

2023-05-03

RAPPORT SR1



TRAVAUX PUBLICS ET SERVICES GOUVERNEMENTAUX
CANADA



Travaux publics et
Services gouvernementaux
Canada

RÉFECTION DES REVERSOIRS DE L'ARCHIPEL DU LAC SAINT-PIERRE

VERSION FINALE

N/Réf. : 120094.002

V/Réf. : EE517-210680 (OAC) / R115620 (MPO)

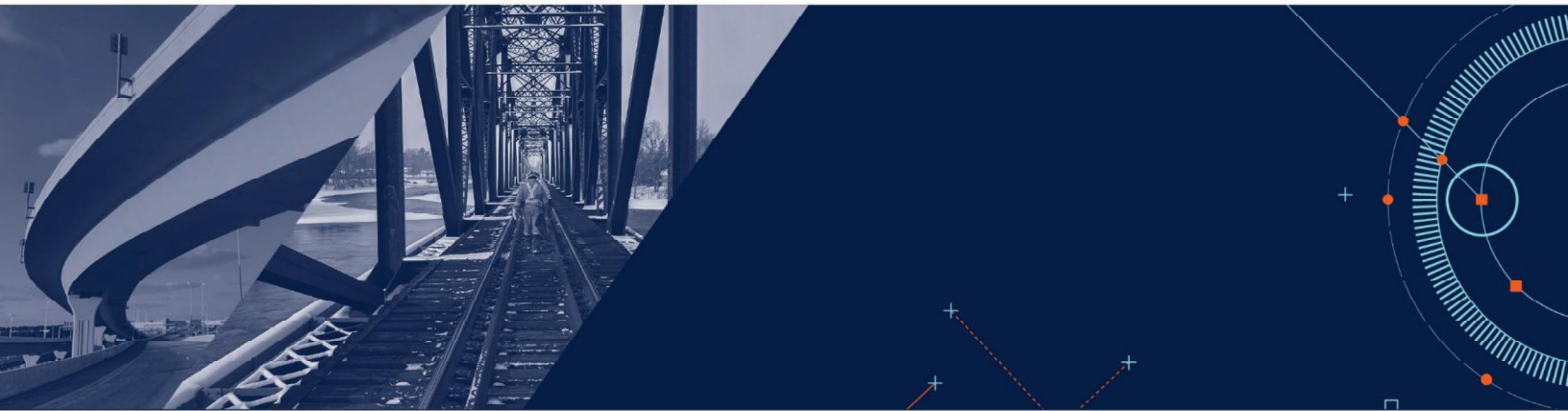


1015, avenue Wilfrid-Pelletier
Québec QC, Canada G1W 0C4
Tél. : 418 654-9600
Télec. : 418 654-9699

COENTREPRISE NORDA STELO / HARBOURSIDE / COLDWATER

2023-05-03

RAPPORT SR1



TRAVAUX PUBLICS ET SERVICES GOUVERNEMENTAUX
CANADA

RÉFECTION DES REVERSOIRS DE L'ARCHIPEL DU LAC SAINT-PIERRE

VERSION FINALE

N/Réf. : 120094.002

V/Réf. : EE517-210680 (OAC) / R115620 (MPO)

Préparé par :

Catherine Munger, ing. (OIQ n° 5084948)

Michael H. Davies, Ph.D., P.Eng. (n° 10677706)

Stéphan Ferrero, ing. (OIQ n° 121171)

Révision	Émission	Date	Par
00	Préliminaire	2022-05-12	S.F.
01	Finale	2022-11-28	S.F.
02	Finale révisée	2023-05-03	S.F.

TABLE DES MATIÈRES

SOMMAIRE EXÉCUTIF	1
1 INTRODUCTION	3
2 REVUE DE L'HISTORIQUE DES REVERSOIRS	4
2.1 Revue des interventions	4
2.2 Revue des études antérieures	8
3 ÉTAT ACTUEL DES CINQ (5) REVERSOIRS, GÉOMÉTRIE ET MODIFICATIONS AU FIL DES ANNÉES	10
4 IDENTIFICATION DES CAUSES PROBABLES DE DÉTÉRIORATION	31
4.1 Conception et construction originales	34
4.1.1 Base de conception préliminaire (rapport Haskell de 1915) :	34
4.1.2 Conditions de fondation	34
4.1.3 Conception des structures	34
4.1.4 Culées	39
4.2 Performances au moment de la construction	39
4.3 Sédimentation des chenaux	43
4.4 Érosion des berges	50
4.5 Effets des inondations	57
4.6 Synopsis	63
4.7 Sommaire	64
5 ANALYSE PRÉLIMINAIRE DE LA STABILITÉ DES PIERRES EN FONCTION DES VITESSES ET NIVEAUX	66
5.1 Résultats du modèle Telemac (reversoir 3)	70
5.1.1 Descriptions des modèles	70
5.1.2 Demande de modèle	71
6 MODÈLE CONCEPTUEL DES PROFONDEURS ET LIMITES D'ÉROSION EN FONCTION DES DÉBITS	78
7 CRITÈRES DE CONCEPTION POUR DÉTERMINER LES ZONES D'INTERVENTION	85
7.1 Critères de conception	85
7.2 Changements climatiques	87
7.2.1 Niveau d'eau	87
7.2.2 Débit et précipitations	88

7.2.3	Couvert de glace	89
8	IDENTIFICATION DES CONTRAINTES AU NIVEAU DE LA CONSTRUCTION	90
8.1	Milieu physique	90
8.1.1	Accès aux reervoirs	91
8.1.2	Régime hydraulique.....	92
8.1.3	Dynamique des glaces	95
8.1.4	Vitesses	99
8.1.5	Qualité de l'eau, des sols et de la végétation en place	100
8.2	Milieu biologique.....	101
8.2.1	Habitats fauniques.....	101
8.2.1.1	Habitat du poisson : période de protection	101
8.2.1.2	Avifaune	103
8.2.1.3	Herpétofaune et mammifères	103
8.2.1.4	Espèces fauniques à statut particulier	104
8.2.1.5	Habitats et aires protégées.....	104
8.2.2	Habitats floristiques	104
8.2.2.1	Végétation aquatique et milieux humides.....	104
8.2.2.2	Végétation riveraine.....	106
8.2.2.3	Végétation terrestre	107
8.2.3	Espèces floristiques et fauniques à statut précaire	107
8.2.3.1	Espèces floristiques.....	107
8.2.3.2	Espèces fauniques	107
8.2.4	Éléments biologiques de très grande valeur	107
8.3	Milieu humain	108
8.3.1	Activités récréotouristiques.....	108
8.3.1.1	Navigation.....	108
8.3.2	Servitudes temporaires et permanentes à acquérir	108
8.3.3	Activités agricoles	108
8.3.4	Activités culturelles, pêche, chasse et piégeage.....	109
8.3.5	Bruit et environnement sonore	109
8.3.6	Autochtones et allochtones	109
8.3.6.1	Général	109
8.3.6.2	Mesures d'atténuation visant la protection des droits ancestraux et des revendications territoriales.....	110
8.3.6.3	Patrimoine archéologique.....	110
8.3.7	Demandes d'autorisations environnementales requises.....	110

9	PRÉCISIONS D'UN MANDAT POUR LA RÉALISATION DES ÉTUDES COMPLÉMENTAIRES	111
10	CONCEPTS PRÉLIMINAIRES DE RÉFECTION DES REVERSOIRS ET IDENTIFICATION DES OPTIONS	112
11	ÉCHÉANCIER PRÉLIMINAIRE DE PROJET (ÉTUDES, CONCEPTION ET CONSTRUCTION)	118
11.1	Étude géotechnique.....	118
11.2	Étude conceptuelle et modélisation / estimations (SR-2).....	118
11.3	Études environnementales et évaluation des impacts	119
11.4	Élaboration de la conception et des documents de construction – SR3 et SR4.....	120
11.5	Appel d'offres, évaluation des offres et attribution des contrats de construction – SR5.	120
11.6	Administration des travaux de construction et services d'inspection sur le chantier – SR6 et SA1	120
11.7	Résumé des étapes à suivre	120
12	ESTIMATION PRÉLIMINAIRE DES COÛTS (CLASSE D)	122
13	CONCLUSION	123
	RÉFÉRENCES.....	125

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1	Résumé de l'historique des revertsors de l'archipel du Lac Saint-Pierre.....	5
Tableau 3.1	Caractéristiques des revertsors selon les relevés de 2017 ¹	11
Tableau 5.1	Conditions d'écoulement selon diverses combinaisons.....	73
Tableau 5.2	Vitesses maximales en crête - Rev 3.....	76
Tableau 8.1	Périodes pour la réalisation des travaux dans l'habitat du poisson selon les régions administratives du Québec.....	102
Tableau 11.1	Sommaires des étapes du projet et échéances probables	121

LISTE DES FIGURES

Figure 3.1	Carte localisant les cinq (5) revertsors	10
Figure 3.2	Présentation des données récentes sur le revertsor 1 et son profil longitudinal	13
Figure 3.3	Présentation des données récentes sur le revertsor 1 et profil du talweg	14
Figure 3.4	Présentation des données récentes sur le revertsor 2 et son profil longitudinal	16
Figure 3.5	Présentation des données récentes sur le revertsor 2 et profil du talweg	17
Figure 3.6	Présentation des données récentes sur le revertsor 3 et son profil longitudinal	19

Figure 3.7	Présentation des données récentes sur le reversoir 3 et profil du talweg	20
Figure 3.8	Présentation des données récentes sur le reversoir 4 et son profil longitudinal	24
Figure 3.9	Présentation des données récentes sur le reversoir 4 et profil du talweg	25
Figure 3.10	Présentation des données récentes sur le reversoir 5 et son profil longitudinal	28
Figure 3.11	Présentation des données récentes sur le reversoir 5 et profil des talweg	29
Figure 4.1	Coupe-type du concept initial tel que présenté dans Pasin, 1979.....	36
Figure 4.2	Lettre de Louis E. Cote (2 septembre 1930) – Spécifications des pierres.....	37
Figure 4.3	Photographies des reversoirs 2 et 3 (Weir, avril 1935).....	38
Figure 4.4	Anderson - commentaires concernant les effets de vents et du contre-courant	43
Figure 4.5	Notes sur l'évolution de la bathymétrie depuis 1888	44
Figure 4.6	Notes sur l'évolution de la bathymétrie au reversoir 1 de 1888 à 2020.....	45
Figure 4.6	Notes sur l'évolution de la bathymétrie au reversoir 1 de 1888 à 2020.....	45
Figure 4.7	Notes sur l'évolution de la bathymétrie au reversoir 2 de 1888 à 2020.....	46
Figure 4.8	Notes sur l'évolution de la bathymétrie au reversoir 3 de 1888 à 2020.....	47
Figure 4.9	Notes sur l'évolution de la bathymétrie au reversoir 4 de 1888 à 2020.....	48
Figure 4.10	Notes sur l'évolution de la bathymétrie au reversoir 5 de 1888 à 2020.....	49
Figure 4.11	Photos aériennes montrant l'érosion près du reversoir 1	51
Figure 4.12	Photos aériennes montrant l'érosion près du reversoir 2	52
Figure 4.13	Photos aériennes montrant l'érosion près du reversoir 3	53
Figure 4.14	Photos aériennes montrant l'érosion près du reversoir 4	54
Figure 4.15	Photos aériennes montrant l'érosion près du reversoir 5	55
Figure 4.16	Photos aériennes montrant l'érosion près du chenal de navigation	56
Figure 4.17	Érosion entre 1964-1983 (violet) et 1983-1997 (rouge) sur l'île des Barques et les îles voisines (secteur nord-ouest).....	57
Figure 4.18	Reversoir 1 – Niveau récurrence 2 ans.....	58
Figure 4.19	Reversoirs 2 et 3 – Niveau récurrence 2 ans.....	59
Figure 4.20	Reversoirs 4 et 5 – Niveau récurrence 2 ans.....	60
Figure 4.21	Reversoir 1 – Niveau récurrence 25 ans	61
Figure 4.22	Reversoirs 2 et 3 – Niveau récurrence 25 ans.....	62
Figure 4.23	Reversoirs 4 et 5 – Niveau récurrence 25 ans.....	62
Figure 5.1	Régimes d'écoulement (CIRIA).....	66
Figure 5.2	Diagramme des niveaux à Sorel par rapport au niveau de la crête de conception initiale des reversoirs	67
Figure 5.3	Maxima annuel des niveaux et débits d'eau à Sorel.....	67
Figure 5.4	Relation entre niveaux d'eau et débits - Reversoir 2 (par Métivier et Doyon, 2021)	68
Figure 5.5	Stabilité des roches en fonction de la vitesse	69
Figure 5.6	Vue aérienne – Maillage du modèle TELEMAC-3D au reversoir 3	72

Figure 5.7	Bathymétrie dans TELEMAT-3D: a) conditions existantes; b) réparé; c) encoche de 25 m; d) Conditions de 1963	72
Figure 5.8	Vitesses au reversoir 3 – Conditions existantes et réparées	74
Figure 5.9	Gamme des débits - Rev 3, existant	75
Figure 6.1	Exemple de modélisation des affouillements avec le logiciel PTM	81
Figure 6.2	Vitesses de courant sur le lit - Telemac-3D - Reversoir 3	82
Figure 6.3	Vitesses du lit, encoche de 20 m, bathymétrie sans affouillement	83
Figure 6.4	Vitesses du lit, structure a 1968, bathymétrie existante	84
Figure 8.1	Vue aérienne – Accès aux reversoirs 1 et 2	90
Figure 8.2	Vue aérienne – Accès aux reversoirs 3 à 5	91
Figure 8.3	Analyse des niveaux d'eau moyens journalière (période 1990-2021)	93
Figure 8.4	Courbes classées des niveaux d'eau à Sorel pour différents mois de l'année – Données horaires pour la période comprise entre 1966 et 2019 (Doyon et Métivier, 2020)	94
Figure 10.1	Option 1 – Réfection des reversoirs avec des pierres de calibre approprié	112
Figure 10.2	Option 2 – Ancrage de la pierre avec des sonotubes de béton	114
Figure 10.3	Option 3 – Mise en place de palplanche au centre de l'ouvrage	115
Figure 10.4	Option 4 – Mise en place d'une structure préfabriquée en béton	117

LISTE DES PHOTOS

Photo 3.1	Reversoir 1 – Photo datant du 13 septembre 2016 (secteur sud)	12
Photo 3.2	Reversoir 2 – Photos partielles du reversoir datant du 14 septembre 2020	15
Photo 3.3	Reversoir 3 – Photo datant du 14 septembre 2020	18
Photo 3.4	Reversoir 4 – Photo datant du 14 septembre 2020	21
Photo 3.5	Reversoir 4 – Photo datant du 14 septembre 2020	22
Photo 3.6	Reversoir 4 – Photo datant du 14 septembre 2020	22
Photo 3.7	Reversoir 5 – Photo datant du 14 septembre 2020	26
Photo 3.8	Reversoir 5 – Photo datant du 14 septembre 2020	26
Photo 3.9	Reversoir 5 – Photo datant du 14 septembre 2020	27
Photo 3.10	Reversoir 5 – Photo datant du 14 septembre 2020	27
Photo 8.1	Reversoir 2 – Zone libre de glace en amont des ouvrages (6 février 2019)	95
Photo 8.2	Reversoir 2 et 3 – Zone libre de glace en amont des ouvrages (6 février 2019)	96
Photo 8.3	Reversoir 4 – Zone libre de glace en aval des ouvrages (6 février 2019)	97
Photo 8.4	Reversoir 5 – Zone libre de glace en aval des ouvrages (6 février 2019)	98

LISTE DES ANNEXES

Annexe A	Vue en plan des reversoires
Annexe B	Cartes des rives érodées dans l'archipel Berthier-Sorel (Dauphin et Lehoux, 2004)
Annexe C	Estimation préliminaire des coûts

SOMMAIRE EXÉCUTIF

Au début des années 30, le gouvernement fédéral a entrepris la construction de cinq (5) revoirs entre certaines îles de l'archipel du Lac-Saint-Pierre ayant comme objectif de maintenir un niveau d'eau suffisant en amont jusqu'au Port de Montréal en périodes d'étiage. Ces ouvrages ont toutefois subi des dommages importants de façon récurrente dans les 90 années suivant leur construction initiale. La présente étude vise donc à réaliser revue de la littérature et une modélisation préliminaire afin de comprendre les causes de détérioration des ouvrages et de proposer des options de réhabilitation appropriées.

