenue (simultanéité) constitue une option très conservatrice sans qu'on puisse en caractériser exactement la période de retour.

Note sur la validité du modèle H2D2

Le rapport principal a fait état en détails de la démarche de calibration-validation du modèle H2D2 sur le Bassin. Rappelons que celui-ci a été validé sur une large gamme de niveau observés par le niveau d'eau et la position de la berge, en rive et au centre. La gamme de débit couverte s'étend de 25 m³/s jusqu'à 470 m³/s. La précision atteinte pour la plupart des débits observés se situe autour de ±5 cm pour le Bassin principal. En aval du pont de chemin de fer et directement sous la chute, aucune donnée disponible ne nous permet d'estimer la précision obtenue. Les conditions de topographie très accidentées et la forte turbulence de ces régions y rendraient hasardeuse une estimation des cotes de crue. Minimalement on pourrait utiliser la cote correspondante de la marée retenue, en accord avec la Schéma d'aménagement.

Remarque sur les conditions de glace

Les conditions de débâcle-embâcle dans le Bassin n'ont jamais été caractérisées sur un profil longitudinal à notre connaissance. On sait toutefois que l'embâcle et la débâcle du 16 avril 2017 furent majeurs, voire exceptionnels (historiques), et l'approche de gouvernance considérant les embâcles suggère de prendre en considération le pire aléa observé historiquement et de lui attribuer arbitrairement une récurrence vicennale. Selon nos connaissances actuelles, les conditions de débâcle habituelles dans le Bassin ne sont pas connues formellement.

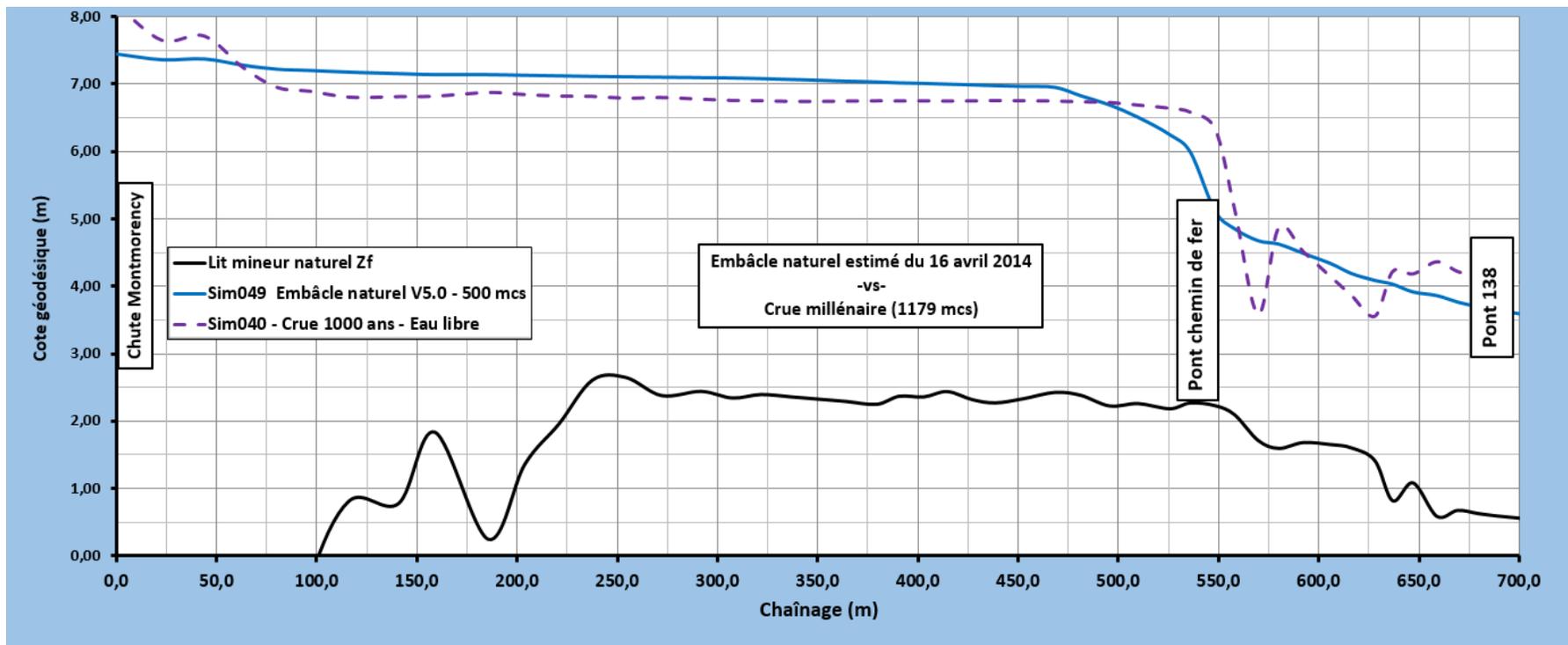
L'observation de ce type d'aléa est parfois faite à partir des délaissés de crue (observations directes sur le terrain, cicatrices glacielles sur les arbres ou photos post-événement). Dans le cas présent (débâcle de 2014), la cote maximale approximative fut autour de 7 m comme le confirment certaines photos prises le matin de l'événement (par l'auteur ; photo suivante). La cote supérieure du muret le long de la promenade en rive gauche est située autour de 5,15m. L'épaisseur de glace laissée sur la promenade suggère qu'un niveau de près de 2 m supérieur à la cote du muret aurait été requis pour que la glace atteigne les zones montrées sur la photo suivante. Par contre, la portée spatiale de l'aléa, vers l'amont ou l'aval, et sa pente longitudinale nous sont inconnus. Nous postulons que la surface de l'aléa de débâcle a pu épouser la pente naturelle du Bassin pour un aléa à l'eau libre comparable en magnitude, c'est-à-dire une dénivelée de 30 cm environ dans la partie centrale du Bassin (crue centennale).