Dans un premier temps, la revue de l'historique des revoirs incluant une revue de la littérature et la consultation de documents d'archives, ainsi que l'analyse de l'état actuel des ouvrages ont permis de cibler certaines pistes probables pour les causes de la détérioration des ouvrages. Parmi les éléments considérés se retrouvent, entre autres, les critères de conception initiaux, les conditions du site (fond marin et sols de fondation), les méthodes de construction et les matériaux utilisés, la performance des ouvrages à travers le temps, les processus d'érosion et d'inondation, etc. De cette appréciation de l'efficacité historique des revoirs sont ressorties plusieurs causes probables de détérioration telles que des tassements, la déstabilisation de la pierre de crête par la glace et les courants élevés, sous-dimensionnement des matériaux, érosion des pierres de plus petit calibre, pentes aval trop abruptes, érosion des berges par les courants déviés et affouillement en aval. Les défaillances structurales observées semblent être attribuables à une combinaison de ces éléments qui agissent en cascade.

Par la suite, l'analyse préliminaire de la stabilité des pierres basée sur un examen théorique de la géométrie de la structure et en fonction du régime d'écoulement a été effectuée à l'aide du logiciel TELEMAT-3D pour le revoir 3. Les résultats ainsi obtenus indiquent que l'élévation de la crête joue un rôle significatif sur les vitesses et que les vitesses en crête les plus élevées se produisent en condition de niveaux d'eau bas (étiage). Ces résultats, jumelés à l'analyse des données bathymétriques et des observations in situ suggèrent également que les déficiences structurales observées sont attribuables à un modèle de défaillance en cascade. La présence de matériaux sous-dimensionnés, les conditions d'écoulement attribuables aux glaces et au frasil, les tassements ainsi que les affouillements sont tous des facteurs qui ont contribué aux dommages passés. Ainsi, il est possible de conclure que la combinaison de ces divers facteurs entraîne l'augmentation ponctuelle des vitesses dans les secteurs érodés et/ou déjà déstabilisés, ce qui semble jouer un rôle prédominant dans la survenance de dommages additionnels.

L'analyse des modèles d'érosion et de déposition qui surviennent en réponse à la présence des revoirs et de leur niveau d'endommagement a été effectuée sommairement en se limitant à l'interprétation géomorphologique et aux méthodes analytiques. Les vitesses obtenues dans le cadre des simulations ne permettent pas d'expliquer la présence d'affouillement dans les conditions existantes. Les modélisations ont également été réalisées en considérant une structure endommagée, soit avec une brèche et plusieurs

brèches, afin d'explorer les processus pouvant expliquer les affouillements observés. Ces modélisations supplémentaires ont permis de déterminer que les vitesses sur le lit de la rivière sont plus importantes à la hauteur des brèches dans l'ouvrage, résultats s'avérant des plus pertinents pour l'interprétation de l'affouillement du lit.

La détermination des différents critères de conception et des zones d'intervention est basée sur un examen multifactoriel de la situation incluant le niveau d'efficacité appréhendé des travaux proposés sur les niveaux d'eau entre Montréal et Sorel, les impacts environnementaux incluant les mesures d'atténuation, la performance en période de crue, la résilience face aux changements climatiques et l'analyse avantages-coûts des options. Ainsi, le choix des zones d'intervention devra s'appuyer sur l'effet positif et/ou limité de la réfection des reversoirs sur les niveaux d'eau, sur les débits, l'érosion et le recul des berges, la gestion des glaces et les dégradations environnementales. À ces éléments s'ajoutent les considérations conceptuelles en lien avec les changements climatiques puisque la réfection des ouvrages doit permettre d'offrir une durée de vie minimale de 40 ans.

Plusieurs enjeux concernant la construction se doivent également d'être mentionnés. Les contraintes attribuables au milieu physique, notamment les conditions d'accès, le régime hydraulique, la dynamique des glaces et les conditions d'écoulement, ainsi qu'au milieu biologique auront nécessairement un impact sur la période de réalisation des travaux, mais également sur la priorisation des ouvrages à stabiliser.

Plusieurs options de réhabilitation ont été explorées dans le cadre du présent mandat, entres autres la réfection avec des pierres de calibre approprié, l'ancrage des pierres à l'aide de sonotubes en béton, la mise en place de palplanches au centre de l'ouvrage et l'ajout d'un mur de soutènement en béton au centre de l'ouvrage. À la suite de l'analyse préliminaire des avantages et inconvénients de chacune des options proposées, il appert que la première option est la plus intéressante et qu'elle devrait donc être priorisée. L'estimation préliminaire des coûts ainsi que l'élaboration de l'échéancier de projet, incluant les études subséquentes, a donc été effectuée en se basant sur cette prémisse. Finalement, le modèle préliminaire élaboré dans le cadre de la présente phase du projet servira d'aide à la décision dans le cadre de l'étude conceptuelle (phase SR2) afin d'orienter le choix des scénarios et l'approche de conception à préconiser.

1 INTRODUCTION

En 1929-1930, le gouvernement fédéral a entrepris la construction de cinq (5) revoirs entre certaines îles de l'archipel du Lac-Saint-Pierre afin de contrôler le débit au droit des principaux chenaux passant entre les îles de Sorel. L'objectif du gouvernement étant alors de maintenir un niveau d'eau suffisant en amont jusqu'au Port de Montréal, et ce, particulièrement lors des périodes d'étiage.

Au cours des 90 années qui se sont écoulées depuis leur construction, ces structures ont subi des dommages importants de façon récurrente à différents moments. Malgré la réalisation de nombreuses études concernant ces ouvrages, les explications quant aux causes de ces dommages ne sont toujours pas claires. Selon les derniers relevés bathymétriques qui datent de 2017, 2021 et 2022, les revoirs 1, 2 et 3 présentent un niveau de dégradation inquiétant qui affecte directement leur efficacité à maintenir un niveau d'eau optimal à l'amont. Ces dommages ont une incidence sur la capacité de navigation vers le port de Montréal, plus particulièrement en période d'étiage. Considérant ces éléments, Travaux publics et Services gouvernementaux Canada (TPSGC) a mandaté le consortium Norda Stelo-Harbourside-Coldwater afin d'effectuer les activités suivantes :

- / Effectuer une revue de l'historique des revoirs, incluant les diverses études dont ils ont fait l'objet;
- / Évaluer l'état des ouvrages actuels et analyser l'évolution des dégradations au fil des années;
- / Identifier les causes de dégradation potentielles;
- / Analyser et modéliser numériquement, et de façon préliminaire, les ouvrages à leur niveau de conception et tels qu'existants afin d'évaluer leur impact en amont et en aval;
- / Modéliser préliminairement les affouillements et les limites d'érosion en fonction des débits;
- / Établir les critères de conception pour les travaux de réfection futurs;
- / Réaliser une analyse des impacts anticipés des changements climatiques sur les ouvrages;
- / Présenter et analyser les contraintes au niveau de la construction;
- / Effectuer la conception préliminaire et une estimation classe D pour l'option de réhabilitation la plus intéressante en termes de faisabilité;
- / Présenter un échéancier préliminaire de réalisation des travaux, incluant les études et investigations complémentaires.

Le présent rapport correspond à l'analyse des exigences du projet, soit l'étape SR1, et servira de point de départ pour orienter la rédaction de l'étude conceptuelle (SR2) et, ultimement, la rédaction des plans et devis pour l'éventuelle réfection des ouvrages. Il viendra également orienter l'étude environnementale du projet.

2 REVUE DE L'HISTORIQUE DES REVERSOIRS

2.1 Revue des interventions

Les cinq (5) reversoirs du Lac Saint-Pierre sont des ouvrages en enrochement sous forme de digues qui ont été érigées dans le but de contrer les effets néfastes qu'ont les périodes d'étiage extrêmes sur la navigation commerciale entre Sorel-Tracy et Montréal. Ils ont été construits entre 1929 et 1931 et ont par la suite fait l'objet de nombreux travaux de réfection s'étalant entre 1932 et 1996. Le tableau 2.1 ci-dessous présente un résumé de l'historique des reversoirs tel que décrit dans les diverses études disponibles. Une grande partie de l'information présentée dans ce résumé provient du rapport de Pasin (1979).

Note concernant le zéro des cartes :

En général, les élévations du présent rapport sont référencées selon IGLD85. Historiquement, les élévations des reversoirs ont fait référence au niveau des plus basses eaux de 1897, au niveau des plus basses eaux de 1897 ajustés, au niveau de référence IGLD55, et au niveau de la jauge du chenal maritime à Sorel. Les systèmes de référence géodésiques CGVD28 et CGVD2013 ont également été utilisés. Le tableau ci-dessous exprime les élévations de chaque système par rapport au IGLD85.

Référence	Élévation (m, IGLD85)
Niveau des plus basses eaux de 1897	3,804
Niveau des plus basses eaux de 1897 ajusté	3,804
Zéro des cartes (CHS 15930 Sorel)	3,775
CGVD2013	0,336
IGLD55	0,056
CGVD28	-0,0300
Jauge du chenal maritime à Sorel (circa 1930) (30 pieds au-dessous du niveau de plus basses eaux)	-5,340

Tableau 2.1 Résumé de l'historique des reversoires de l'archipel du Lac Saint-Pierre

Année	Intervention	Commentaire
1915	Dépôt des matériaux de dragage au droit de quatre des cinq futurs reversoires	Aucune information disponible qui confirme la localisation ou la quantité des dépôts de matériaux de dragage.
1929-1931	Construction initiale des reversoires 1 à 5 à l'élévation 14.2 pieds (4.385 m) IGLD85 (ou 0,60 m au-dessus du zéro des cartes).	
1935	Construction d'un rehaussement important (correctifs) aux reversoires. Niveaux supérieurs à la valeur de 1931.	
1936	Beaucoup d'érosion des berges à la suite de la crue printanière à cause de la plus grande retenue d'eau.	
1938-1941	Ajustements des seuils à la baisse (nivellement) pour les ramener à 14,2 pieds IGLD85 (ou 0,60 m au-dessus du zéro des cartes).	
1942-1962	Période avec une certaine stabilité	Des rapports d'inspection et de nivellement ont été tenus à jour sur une base régulière (1942-44-46-48-50-55-60-62). Ces rapports d'inspection n'ont pas pu être consultés.
1952	Fin des travaux de dragage du chenal de navigation – largeur augmentée de 100 pieds et profondeur de 5 pieds. Entre 1937 et 1952, les travaux de dragage firent passer le chenal aux dimensions suivantes : une profondeur ajustée de 10,7 m, une largeur minimale de 167 m plutôt que de 137 m et un élargissement considérable des courbes.	Travaux de dragage qui ont contribué à une augmentation de 50 % de la section d'écoulement du chenal de navigation.

Année	Intervention	Commentaire
1953-1962	Réparations occasionnelles des reversoires et travaux de protection des berges.	
1963	Évaluation du manque de remblai au niveau des cinq reversoires = 60 000 m ³	De sérieux problèmes d'érosion sont constatés particulièrement au reversoire 4.
1964	Les reversoires ne semblent plus avoir l'effet voulu sur les niveaux d'eau en amont.	
1965	Travaux majeurs de réfection des crêtes de reversoires. Ajout de 80 000 m ³ de pierre. Rehaussement supérieur à la valeur de 4,385 m IGLD (ou 0,60 m au-dessus du zéro des cartes) à cause de contraintes de construction.	Les travaux sont effectués sur les reversoires 2, 3, 4 et 5. Le reversoire 1 est exclu, car il est jugé que celui-ci a peu d'impact sur les niveaux d'eau une fois les autres reversoires restaurés. Fin des travaux août 1966. Crêtes des reversoires de 10 à 12 pieds (plus haut que le niveau de conception).
1970-1979	Fin des travaux de dragage du chenal de navigation – largeur augmentée de 250 pieds (pour passer de 550 à 800 pieds).	Augmentation de 45 % de la section d'écoulement du chenal par rapport aux travaux de dragage de 1952.
1978	Perte de pierres en crête (par rapport au niveau de conception de 1928) évaluée à 3 970 m ³ pour les 5 reversoires.	
1979	Remise en question de l'utilité des reversoires par Pasin.	
1988	Selon le rapport Dumont (1995), il manquait de 0,06 à 0,92 m en crête par rapport au niveau d'origine en 1988.	
1996	Travaux aux reversoires 4 et 5 pour fermer des brèches latérales qui permettaient à l'écoulement de contourner partiellement les structures.	
2005-2011	Relevés effectués par GCC montrant que les reversoires sont sérieusement	

Année	Intervention	Commentaire
	endommagés, les élévations en crête présentent des manques à gagner qui varient de 0,245 m (R4) à 2,095 m (R1) par rapport aux niveaux de conception.	
2017	Bathymétrie des cinq reversoires et de leurs secteurs amont et aval.	
2021	Bathymétrie des reversoires 1, 3, 4 et 5 et de leurs secteurs amont et aval. (Septembre). Selon ces relevés, les élévations en crête présentent des manques à gagner qui varient de 0,3 m à 1,618 m par rapport aux niveaux de conception.	Ces données semblent laisser entendre que les différentiels observés dans les relevés des années antérieures (2005-2011) se seraient colmatés ou qu'il y aurait eu une accumulation de matériel en crête, ce qui est peu probable. Mentionnons que nous ne connaissons pas le positionnement des lignes de coupes longitudinales utilisées dans ces relevés antérieurs. Ainsi, les écarts pourraient être attribuables à un alignement qui diffère entre les années.
2022	Bathymétrie du reversoire 2 et de ses secteurs amont et aval (avril).	

2.2 Revue des études antérieures

Au fil des années, plusieurs études ont été complétées pour mieux comprendre le comportement des revoirs et l'impact qu'ils ont sur l'écoulement et les niveaux d'eau du fleuve dans le secteur et plus en amont. Le présent chapitre se veut un résumé global des diverses études qui ont été consultées.

Le rapport d'inspection réalisé par le ministère des Transports en 1974 au revoir n° 1 a permis de déterminer que l'érosion du rivage côté sud de l'ouvrage avait progressé de 3 à 4,5 mètres. Le côté nord de l'ouvrage semble être demeuré relativement stable. En résumé, cette inspection n'a révélé aucun problème majeur d'érosion pour cet ouvrage à l'exception du secteur autour de l'épi (côté sud).

La géométrie des revoirs de Sorel est décrite en détail dans le rapport de Pasin (1979). Un résumé assez complet de l'historique des revoirs incluant tous les travaux de réfection y est également présenté.

Saucet, Holder et Boivin, dans leur étude de 1989, évoquent que les élévations de la crête des revoirs sont toutes plus basses que la hauteur de réfection de 1966. Selon eux, cet abaissement est le résultat de plusieurs facteurs incluant la déstabilisation des pierres de plus petit calibre par les vitesses de courant, et les tassements différentiels subis par les digues et les fonds argileux. Ils ne sont toutefois pas d'avis que les ouvrages sont à risque de subir une rupture complète et ne jugent pas que des travaux doivent être réalisés en urgence. Ils mentionnent que les résultats du modèle hydraulique démontrent que la réfection des revoirs à leur état original ne permettrait pas de rehausser les niveaux à Sorel en période d'étiage et, à l'inverse, que le rehaussement des niveaux d'eau serait démesuré en période de crue. Toutefois, ils évoquent également que les revoirs dans leur état « actuel » jouent un rôle non négligeable dans le maintien des niveaux d'étiage à Sorel et plus en amont, permettant de gagner jusqu'à 25 cm.

Les résultats obtenus dans le rapport de Dumont (1996) font état d'un rehaussement des niveaux d'eau entre Montréal et Sorel grandement inférieur à ce qui a été évalué dans les autres études. En effet, dans son rapport, Dumont mentionne que la réfection des revoirs permettrait de rehausser le niveau d'eau entre Montréal et Sorel de respectivement 0,9-1,6 cm et 1,6-3,5 cm. Il y est également mentionné que les revoirs favoriseraient l'évacuation des glaces en hiver et diminueraient le risque d'embâcle puisqu'ils permettent d'augmenter les vitesses dans le chenal de navigation.

SNC-Lavalin (2003) estime que la réfection des revoirs à leur niveau de conception initial entraînerait une augmentation de la proportion de débit passant par le chenal de navigation au droit de l'archipel ce qui permettrait ultimement d'augmenter le niveau d'eau entre Sorel et Montréal. Il s'agirait toutefois d'une solution temporaire étant donné que l'érosion du chenal de navigation s'en verrait accentuée par l'augmentation des débits et des vitesses de courant, ce qui entraînerait nécessairement son élargissement. Cet élargissement de la section d'écoulement entraînerait ultimement un abaissement des

niveaux d'eau en amont. Ils sont également d'avis que l'érosion de la crête des ouvrages, s'ils étaient restaurés « tel qu'existant », surviendrait inévitablement à nouveau, ce qui atténuerait également leur effet.

Dans leur rapport de 2007, Côté et Morin dressent l'historique des diverses interventions humaines sur le fleuve Saint-Laurent au cours du 20^e siècle. Parmi ces interventions sont répertoriées des opérations de dragage, la mise en place d'ouvrages de régularisation, l'implantation d'ouvrages de génie civil divers, etc. Ils notent que l'impact cumulatif de ces diverses interventions est qualitatif et partiel et que des études approfondies sont nécessaires afin de mieux répondre aux questionnements qui persistent.

Dans leur étude de 2015, Maranda et Doyon ont démontré la perte d'efficacité des revoirs sur les niveaux d'eau à Montréal depuis les derniers travaux de réhabilitation qui ont été effectués en 1965. Il est souligné que cette perte d'efficacité qui semble plus importante pourrait être attribuable au rehaussement des revoirs à un niveau supérieur au niveau de conception lors de ces travaux de réfection. Dans un second temps, l'effet d'un potentiel rehaussement des revoirs à leur niveau de conception a été évalué. Le rehaussement des revoirs 2 et 3 à leur cote initiale permettrait un rehaussement théorique du niveau de l'eau à Sorel variant entre 52 cm et 69 cm. Ces résultats sont toutefois basés sur une étude qui date de 2003 et ils recommandent donc d'effectuer une modélisation hydraulique afin de les valider.

Métivier et Doyon (2020) ont démontré que la réfection des ouvrages à leur cote de conception permet d'augmenter les niveaux d'eau du fleuve entre Sorel et Montréal ainsi que sur la rivière Richelieu entre Sorel et Saint-Ours. Cette réfection augmente également les débits dans le chenal de navigation au droit de l'archipel. Ils émettent toutefois bon nombre de recommandations afin de mieux évaluer les impacts hydrauliques du projet. Entre autres, mais sans s'y limiter, l'analyse des contraintes techniques, la réalisation d'une étude de concepts de réfection, l'étude des effets des tassements géotechniques sur les ouvrages, etc.

En résumé, les études antérieures appuient généralement la conclusion selon laquelle l'augmentation des élévations des revoirs entraînerait une augmentation des niveaux d'eau en amont de Montréal. La plus détaillée de ces études étant Métivier & Doyon (2020) qui a utilisé un modèle hydrodynamique bidimensionnel détaillé (Telemac). La suggestion de SNC-Lavalin (2003) selon laquelle l'augmentation des élévations de crête des revoirs entraînerait un élargissement proportionnel du chenal de navigation en raison de l'affouillement est intéressante, mais leur rapport ne présente pas de calculs appuyant cette conclusion concernant l'érosion du chenal de navigation. Il semble plus probable qu'une majeure partie de l'élargissement du chenal de navigation est attribuable au dragage et à l'érosion des berges par le batillage des navires (en relation avec la dimension et la vitesse de ceux-ci).

3 ÉTAT ACTUEL DES CINQ (5) REVERSOIRS, GÉOMÉTRIE ET MODIFICATIONS AU FIL DES ANNÉES

Voici une carte qui localise les cinq (5) reversoirs :



Figure 3.1 Carte localisant les cinq (5) reversoirs

Une mise en plan des reversoirs en fonction des plus récentes bathymétries réalisées en 2021 et 2022 est présentée en annexe **A**.

La largeur de crête des reversoirs et les pertes de matériaux par rapport au niveau de conception de 1928 sont variables, et ce, sur la longueur des reversoirs. Selon les données présentées dans le rapport de Métivier et Doyon présente les écarts observés et l'élévation de la crête des ouvrages sur la base des données de 2017 comme suit :

Tableau 3.1 Caractéristiques des revoirs selon les relevés de 2017¹

Reversoir	Longueur (m)	Localisation	Élévation minimale de la crête (m, IGLD85)	Écart maximal avec la cote de conception (m)	Élévation moyenne de la crête (m, IGLD85)	Écart moyen avec la cote de conception (m)
1	346	entre l'île du Moine et l'île des Barques	2,15	2,23	3,56	0,83
2	980	entre l'île Ronde et l'île de Grace	2,14	2,24	3,58	0,81
3	364	entre l'île Ronde et l'île Saint-Ignace	1,6	2,79	3,49	0,9
4	192	entre l'île Saint-Ignace et l'île aux Cochons	3,11	1,27	3,93	0,45
5	212	entre l'île du Mitan et l'île aux Cochons	3,15	1,24	3,94	0,44

¹ Données tirées de Métivier et Doyon (2019). Information basée sur les relevés réalisés en 2017.

Voici un survol de certaines observations notées pour chacun des revoirs :

Reversoir 1

Selon ce qu'il est possible de constater sur la vue en profil tirée du relevé bathymétrique effectué en 2021, à son niveau le plus bas, la crête est 1,54 m inférieure au niveau de conception initiale alors que Métivier et Doyon (2019) indiquent une valeur de 2,23 m. Le profil présenté à la figure 3.2, indique peu de différence entre les profils de 2017 et 2021, selon l'axe utilisé. Mentionnons que les différences entre les élévations présentées dans le tableau 3.1 et celles décrites dans cette section et les subséquentes sont possiblement attribuables à l'emplacement où la crête a été positionnée sur le relevé. En effet, ne connaissant pas l'emplacement géographique exacte des coupes longitudinales du relevé de 2017, la ligne d'axe a été positionnée en se basant sur ce qui semblait être, à l'œil, le centre ligne de l'ouvrage. Par ailleurs, une photo prise sur le site en 2016 permet de constater l'élévation variable de la crête. En effet, il est possible de remarquer que l'ouvrage est submergé par endroits tandis que certaines sections sont exondées (voir photo 3.1).



Photo 3.1 Reversoir 1 – Photo datant du 13 septembre 2016 (secteur sud)

Sur la vue en plan de ce même relevé, il est possible de constater la présence d'une zone d'érosion relativement importante du côté sud de l'ouvrage (île du Moine). Le calibre de la pierre qui compose le reversoir dans son état actuel semble relativement varié. En comparant les coupes transversales de l'ouvrage, il est possible de remarquer que les pentes amont et aval sont plus douces que ce qui était prévu dans la conception initiale. Les pierres qui se trouvaient initialement en crête ont possiblement déboulé sur les flancs de l'ouvrage ce qui explique l'adoucissement des pentes observé.

Une visite du site en juillet 2022, combinée aux interprétations des données disponibles (bathymétrie, topographie, photographie, etc.) a permis une interprétation des conditions actuelles à chacun des sites d'évacuateurs. Les fiches suivantes présentent des vues annotées des configurations de sites.

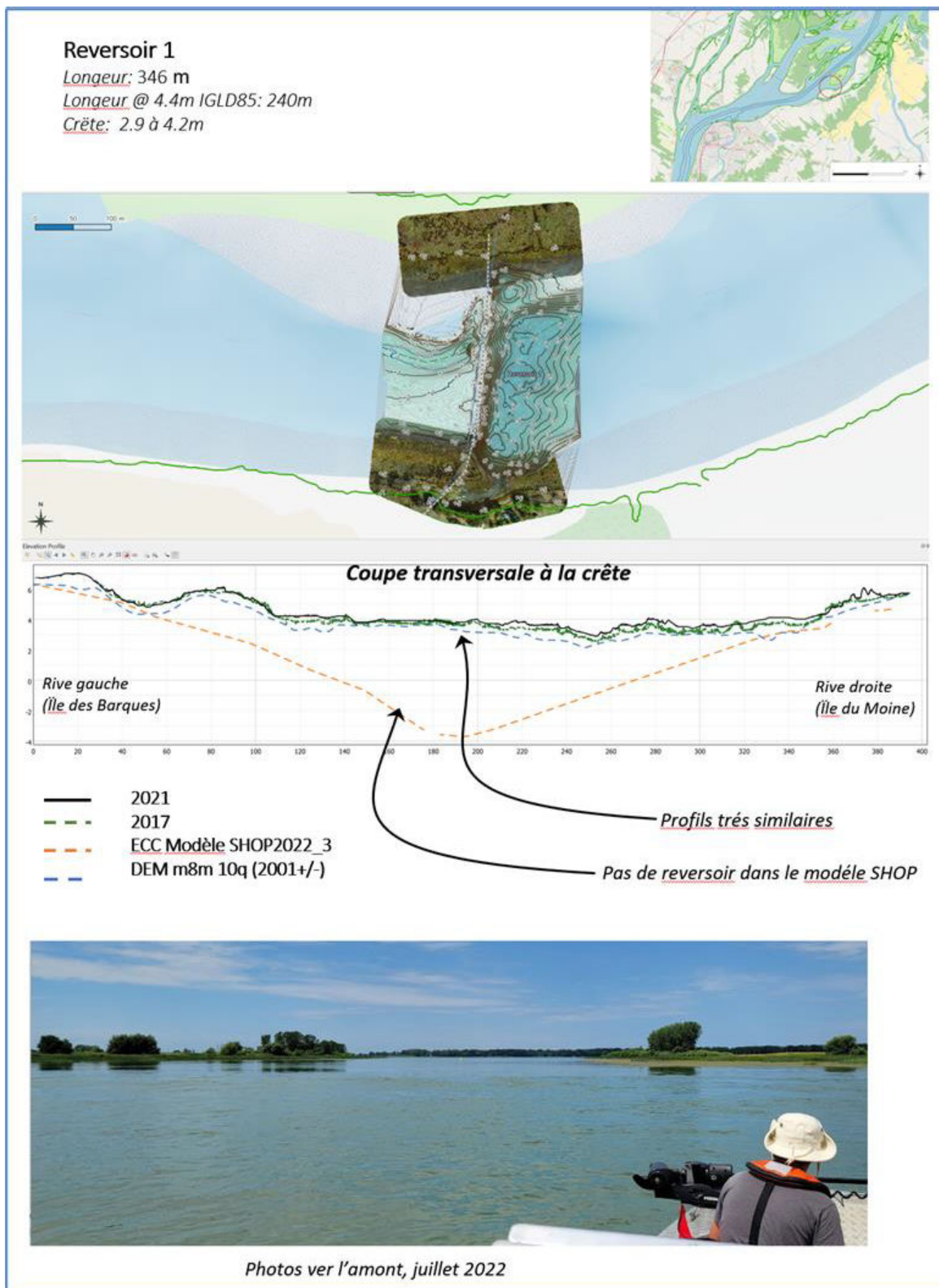


Figure 3.2 Présentation des données récentes sur le reversoir 1 et son profil longitudinal

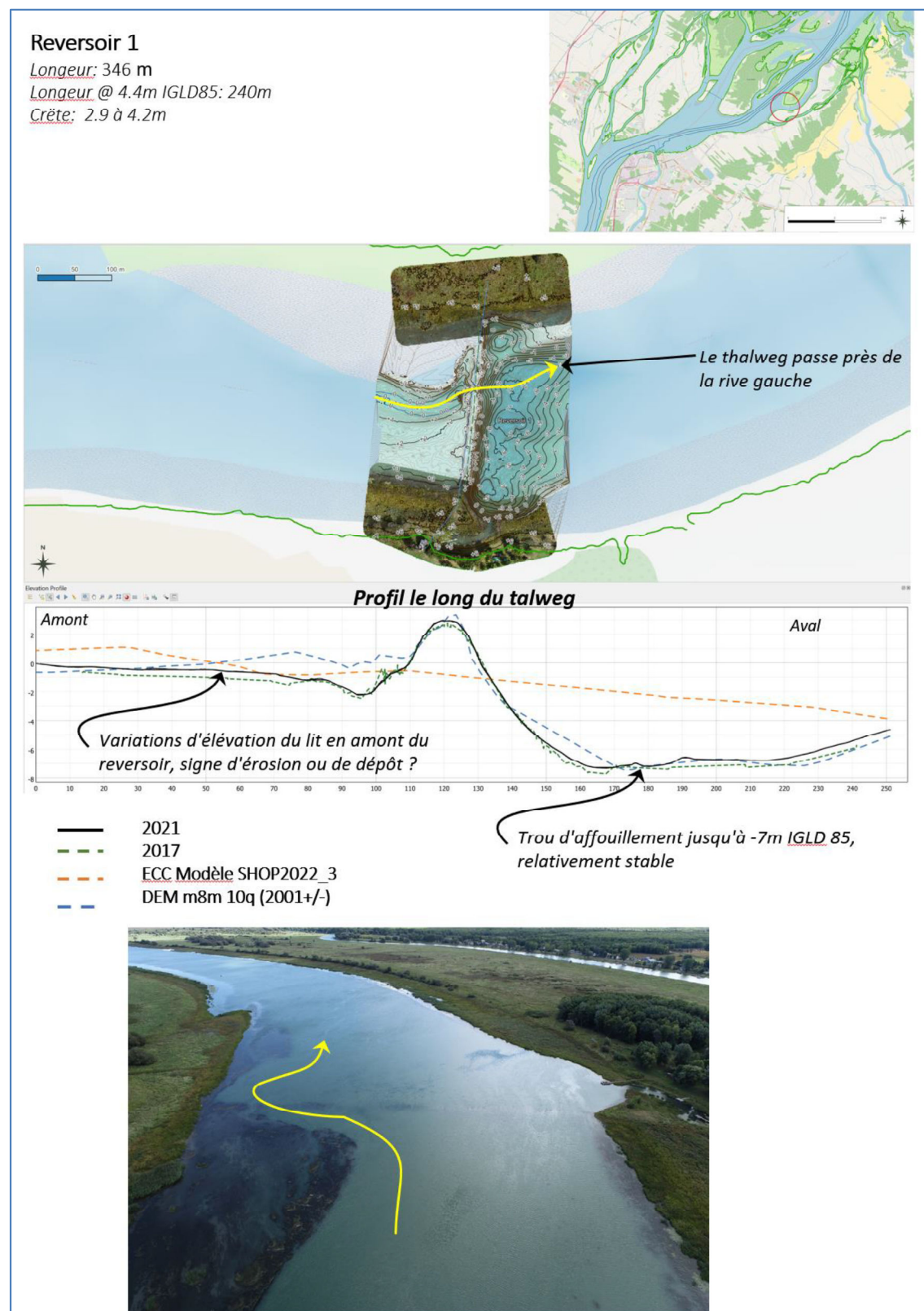


Figure 3.3 Présentation des données récentes sur le reversoir 1 et profil du talweg

Reversoir 2

Selon ce qu'il est possible de constater sur le relevé bathymétrique effectué en 2017, l'élévation de la crête à son niveau le plus bas se situe au niveau 2,14 m, soit 2,24 m plus bas que le niveau de conception. Les photos prises sur le site en 2020 permettent de constater l'élévation variable de la crête. En effet, il est possible de remarquer que l'ouvrage est submergé par endroits tandis que certaines sections sont exondées (voir photo 3.2). Sur la vue en plan de ce même relevé, il est possible de constater l'érosion des rives en aval de l'ouvrage. Les pentes amont et aval du reversoir 2 sont également plus douces que les pentes spécifiées dans les plans de construction initiale.