Photographie 3 : photo prise à 6h30 le 16 avril 2014 à l'exutoire du Bassin (Crédit photo Michel Leclerc)

Les simulations préliminaires des crues à l'eau libre suggèrent qu'un tel événement de débâcle (16 avril 2014) a produit des niveaux d'eau comparables en magnitude à ceux d'une crue millénaire (1179 m³/s). Il est à noter que la marée n'est a priori jamais assez forte pour provoquer un refoulement du niveau d'eau dans le Bassin pour un tel événement de débâcle. La figure suivante le montre pour la crue millénaire.

Pour les cotes de crue correspondantes, elles varieraient entre 7 m et 7,2 m dans le corps principal du Bassin avec un abaissement assez rapide à l'approche de la section du pont de chemin de fer.



Niveau d'eau estimé de la débâcle d'avril 2014 comparé à une crue simulée de période de retour 1000 ans : 1179 m³/s

Note : Extrait du rapport principal

Tableau 9 : Cotes de crue du Bassin de la chute Montmorency en rive droite (ouest)

#	x	y	1/2 ans	1/20 ans	1/100 ans
	m	m	m	m	m
1	255445,1	5194702,9	5,31	6,02	6,50
2	255433,3	5194685,6	5,31	6,08	6,64
3	255421,5	5194662,1	5,23	5,99	6,53
4	255406,4	5194642,7	5,18	5,85	6,30
5	255399,4	5194617,8	5,18	5,88	6,33
6	255388,8	5194581,8	5,15	5,87	6,35
7	255384,8	5194542,1	5,14	5,87	6,36
8	255384,0	5194498,9	5,13	5,86	6,34
9	255384,5	5194470,6	5,12	5,84	6,34
10	255399,4	5194439,2	5,12	5,85	6,34
11	255408,0	5194400,8	5,08	5,80	6,28
12	255413,8	5194359,8	5,05	5,80	6,29
13	255422,9	5194324,0	5,04	5,80	6,30
14	255425,5	5194277,9	5,04	5,80	6,30
15	255420,7	5194248,6	5,04	5,80	6,30
16	255443,7	5194214,9	5,04	5,80	6,30
17	255461,2	5194190,4	5,04	5,80	6,30
18	255489,5	5194184,1	5,04	5,80	6,30
19	255509,2	5194204,8	5,04	5,80	6,30
20	255545,4	5194213,9	5,04	5,80	6,30
21	255588,0	5194236,3	5,05	5,81	6,30
22	255621,0	5194262,9	4,89	5,54	5,99

Tableau 10 : Cotes de crue du Bassin de la chute Montmorency en rive gauche (est)

#	x	y	1/2 ans	1/20 ans	1/100 ans
	m	m	m	m	m
1	255516,1	5194689,3	5,53	6,35	6,87
2	255523,5	5194676,5	4,93	5,48	5,82
3	255530,5	5194662,6	5,03	5,72	6,17
4	255571,0	5194665,3	5,04	5,73	6,19
5	255583,7	5194650,9	5,04	5,73	6,19
6	255595,5	5194635,5	5,05	5,73	6,19
7	255606,6	5194612,6	5,04	5,73	6,19
8	255612,0	5194589,7	5,04	5,73	6,19
9	255621,6	5194567,3	5,04	5,73	6,19
10	255630,1	5194548,7	5,04	5,74	6,20
11	255641,3	5194525,8	5,03	5,74	6,21
12	255656,2	5194500,2	5,03	5,74	6,21
13	255664,7	5194477,8	5,02	5,74	6,21
14	255680,7	5194453,8	5,01	5,74	6,22
15	255702,0	5194440,5	5,01	5,74	6,22
16	255723,3	5194432,5	5,01	5,75	6,22
17	255742,5	5194422,4	5,01	5,75	6,23
18	255765,4	5194423,5	5,01	5,75	6,23
19	255787,7	5194417,6	5,01	5,75	6,23
20	255808,0	5194433,1	5,01	5,75	6,23
21	255821,3	5194445,9	5,01	5,75	6,23
22	255838,9	5194455,4	5,01	5,75	6,23
23	255859,7	5194464,5	5,01	5,75	6,23
24	255878,3	5194471,4	5,01	5,75	6,23
25	255871,9	5194456,0	5,01	5,75	6,23
26	255841,0	5194428,3	5,01	5,75	6,23
27	255819,7	5194412,8	5,01	5,75	6,23
28	255790,4	5194389,9	5,01	5,75	6,23
29	255767,5	5194373,4	5,01	5,75	6,23
30	255744,1	5194353,2	5,01	5,75	6,23
31	255728,1	5194342,3	5,00	5,74	6,22
32	255712,1	5194325,2	4,88	5,55	6,03