Photo 3.2 Reversoir 2 – Photos partielles du reversoir datant du 14 septembre 2020

Une visite du site en juillet 2022, combinée aux interprétations des données disponibles (bathymétrie, topographie, photographie, etc.) a permis une interprétation des conditions actuelles à chacun des sites d'évacuateurs. Les fiches suivantes présentent des vues annotées des configurations de sites.

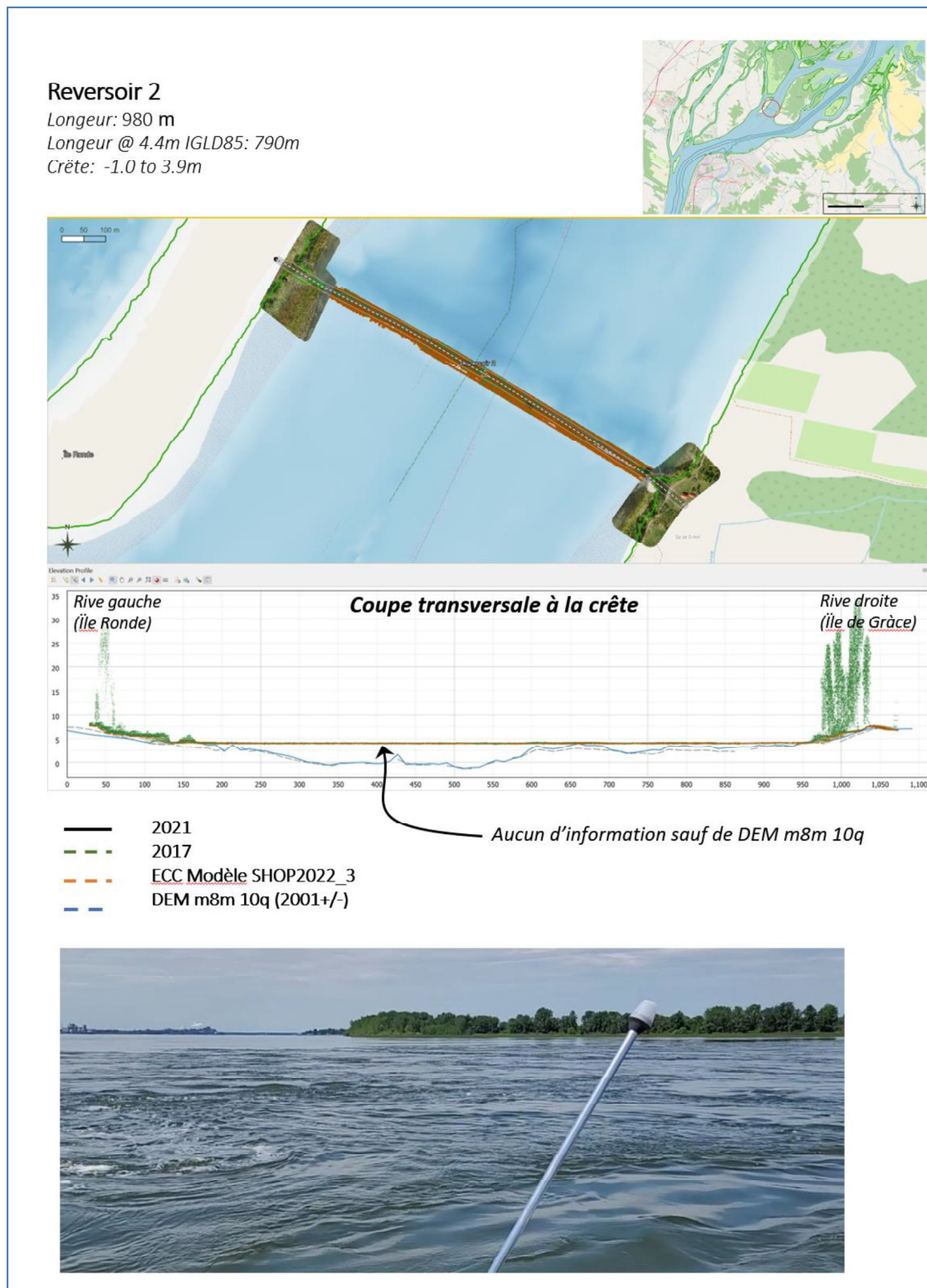


Figure 3.4 Présentation des données récentes sur le reversoir 2 et son profil longitudinal

Reversoir 2

Longeur: 980 m

Longeur @ 4.4m IGLD85: 790m

Crête: -1.0 to 3.9m

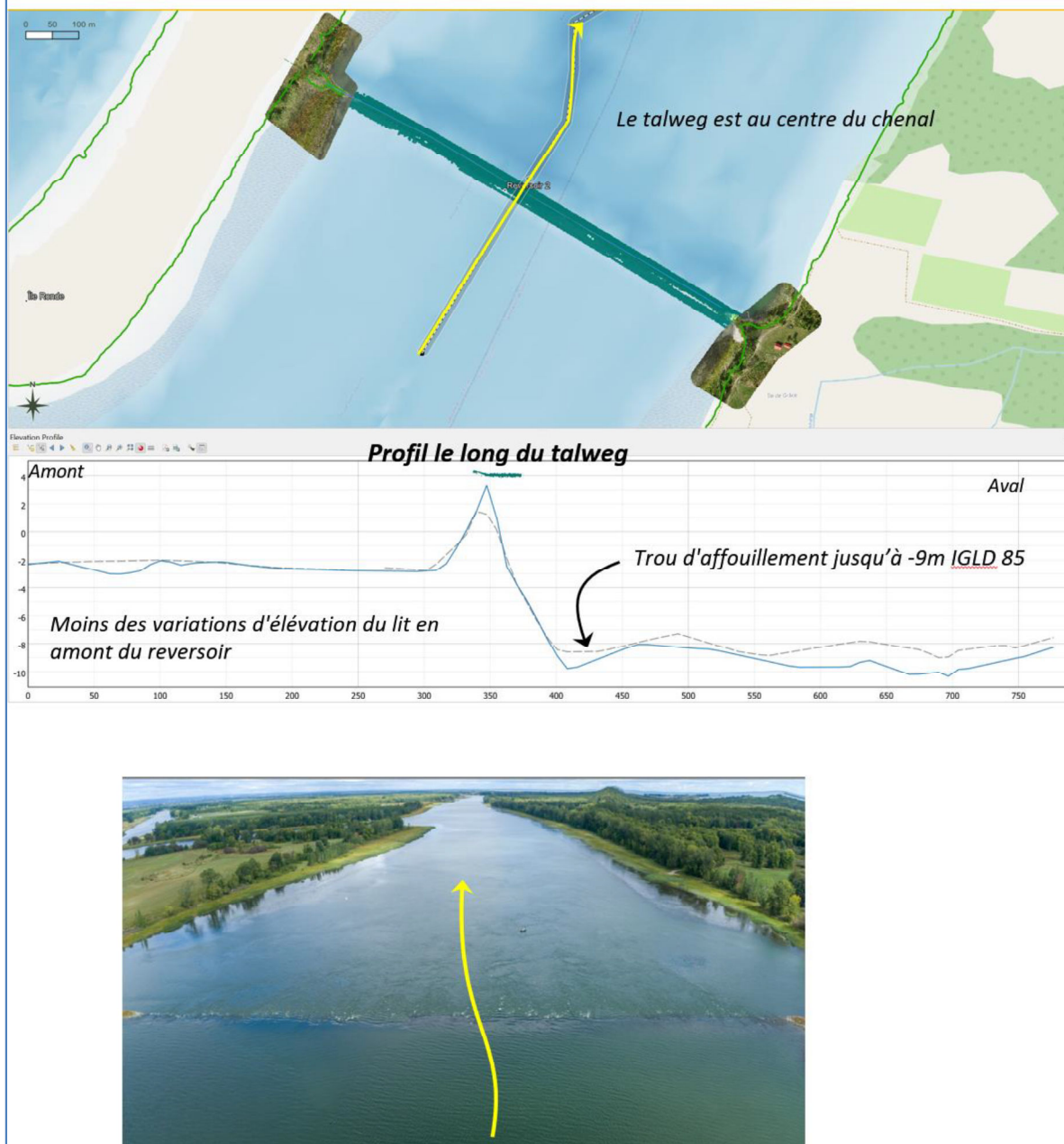


Figure 3.5 Présentation des données récentes sur le reversoir 2 et profil du talweg

Reversoir 3

Selon ce qu'il est possible de constater à partir de la vue en profil tirée du relevé bathymétrique effectué en 2021, à son niveau le plus bas, la crête est 1,618 m inférieure au niveau de conception initiale. Une photo prise sur le site en 2020 permet de constater que l'élévation de la crête semble effectivement inférieure au niveau d'eau de 4,375 m (IGLD85) prévu pour cette journée. En effet, il est possible de remarquer que l'ouvrage est submergé en totalité (voir photo 3.3). La vue en plan du secteur issue du même relevé bathymétrique permet de déceler une zone d'érosion en aval de l'ouvrage sur la rive de l'île St-Ignace.



Photo 3.3 Reversoir 3 – Photo datant du 14 septembre 2020

Une visite du site en juillet 2022, combinée aux interprétations des données disponibles (bathymétrie, topographie, photographie, etc.) a permis une interprétation des conditions actuelles à chacun des sites d'évacuateurs. Les fiches suivantes présentent des vues annotées des configurations de sites.

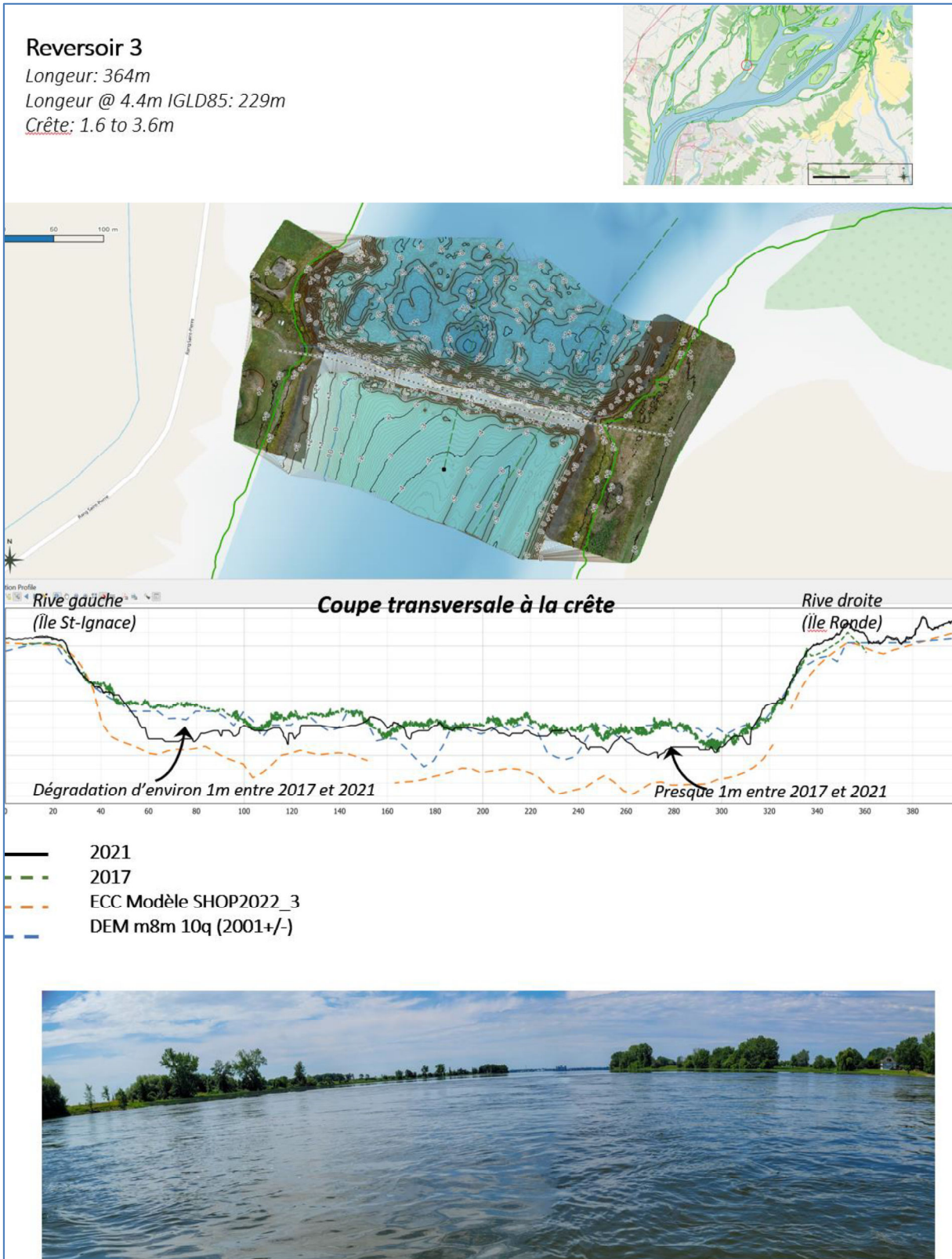


Figure 3.6 Présentation des données récentes sur le reversoir 3 et son profil longitudinal

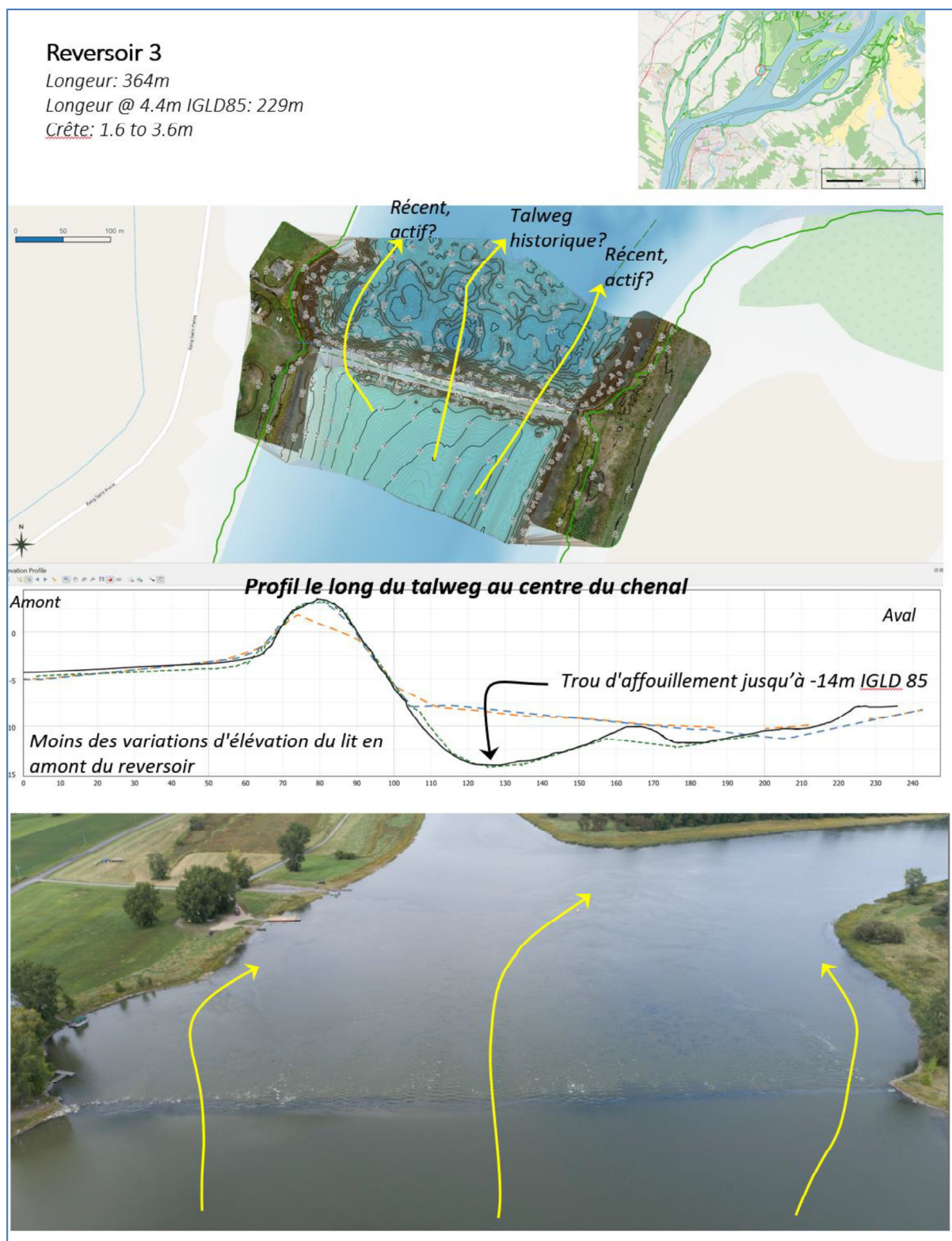


Figure 3.7 Présentation des données récentes sur le reversoir 3 et profil du talweg

Reversoir 4

Le reversoir 4 est le seul ouvrage qui possède actuellement une brèche au centre qui permet la circulation des embarcations de plaisance. En comparant les photos prises sur le site en 2020, il est possible de constater que la crête de l'ouvrage a un niveau plus élevé que les 3 premiers reversoirs et qu'elle semble également présenter une largeur supérieure en crête ce qui concorde avec les données présentées dans les différentes études disponibles.



Photo 3.4 Reversoir 4 – Photo datant du 14 septembre 2020



Photo 3.5 Reversoir 4 – Photo datant du 14 septembre 2020

Les photos permettent également de constater que la pierre qui constitue le reversoir est visiblement de calibre inférieur au calibre de 3 tonnes qui devait constituer la couche supérieure de l'ouvrage (conception initiale).



Photo 3.6 Reversoir 4 – Photo datant du 14 septembre 2020

L'extrémité ouest du réservoir 4 a subi des dommages à plusieurs reprises depuis la construction initiale. Ces dommages ont entraîné la création de petites baies qui sont visibles de part et d'autre de l'ouvrage tel qu'il est possible de le constater sur la figure 3.9. La brèche entre ces deux baies a été réparée/colmatée en utilisant de grosses pierres de calibre 1 à 3 tonnes placées en couches – ce qui diffère grandement des pierres de calibre plus éparpillé qui ont été déversées pour construire les réservoirs. Les rives des baies sont également protégées par un enrochement.

Une visite du site en juillet 2022, combinée aux interprétations des données disponibles (bathymétrie, topographie, photographie, etc.) a permis une interprétation des conditions actuelles à chacun des sites d'évacuateurs. Les fiches suivantes présentent des vues annotées des configurations de sites.

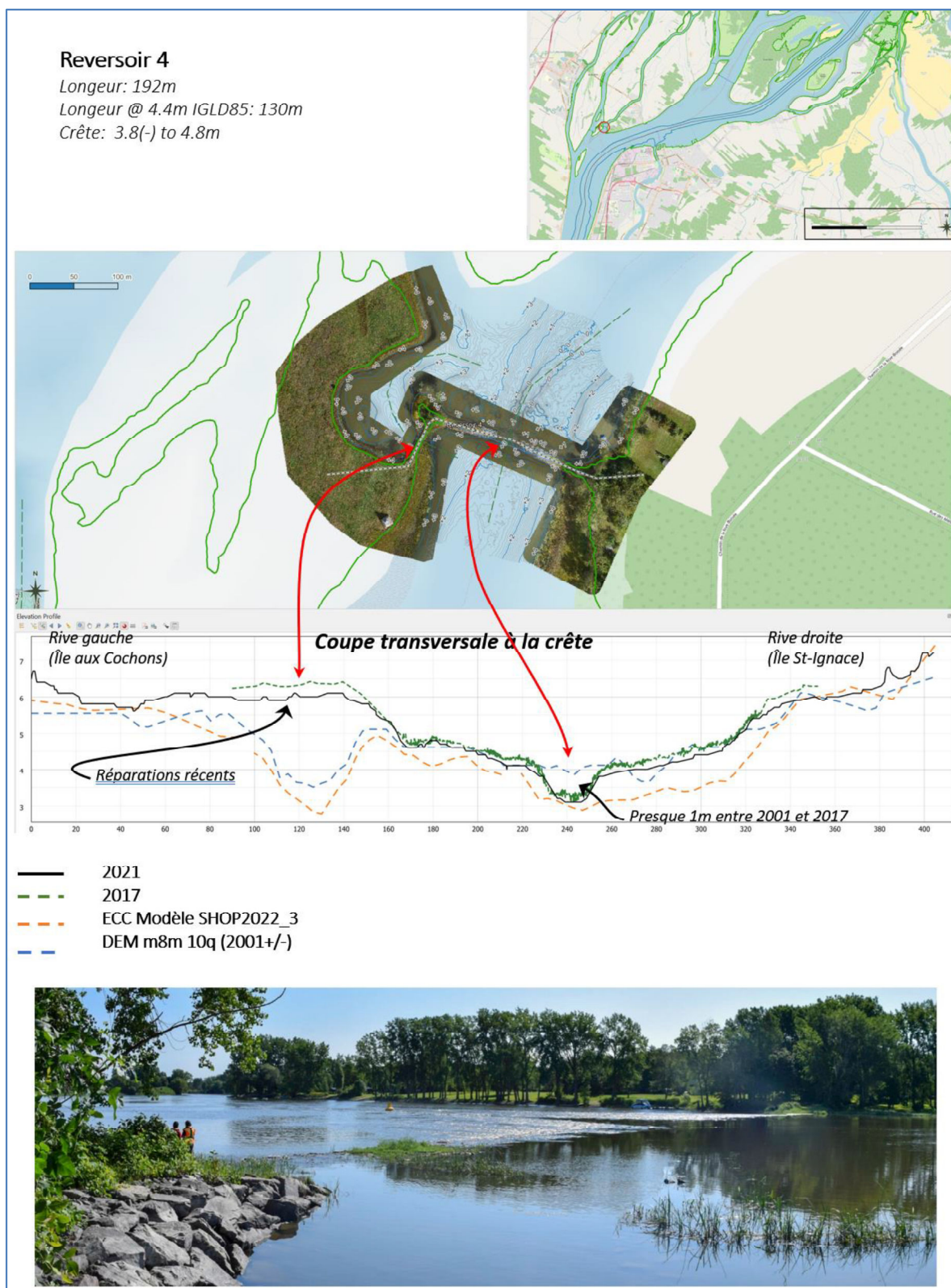


Figure 3.8 Présentation des données récentes sur le reversoir 4 et son profil longitudinal

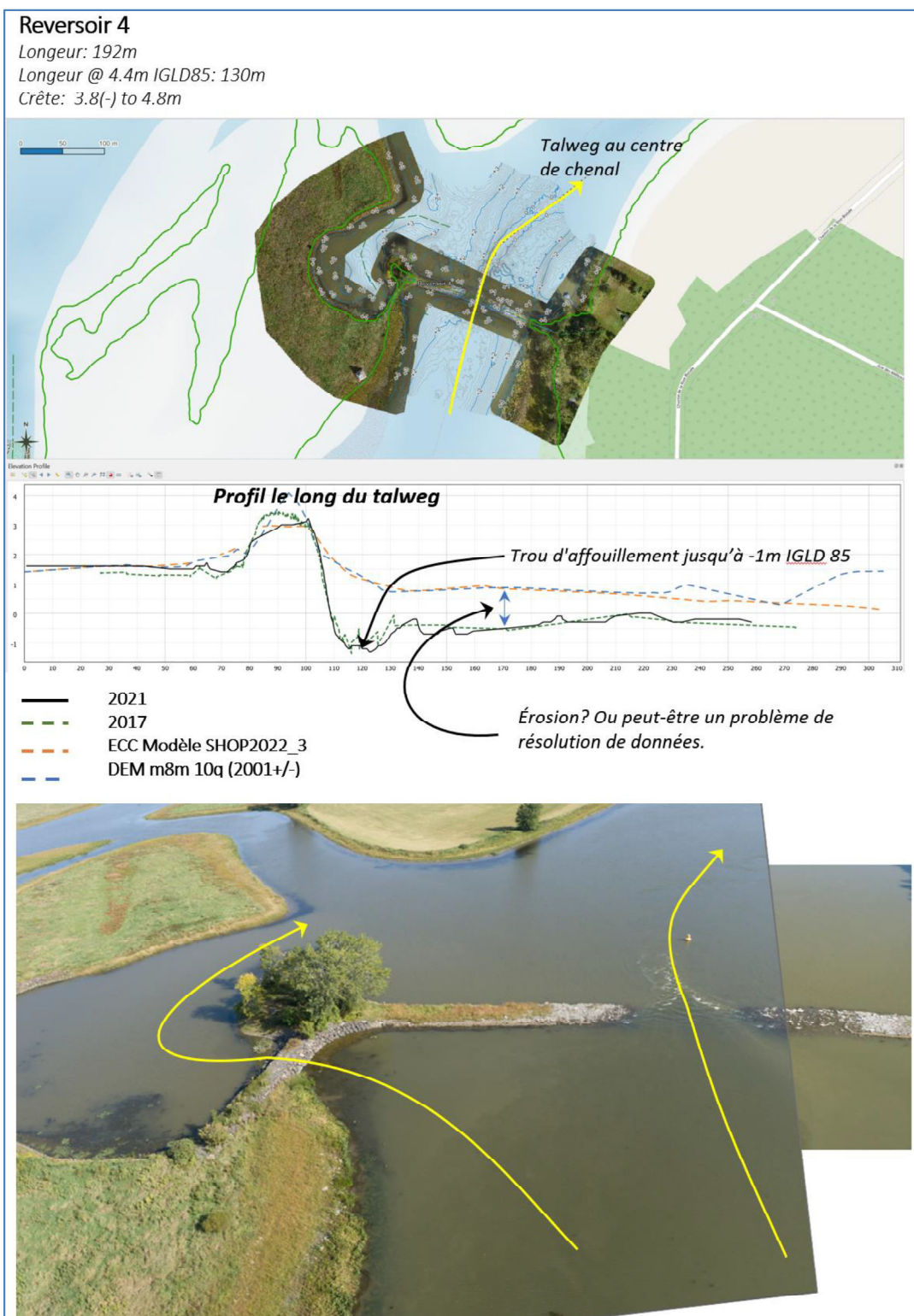


Figure 3.9 Présentation des données récentes sur le reversoir 4 et profil du talweg

Reversoir 5

Selon les coupes issues du relevé bathymétrique de 2020, l'élévation de la crête du reversoir 5 présente un niveau variant entre 4,0 et 3,0 mètres. Le calibre de la pierre composant le reversoir semble approximativement équivalent à ce qui est observé sur les autres ouvrages. Les pentes de l'ouvrage sont également plus douces que celles qui étaient prévues initialement.



Photo 3.7 **Reversoir 5 – Photo datant du 14 septembre 2020**



Photo 3.8 **Reversoir 5 – Photo datant du 14 septembre 2020**



Photo 3.9 Reversoir 5 – Photo datant du 14 septembre 2020

Finalement, à l'instar de ce qui est observable du côté du reversoir 4, il y a des enjeux importants au niveau de l'érosion des berges sur l'île aux Cochons. Des ouvrages de protection (enrochement) ont d'ailleurs été érigés afin de stopper la progression de cette érosion (voir photo **3.10**).



Photo 3.10 Reversoir 5 – Photo datant du 14 septembre 2020

Une visite du site en juillet 2022, combinée aux interprétations des données disponibles (bathymétrie, topographie, photographie, etc.) a permis une interprétation des conditions actuelles à chacun des sites d'évacuateurs. Les fiches suivantes présentent des vues annotées des configurations de sites.

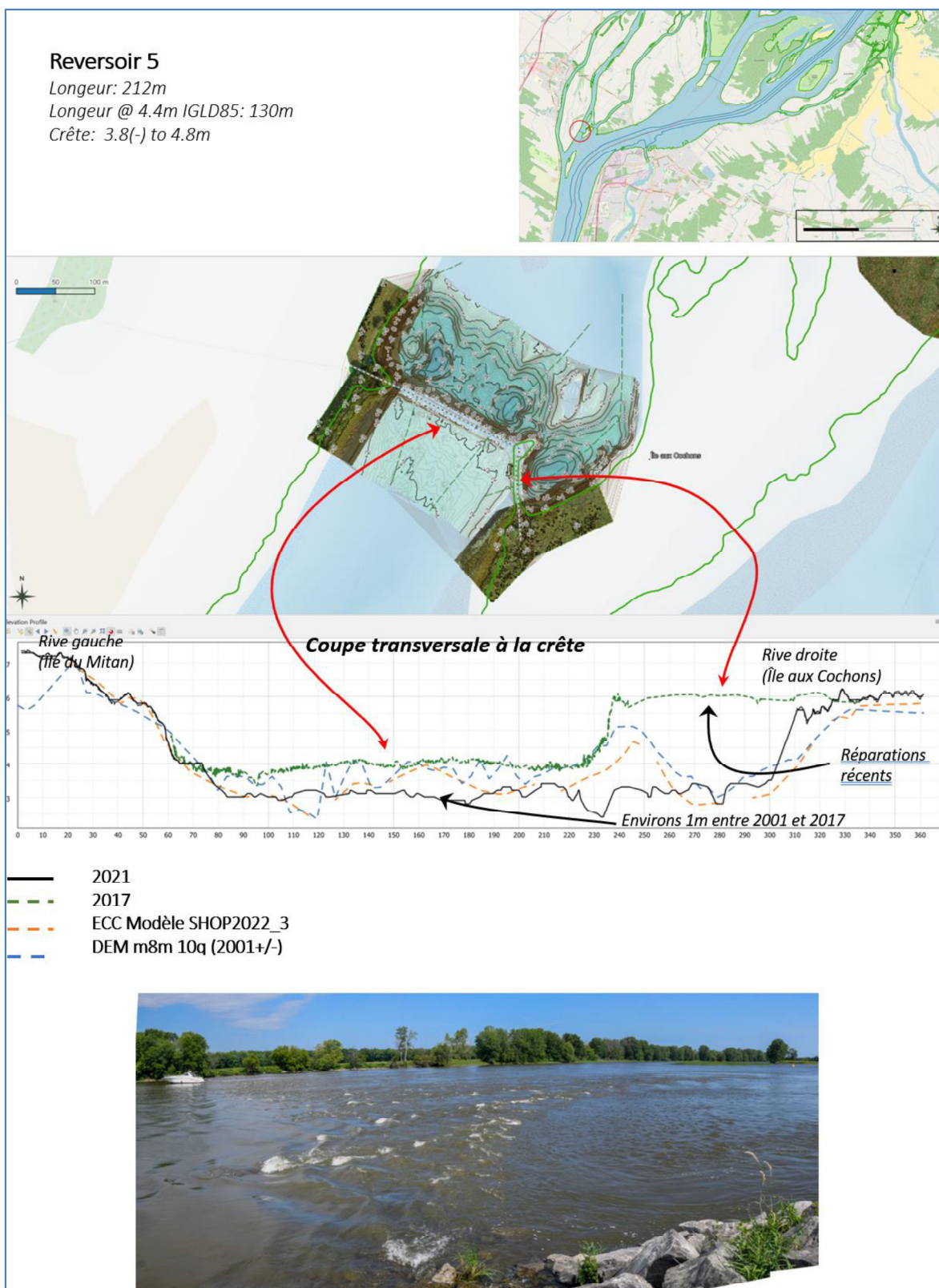


Figure 3.10 Présentation des données récentes sur le reversoir 5 et son profil longitudinal

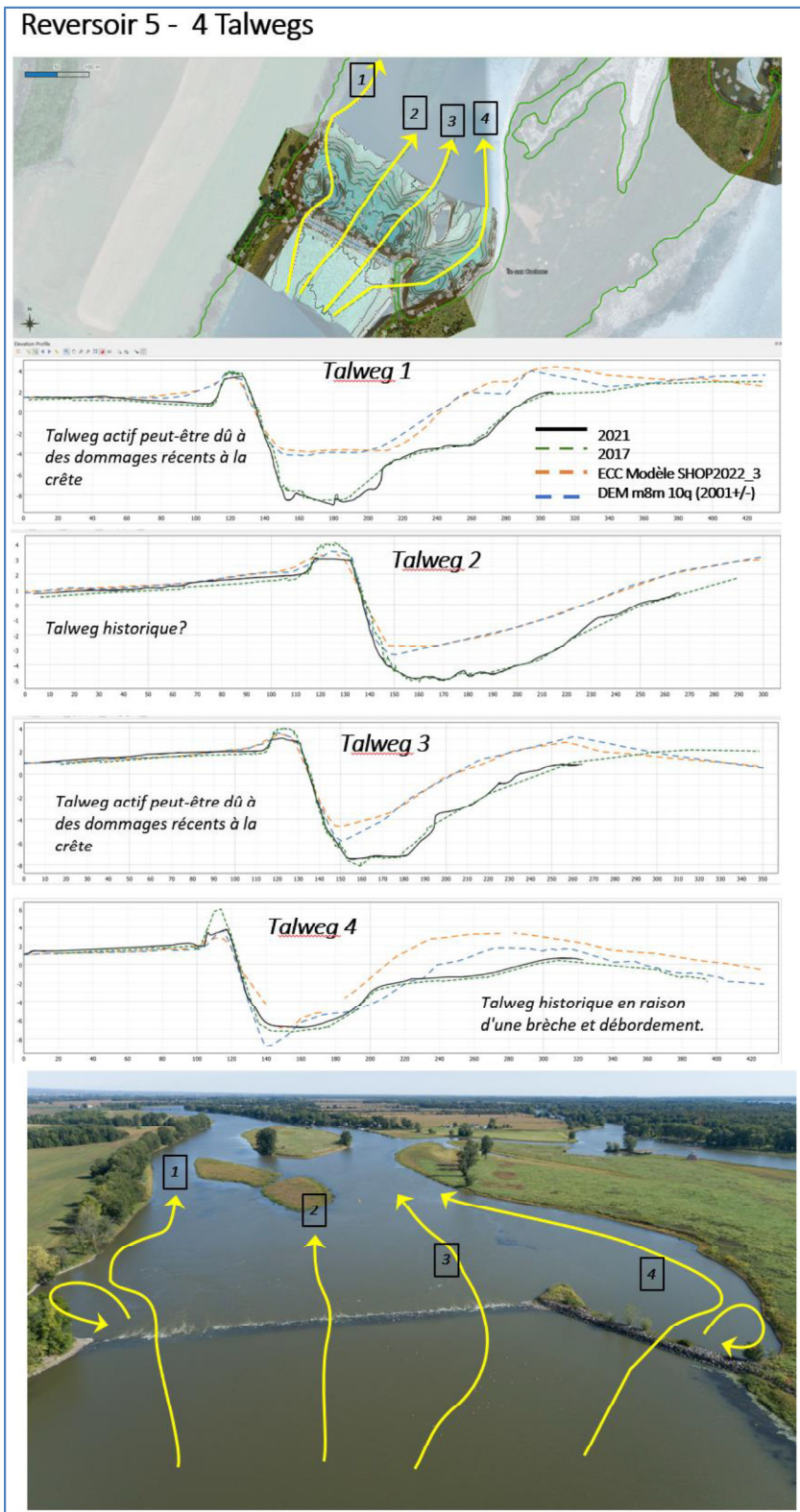


Figure 3.11 Présentation des données récentes sur le reversoir 5 et profil des talweg

Finalement, il est important de mentionner les enjeux importants au niveau de l'érosion sur l'île aux Cochons. Des ouvrages de protection des berges (enrochement) ont d'ailleurs été érigés afin de stopper la progression de cette érosion.

L'île aux Cochons est une île basse située entre Reversoir 4 et Reversoir 5. Les deux flancs du Reversoir 5 ont été endommagés à plusieurs reprises depuis sa construction. Il en résulte des baies de chaque côté comme le montre la figure 3.11 (carte).

Les fermetures de ces deux brèches sont bouchées avec de grosses roches d'environ 1 à 3 tonnes placées en couches ce qui est une configuration assez différente de la pierre largement graduée et placée au hasard (enrochement) qui a été utilisée pour les reversoirs eux-mêmes. Les rives des baies érodées sont bordées d'enrochements de grosses pierres.

4 IDENTIFICATION DES CAUSES PROBABLES DE DÉTÉRIORATION

Au cours des différentes rencontres de coordination internes du présent mandat, plusieurs causes probables de détérioration ont été soulevées par les divers intervenants. Parmi celles-ci, certaines ont été retenues comme étant les plus vraisemblables considérant les données historiques recueillies, les observations faites sur le site ainsi que les modélisations sommaires réalisées.

Une visite aux Archives nationales a d'ailleurs permis de cibler plusieurs éléments intéressants concernant la conception initiale et les réparations subséquentes :

- / Le concept initial (1929) prévoyait l'utilisation de pierres de 3 tonnes pour la portion supérieure des reversoirs jusqu'à élévation -5 pieds (2.29 IGLD85) et l'utilisation de pierres d'au moins 150 lb pour le reste de l'ouvrage;
- / Plusieurs notes dans les archives stipulent que les spécifications des plans et devis, notamment concernant l'utilisation de pierres de 3 tonnes en guise de carapace pour la portion des ouvrages, n'ont pas été respectées lors de la construction initiale et il n'est pas fait mention que les déficiences observées ont été corrigées lors des travaux;
- / Il semble que les réparations qui ont été effectuées dans les années 1960 et 1970 n'ont été faites qu'en utilisant un enrochement d'un calibre de 150 lb;
- / Plusieurs notes dans les archives font état des préoccupations des riverains concernant l'érosion à proximité des ouvrages qui s'est grandement accentuée à la suite de la construction initiale.

Mentionnons que les vitesses observées ne permettent pas d'expliquer que des pierres de 3 tonnes aient pu être déplacées, il est donc pertinent de se questionner sur la nature du processus qui permet une telle déstabilisation des ouvrages. Bien que les documents d'archives fassent mention du non-respect des spécifications des plans et devis, tout porte à croire que la mise en place de pierres de 3 tonnes a tout de même été effectuée à certains endroits.

L'effet des glaces dans le secteur semble jouer un rôle important dans la problématique observée sur le site, soit l'endommagement et la déstabilisation des ouvrages. Selon les informations disponibles, l'épaisseur de la glace dans le secteur peut atteindre jusqu'à 1 m et le niveau d'eau se situe, quant à lui, à moins de 1 m de la crête des reversoirs. Cette situation engendre un obstacle à la libre circulation des eaux au droit des reversoirs et l'écoulement tend ainsi à se concentrer sur une section plus réduite de l'ouvrage ce qui a pour effet d'augmenter les vitesses localement et ultimement, d'entraîner des dommages. Ces dommages créent des ouvertures dans les reversoirs et l'érosion y est accentuée.

Il est plausible que les fosses d'affouillement qui sont observées en aval des revoirs actuellement auraient pu être créées à la suite de l'endommagement important de 1963 puisqu'une fois que le revoir est inégal en crête, il y aura des moments où le débit ne traversera que les points bas (zones érodées), entraînant ainsi une augmentation des vitesses et des dommages dans ces zones (tel qu'illustrés aux figures de la section précédente qui localisent des talweg probables).

La détermination des causes probables de la détérioration des revoirs est basée sur un examen des rapports de projet antérieurs, des archives, une analyse documentaire des conditions d'écoulement, un examen des directives d'ingénierie et règles de bonnes pratiques pour les digues, les revoirs et autres structures de fermeture, et une modélisation hydrodynamique préliminaire.

Comme cette section le détaillera, de nombreux facteurs semblent avoir contribué aux détériorations passées des structures. Plutôt qu'un seul élément clé qui a déclenché la dégradation structurale des ouvrages, le processus semble être mieux caractérisé comme un effet en cascade.

De façon générale :

- / La conception initiale prévoyait des pentes trop raides (en particulier du côté aval) par rapport aux règles de bonnes pratiques et directives de conception modernes;
- / La fondation des structures a probablement été compromise par le dépôt de matériel issu des opérations de dragage dans les chenaux réalisés dans les années 1920, entraînant des conditions de fondation irrégulières, molles et/ou lâches et sous-consolidées;
- / Alors que les spécifications d'origine prévoyaient de la pierre carapace d'un calibre de 3 tonnes au-dessus de l'élévation de l'élévation -5 pieds (2.29 IGLD85), cette spécification n'a pas été rigoureusement suivie pendant la construction et toutes les réparations ne semblent pas avoir été effectuées avec un calibre de pierre supérieure à un « minimum de 150 livres » pour les 4 pieds extérieurs de la structure;
- / Avec une hauteur de crête uniforme, les directives de conception modernes suggéreraient qu'un diamètre moyen de pierre de 0,3 m (D_{50}) devrait être suffisant en termes de stabilité - cela correspond à peu près à la spécification d'enrochement de 150 livres sur une épaisseur de 4 pieds sur toute la hauteur de l'ouvrage dans la conception initiale;
- / La stabilité contre le déplacement induit par la glace, en particulier lors de la débâcle printanière, nécessite des tailles de pierre d'au moins une (1) tonne ou plus - mais cela dépend fortement de la géométrie de la pente et du niveau d'imbrication de la roche;
- / Plusieurs facteurs peuvent créer des vitesses d'écoulement plus élevées que celles que connaîtrait une structure avec une élévation de crête uniforme :

- Pendant l'hiver, la formation de glace conduit à d'étroites étendues d'eau libre avec des accélérations locales de l'écoulement. Mentionnons que ces zones d'eau libre se situent soit en amont, soit en aval dépendamment de l'ouvrage, ce qui s'explique par les différences au niveau des conditions d'écoulement pour chacun des revoirs;
 - Les points bas locaux dans la crête attireront des débits plus importants et des vitesses plus élevées - les points bas initiaux pourraient être dus à des matériaux sous-dimensionnés et/ou à un tassement local;
 - Alors que la construction d'origine a été réalisée entièrement à l'aide d'équipements marins (barges et mâts de charge), les réparations ultérieures ont utilisé des équipements terrestres. Cela a généralement impliqué l'utilisation d'une élévation de crête accrue pour maintenir les hommes et l'équipement hors de l'eau pendant la construction (travaux à sec) et entraînerait une augmentation des débits locaux adjacents à la crête surélevée à l'approche de la fermeture de l'ouvrage. La géométrie des sites, avec un accès terrestre généralement disponible d'un seul côté du reversoir, conduirait à une fermeture se produisant près du rivage, ce qui pourrait éventuellement augmenter localement l'affouillement et l'érosion.
- / Les conceptions initiales comprenaient des culées de pieux de bois remplis de roches à chaque rive. L'érosion des berges immédiatement en aval de chaque culée était un problème commun à toutes les structures. Ce problème était particulièrement important au reversoir 3;
- / L'affouillement en aval des ouvrages s'est manifesté de deux (2) manières :
- L'affouillement latéral au niveau des rives de la culée semble être engendré par un débordement local, des circulations de type gyre et des écoulements latéraux (contournant);
 - L'affouillement en aval dans les chenaux principaux semble être entraîné par des courants de débordement et, à mesure que les dommages à la crête progressent, par des écoulements concentrés à travers des brèches qui se sont créées dans les structures.
- / L'analyse préliminaire menée ici suggère que la stabilité est fortement influencée par les concentrations locales d'écoulement en raison d'irrégularités dans la géométrie de la structure. Idéalement, une fondation uniforme et un contrôle qualité rigoureux sur tous les matériaux de remblai assureraient une géométrie de structure qui reste uniforme. Étant donné que toutes les réparations devront être construites sur une géométrie irrégulière existante, il est impératif que tout schéma de réparation soit conçu pour minimiser le potentiel d'écarts géométriques et qu'il soit suffisamment robuste et flexible pour que les irrégularités qui existent ou qui pourraient potentiellement se développer n'entraînent pas une perte importante d'intégrité structurale.

Afin d'analyser ces facteurs en détail, nous examinerons d'abord les conditions qui prévalaient au moment de la construction initiale en 1929-31.

4.1 Conception et construction originales

4.1.1 Base de conception préliminaire (rapport Haskell de 1915) :

En 1913, le gouvernement fédéral a commandé l'enquête sur les niveaux d'eau du fleuve Saint-Laurent, dont le comité d'étude était dirigé par Eugene Haskell (doyen du génie à l'Université Cornell), W.J. Stewart (hydrographe au Département du service naval) et F.W. Cowie (Ingénieur en chef de la Commission du Havre de Montréal). Bien que le rapport Haskell original de 1915 n'ait pas pu être consulté, il est fait mention dans la Gazette du Canada de 1917 d'une version préliminaire du rapport de mars 1915 intitulé « *Compensating Works in the St. Lawrence River between Montreal and Three Rivers* ».

Des documents d'archives ont révélé des commentaires indiquant que la conception originale des revoirs décrite dans le rapport Haskell était composée de pierres plus petites que celles spécifiées dans le contrat de construction de 1929-1932 - l'ingénieur Cote aurait apparemment insisté pour que des pierres plus grosses soient utilisées. Le rapport Haskell recommandait également que des barrages supplémentaires à l'extrémité aval du lac St-Pierre et à Repentigny soient construits, avec pour effet prévu d'augmenter les niveaux d'eau au port de Montréal de 600 mm. Les barrages de Sorel auraient fait monter les niveaux d'eau à Montréal de 5" (130 mm) selon le procès-verbal d'une réunion du Conseil privé du 2 août 1933. Dans ce procès-verbal, le ministre de la Marine a relaté les commentaires de la firme d'experts-conseils Sir Alexander Gibb (Paragraphes 188 à 194 de l'enquête de Gibb sur les ports nationaux du Canada) : « Il est évident que des travaux beaucoup plus importants seront nécessaires pour assurer une amélioration sensible des niveaux d'eau... ».

4.1.2 Conditions de fondation

Avant la construction des revoirs, les matériaux de dragage provenant des projets d'approfondissement et d'élargissement du chenal de navigation ont été déversés sur le lit de la rivière aux sites de construction des revoirs dans le but de réduire les quantités (et les coûts) de construction des revoirs (Côté et Morin, 2007). Il est possible que ces matériaux de dragage aient contribué à des conditions de fondation molles/lâches et inégales, entraînant à leur tour des tassements différentiels sur toute la longueur des ouvrages.

4.1.3 Conception des structures

Les revoirs ont été construits à l'aide de pierres de carrière meuble avec un contrôle qualité médiocre en ce qui a trait au calibre des pierres. Les structures ont été construites avec des équipements marins (mât de charge et chalands montés sur barge). Plusieurs documents attestent qu'il y avait de grandes

variations dans le calibre de pierres, ce qui a visiblement contribué à créer des points de faiblesse qui se sont érodés sous l'action de la glace et des courants. Les pentes relativement raides de la structure (1,5H:1V en aval et 1H:1V en amont) et la largeur de crête de conception étroite de 3,7 m (12 pi) peuvent également avoir été un facteur d'augmentation de l'instabilité géotechnique des structures ainsi que de réduction de la stabilité hydrodynamique de l'enrochement. Les archives indiquent que l'élévation de crête devant être construite à l'origine à l'élévation +4,38 m (2 pieds au-dessus du niveau de référence des basses eaux de 1897) était intentionnellement mis en place à 2 pieds au-dessus de l'élévation de crête de conception souhaitée. Il se peut que la crête ait été surélevée afin de tenir compte du tassement prévu des ouvrages. Le rapport Haskell recommandait apparemment une élévation de la crête égale au niveau de référence des basses eaux de 1897. Les documents contractuels pour la construction d'origine stipulaient qu'en cas de tassement, l'entrepreneur était responsable du maintien de l'élévation de la crête de +2 pieds pour une période d'un an après l'achèvement des travaux. Toutes les discussions ultérieures sur l'élévation de la crête et les réparations des structures semblent avoir spécifié le maintien de l'élévation de la crête de +2 pieds.

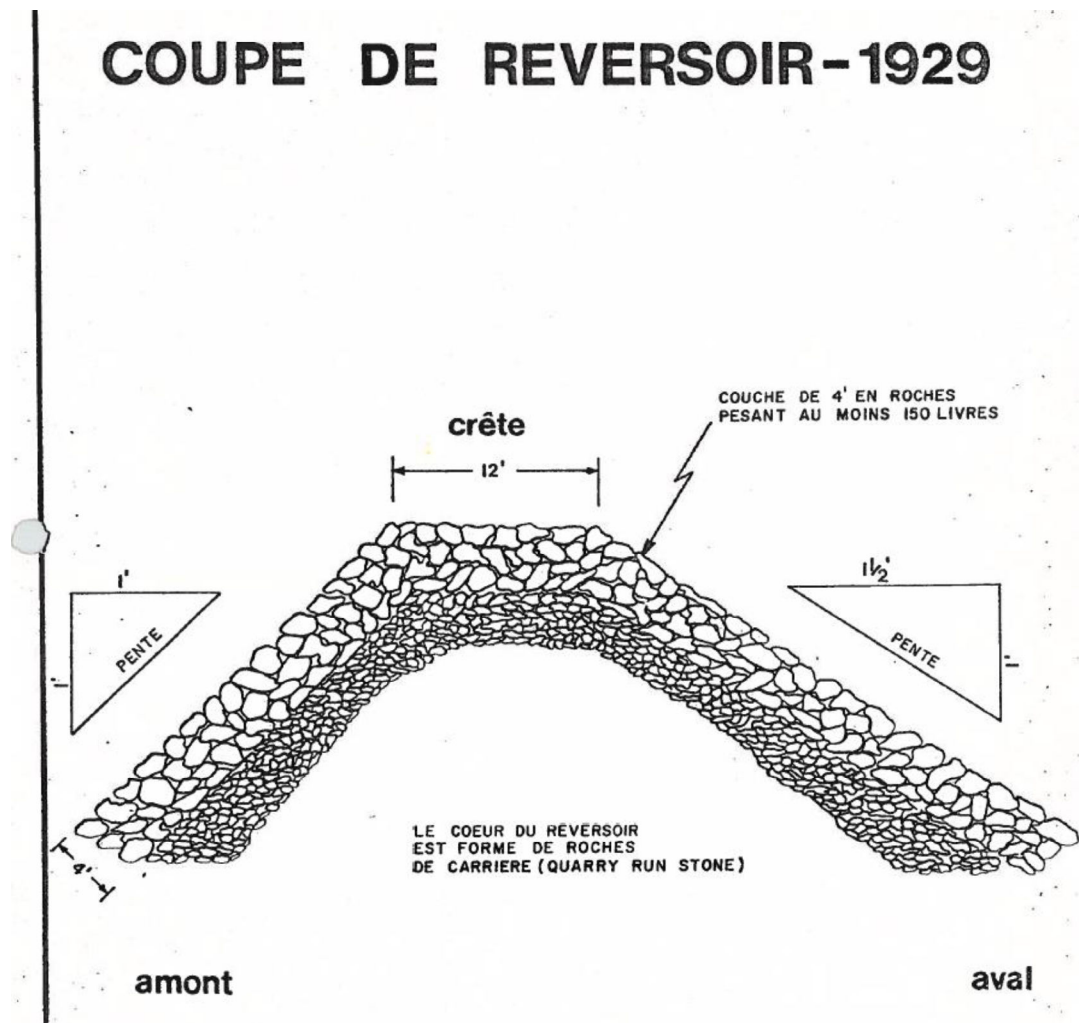


Figure 4.1 Coupe-type du concept initial tel que présenté dans Pasin, 1979

Les descriptions de la conception initiale (Pasin, 1979) montrent la section de conception avec une pente amont de 1H:1V et une pente aval de 1,5H:1V. Il est noté que la structure est composée de pierres de carrière avec une couche de carapace de 4 pieds d'épaisseur composée de « roches pesant au moins 150 livres ». Cette spécification de conception semble avoir été appliquée à tous les travaux de réparation à partir du milieu des années 1930. Les documents d'archives (par exemple, lettre de l'ingénieur en chef Cote du 2 septembre 1930 - Figure 4.2) indiquent que les spécifications de construction d'origine incluaient la stipulation que les 7 pieds supérieurs du barrage (c'est-à-dire de -5 pieds à +2 pieds, niveau de référence des basses eaux 1897) devaient être construits de pierres de plus gros calibre avec une masse médiane de 3 tonnes et que les interstices devaient être remplis de pierres plus petites.

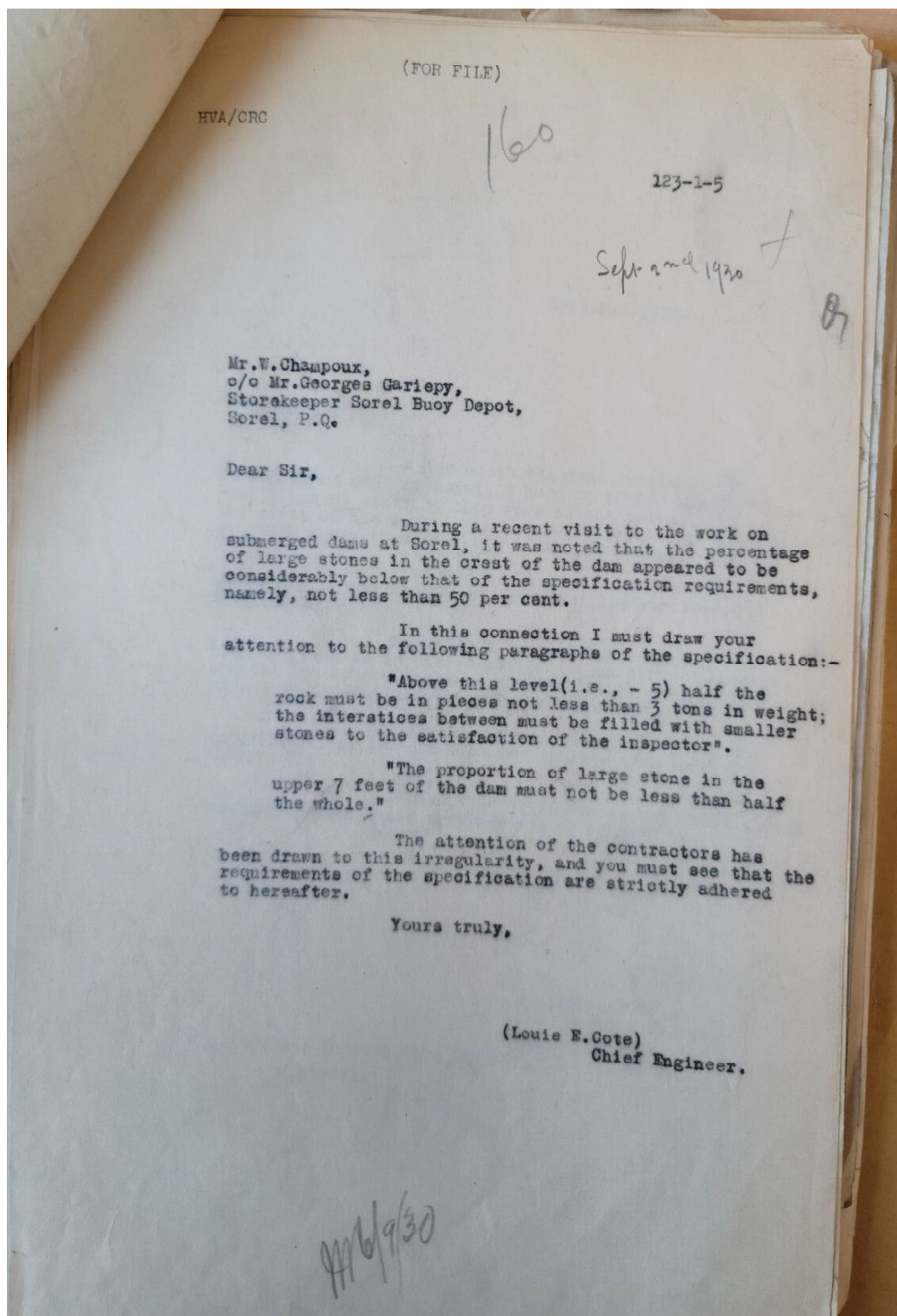


Figure 4.2 Lettre de Louis E. Cote (2 septembre 1930) – Spécifications des pierres

Des photographies du site de 1935 montrent l'utilisation de grosses pierres aux reversoires 2 et 3 (figure 4.3).



Figure 4.3 Photographies des reversoires 2 et 3 (Weir, avril 1935)

Les documents d'archives indiquent que pendant la construction, la crête a été construite plus large que la spécification de 3,7 m afin d'améliorer la stabilité et la sécurité lors des travaux de construction. Aucun détail n'a été trouvé sur la largeur réelle de la crête construite.

La construction utilisant une gradation de pierre aussi large que celle illustrée sur ces photographies ne parvient pas à créer un emboîtement solide entre les roches plus grosses de la distribution. Au fur et à mesure que les roches plus petites sont emportées par les courants, les roches plus grosses deviennent surexposées et très susceptibles d'être transportées vers le bas de la pente. Alors que la dégradation de la roche peut également être un facteur dans la perte de grosses pierres, c'est ce manque d'imbrication qui est suspecté d'être un facteur plus dominant.

Bien qu'il s'agisse d'un ajout relativement récent, l'utilisation de pierres de carapace conventionnelles placées le long des sections de brèche aux reversoires 4 et 5 est une illustration du niveau élevé

d'imbrication auquel on peut s'attendre si une couche de pierres de carapace soigneusement placée est utilisée pour les réparations du reversoir plutôt que l'enrochement déversé tel qu'utilisé auparavant.

4.1.4 Culées

Alors que les sections centrales des reversoirs étaient de simples structures rocheuses, la conception originale des reversoirs comprenait des culées de pieux en bois remplis de roches là où les structures rencontraient le rivage. Celles-ci consistaient généralement en des rangées parallèles de pieux en bois espacés de 0,6 m et remplis d'enrochement.

4.2 Performances au moment de la construction

Les documents d'archives de la période de construction (1929-1932) font fréquemment mention de tassement et de déplacement des matériaux constituant les seuils, mais la terminologie utilisée (« tassement » et « déplacement ») ne permet pas de statuer sur la cause des dommages structuraux observés. Le rapport Gibb auquel il est fait référence dans les procès-verbaux du Conseil privé de 1933 notait que : « ... une inspection de l'état de ces barrages après que la glace eut disparu de la rivière au printemps 1932 a montré des signes d'érosion dans certaines sections en raison de tassements et d'autres causes » et l'ingénieur en chef par intérim du ministère de la Marine a signalé dans la première partie de juillet 1932 que les conditions empiraient de jour en jour et que, selon lui et selon l'ingénieur en chef du chenal maritime du fleuve Saint-Laurent « des mesures immédiates doivent être prises pour réparer les dégâts, ladite érosion mettant en péril l'existence du barrage 3 lui-même ». Ces travaux ont été approuvés pour être entrepris par l'entrepreneur Dufresne Construction Company Limited au coût de 89 560,85 \$.

En mai 1932, une note à l'ingénieur en chef fait état d'une inspection du site effectuée par M. H.V. Anderson, hydrographe du Service hydrographique du Canada, dont les principales conclusions sont les suivantes :

- / Certains des barrages, et en particulier le barrage n° 3, avaient été endommagés pendant l'hiver précédent ;
- / Un tassement marqué avait eu lieu près de la culée nord du barrage n° 3. La crête du barrage proprement dit était à environ 2 pieds en dessous de son niveau normal sur une longueur d'environ 300 pieds. Il y avait aussi une brèche dans le barrage près de la culée de la rive sud qui « semblait n'avoir aucune importance ». La pire caractéristique observée par M. Anderson était une grave érosion de la rive adjacente immédiatement à l'est de la dépression dans la crête du barrage, et évidemment causée, au moins en partie, par le ruissellement de l'eau sur la dépression ;
- / Bien que l'érosion dans cette zone ait été notée lors de la construction du barrage n° 3, cette érosion a été réparée lorsque la brèche a été rapidement colmatée par les entrepreneurs (qui ont élevé la partie nord du barrage à une altitude de 34 pieds (par rapport au niveau de la jauge de

Sorel 5,023 m IGLD85) pour dévier le trop-plein vers le centre du chenal) et aucune autre érosion n'a été notée au cours de l'été 1931;

- / La note se poursuit en mentionnant que “It is probable that the extent of this new erosion and its exceptionally rapid increase... was due to the concurrence of two equally adverse conditions. The rush of water over the gap, though it may have eroded a substantial part of the shore, could not probably have carried any distance the silt thus formed, and the accumulation of the latter at the bottom would have no doubt acted to a certain extent as a protection against further destruction. It appears, however, that East storms are particularly bad in this section and create a deep under-tow which has a strong eroding effect. A glance at the plan will show that an East storm would practically bring this under-tow against the north end of the dam. Its effect, of course, would be to wash downstream the silt formed by the surface action of the overflow and thus aggravate the scouring power of the latter. To my mind, only such a concurrence of circumstances can explain the speed with which the shore and the adjacent abutment were being destroyed.”

Une note de service du ministère de la Marine et des Pêches datée du 29 juin 1933, préparée par J.D. Weir, surintendant des feux de navigation, présentait un résumé de l'état des reversoirs. Les résultats comprenaient :

- / “... a general depression of the dams in some places and cases more than others.... until such times as the sinking has ceased, depression is bound to take place, and this must be remedied from year to year and, in my estimation, it is imperative that the improvement be made and the dams kept at the height of perfection as far as repairs are concerned, otherwise, if they are allowed to go, heavy damage is liable to take place, and the repair in the long run will be will be much heavier if annual repairs are carried out until such times, as stated above, that the depression ceases.” Il a également noté que “the water is deepening just below all the dams, and I believe it will be necessary to dump in stones to prevent this becoming too extensive.” Weir a généralement noté que les « réparations nécessaires » n'étaient pas considérées comme des dommages, mais simplement comme un « entretien ou un entretien général » et que, « dans l'ensemble, ces structures ont merveilleusement bien résisté ... [et sont] ... un succès décidé. » – À la lumière de la description précédente des dommages par M. Anderson, il semble que la formulation de M. Weir soit quelque peu défensive.
- / Reversoir 1: Une dépression générale partout, plus intense dans la moitié nord avec quelques verges de pierres nécessaires sur la culée sud, car il y a une « tendance à la formation d'un petit ruisseau de ce côté ». Le rapport précédent d'Anderson note que la crête du barrage n° 1 se trouvait à 32'3 (+2' relatif au niveau bas des eaux de 1897, soit 4,604 m IGLD85) en décembre 1932, mais que le tassement a progressé au point qu'en mai 1933, 2' de pierre supplémentaire étaient nécessaires sur toute la longueur du barrage.

- / Reversoir 2 : Une dépression générale des deux (2) côtés de la rivière avec une courte section au centre de la rivière où aucune dépression n'est observée.
- / Reversoir 3 : Dépression généralisée, laquelle est légèrement plus accentuée dans la partie centrale de la rivière. Du côté est, juste en dessous du barrage, il serait bon de combler une petite baie qui est en train de se former et qui a augmenté depuis l'année dernière [...], du côté ouest [...] il y a un léger affaissement vers l'est à partir de l'endroit où les travaux de protection ont été effectués l'année précédente;
- / Reversoir 4 : Dépression généralisée sur toute la longueur, à l'exception de quelques surélévations où aucune dépression n'a eu lieu. Petit ruisseau se formant sur le bord intérieur de la culée qui doit être adressé. Récutage sur la rive ouest à 100 pieds à l'est du barrage.
- / Reversoir 5 : Dépression sur toute sa longueur à l'exception d'une petite surélévation. Extension nécessaire à la culée ouest.

Pasin (1979) a noté que les réparations des années 1933 à 1935 ont entraîné des crêtes de structure trop élevées (+2 pieds - comme conçu au reversoir 1, entre +6 à +9 pieds aux reversoirs 2 à 4, et de +14 pieds au reversoir 5 – tout relatif au niveau d'eau bas de 1897). Cette hauteur excessive a été un facteur important dans l'érosion des terres agricoles adjacentes lors des inondations de 1936. Par conséquent, les élévations de crête ont été ramenées à +2 pieds entre 1938 et 1940.

Dans les années 1960, l'ingénieur en chef du chenal maritime, M. H.L. Land, a émis un contrat pour la réparation de quatre (4) reversoirs (n^{os} 2, 3, 4 et 5) afin de rétablir les crêtes à +2 pieds au-dessus du seuil des basses eaux de 1897 (14,2 pi IGLD55, soit 4,385m IGLD85). Les spécifications comprenaient une largeur de crête de 12 pieds, avec des pentes de 1.5H: 1V en aval et 1H: 1V en amont. La pierre a été spécifiée comme étant exploitée en carrière avec une couche extérieure de 4 pieds d'épaisseur et un calibre de pierres de 150 lb ou plus. Il convient de noter qu'aucune spécification n'a été faite concernant l'utilisation de roches plus grosses (3 tonnes) sur la partie supérieure de la structure.

Il a été noté que les quantités telles que construites dépassaient les estimations initiales en raison de la nécessité de construire la crête plus large que les 12 pieds spécifiés « afin d'éviter les lavages dus à la grande pression exercée par le volume d'eau retenu par les reversoirs » ainsi que l'élévation de la crête plus élevée à des fins de construction dans le but d'être au-dessus du niveau de l'eau (travaux à sec) puisque des équipements terrestres ont été utilisés pour ces réparations. Des commentaires ont également été faits selon lesquels « un affouillement considérable du fond de la rivière a été constaté entre le levé initial et les travaux réels. La prise en compte de l'énorme poids de roche utilisé dans la reconstruction du reversoir s'enfonçant dans le lit de la rivière, qui est constitué d'argile molle, n'avait pas été considéré dans la conception originale. (20220318_112336 – note du 11 octobre 1966 à Boudreau).

Dans le cadre des travaux de réparation de 1965, la crête a été reconstruite à 4 pieds au-dessus du niveau d'eau bas de 1897 avec une largeur de crête de 18 à 20 pieds ainsi que des sections plus larges utilisées pour le virage des camions.

Deux ans seulement après ces réparations, une note du 30 mai 1967 de J.M. Magnon, Ing. régional du ministère des Transports a résumé les conditions aux barrages comme suit :

- / Batardeaux 2 : dépasse de l'eau sur 1/6 seulement de sa longueur;
- / Batardeaux 3 : environ 1/3 dépasse, soit au centre;
- / Batardeaux 4 : les 2/3 du batardeau sont sous l'eau; l'aileron en entier;
- / Batardeau 5 : seulement 1/5 sur l'eau; l'aileron en entier;
- / Les deux (2) extrémités ne montrent aucune érosion pour les quatre (4) batardeaux;
- / Hauteur minimale des batardeaux : 14.2pi IGLD55 = 2pi ELW1897.

Les rapports d'archives tels que les registres d'inspection et les notes sommaires font référence au niveau d'eau local à la jauge de Sorel, qui était inférieur de 30 pieds à la référence des basses eaux de 1897. Les registres d'inspection notent que le niveau d'eau au moment de la construction se situait entre 34'6 " et 35'.

Affouillement : L'affaissement du lit de la rivière immédiatement en aval des structures a été identifié comme une préoccupation et une cause potentielle aux dommages structuraux.

Effets finaux : L'érosion et le tassement des crêtes de la structure près du rivage et le débordement au-dessus des terres adjacentes aux revoirs ont entraîné un recul rapide et important des terres à proximité de pratiquement tous les revoirs. Ces dommages ont été particulièrement importants au revoir 3. À certains barrages, les culées empilées fonctionnaient comme prévu pour limiter l'érosion des berges et les débits de flanc, mais au fil du temps, bon nombre de ces culées se sont vues submergées à mesure que l'érosion et le tassement des revoirs et l'érosion des berges progressaient. Les documents d'archives soulignent deux (2) effets finaux distincts : la formation de ruisseaux (canaux) vers le bas des culées, permettant un écoulement de contournement, et l'érosion de la rive en aval par les modèles de circulation dans la rivière en aval. La nature des schémas d'écoulement n'est pas claire. La forme de l'affouillement observé est compatible avec la formation de gyres qui pourrait apporter des conditions de vitesse élevée près des rives naturelles non protégées de la rivière. Les commentaires d'archives de R.V. Anderson font référence à plusieurs reprises aux « contre-courants ('under tow') » associés aux vents forts de l'Est.

to ask 16/9/32

In accordance with your instructions of the 2nd instant, I duly proceeded to Sorel on July 6th. for the purpose of making a detailed survey of present conditions of the erosion occurring behind the north abutment of stone dam #3. Attached herewith please find copy of plan No. CR13455 showing the said survey.

During this visit I was accompanied by Mr. Bernard Brault, of the Dufresne Construction Company, and our Captain J.D. Weir. This was the first time Captain Weir had seen conditions as existing, and while he agreed that probably a great deal of the erosion had been caused by the undue settlement of the section of the dam adjacent to the abutment, he believes that considerable damage is occasioned by northeast winds. It will be noted from the plan submitted that the maximum depth has now gone to 40 feet, which is practically the depth existing in the centre of the channel prior to our construction work. From this I think it can be safely concluded that considerable of the erosion is due to under tow, and a serving of stone, say approximately 5 feet deep throughout the whole area, should, therefore, prove more effective than any deeper protection work closer to the shoreline of the erosion. The present area of erosion to shoreline (Sorel gauge +32 ft.) is approximately 50,000 sq. ft., and if served by 5 feet of stone, would require approximately 10,000 cubic yards.

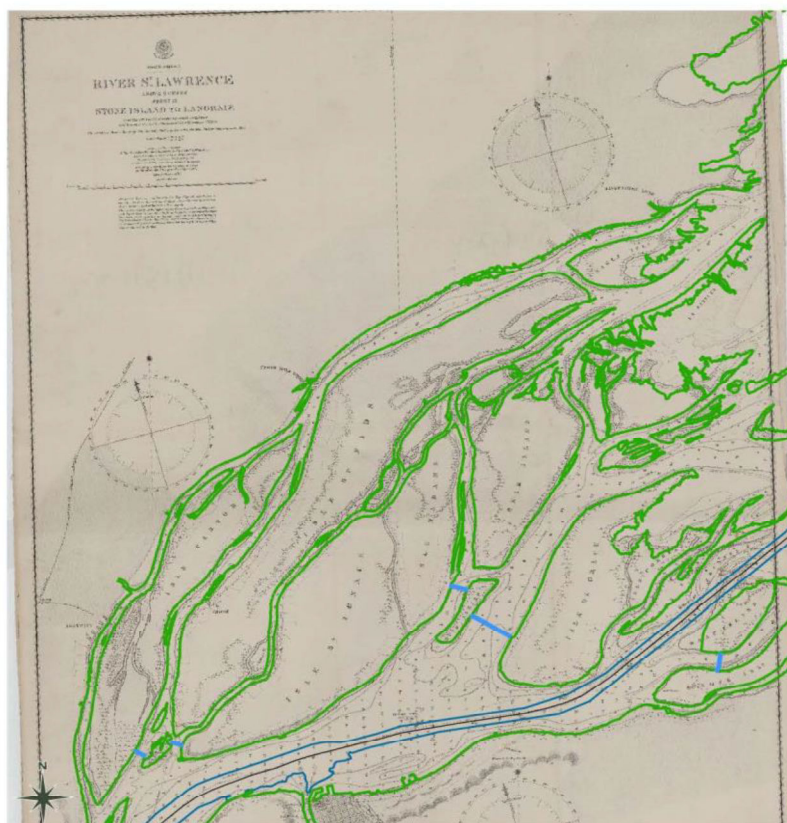
Figure 4.4 Anderson - commentaires concernant les effets de vents et du contre-courant

4.3 Sédimentation des chenaux

La construction des reversoirs avait pour objectif explicite de réduire les débits dans ces chenaux afin d'améliorer les niveaux d'eau en amont pour la navigation. Si ces barrages n'avaient pas été construits, l'élargissement ultérieur du chenal de navigation aurait entraîné une diminution des niveaux d'eau en amont, car l'eau aurait pu s'écouler plus librement en aval. Les élévations de crête choisies pour les reversoirs ont permis de contrôler directement advenant que les niveaux d'eau en amont baisseraient, augmenteraient ou resteraient inchangés.

La réduction des débits du chenal causée par la construction des reversoirs a entraîné une importante sédimentation. Les figures suivantes comparent les profondeurs de chenal étudiées à la fin du 19e siècle à celles actuellement dans le chenal (sur la base des données disponibles).

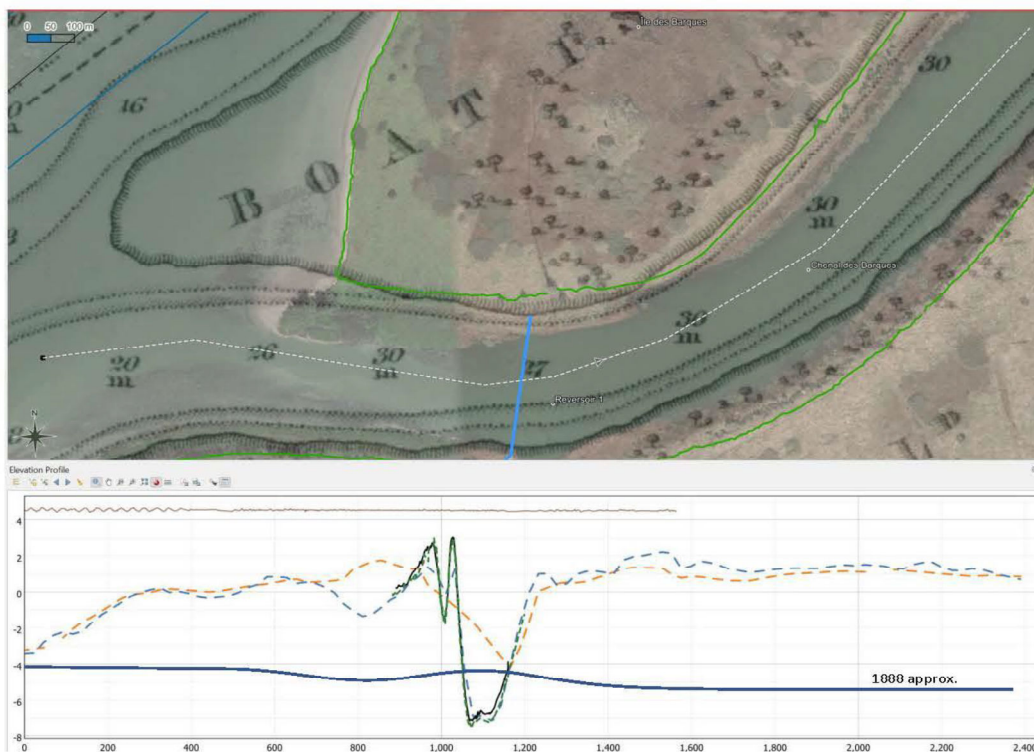
Bathymétrie – 1888 à 2020



- À l'aide d'une orthorectification d'une carte nautique de 1888 (« River St. Lawrence Above Quebec Sheet IX Stone Island to Lanoraie »), il est possible de faire de larges comparaisons des bathymétries historiques et actuelles.
- Les cinq feuilles suivantes montrent les différences de bathymétrie entre la carte marine de 1888 et les données des années 2017 à 2021.
- Généralement, il y a eu une forte sédimentation en amont de tous les revoirs.

Figure 4.5 Notes sur l'évolution de la bathymétrie depuis 1888

Reversoir 1 Bathymétrie – 1888 à 2020



- En 1888, la carte bathymétrique indique un canal uniforme à environ 30 pieds sous le zéro des cartes - équivalent à -5m IGLD85.
- Maintenant, le lit reste à environ 0 à 1m IGLD85, indiquant une sédimentation de 5 à 6 mètres.

Figure 4.6 Notes sur l'évolution de la bathymétrie au reversoir 1 de 1888 à 2020

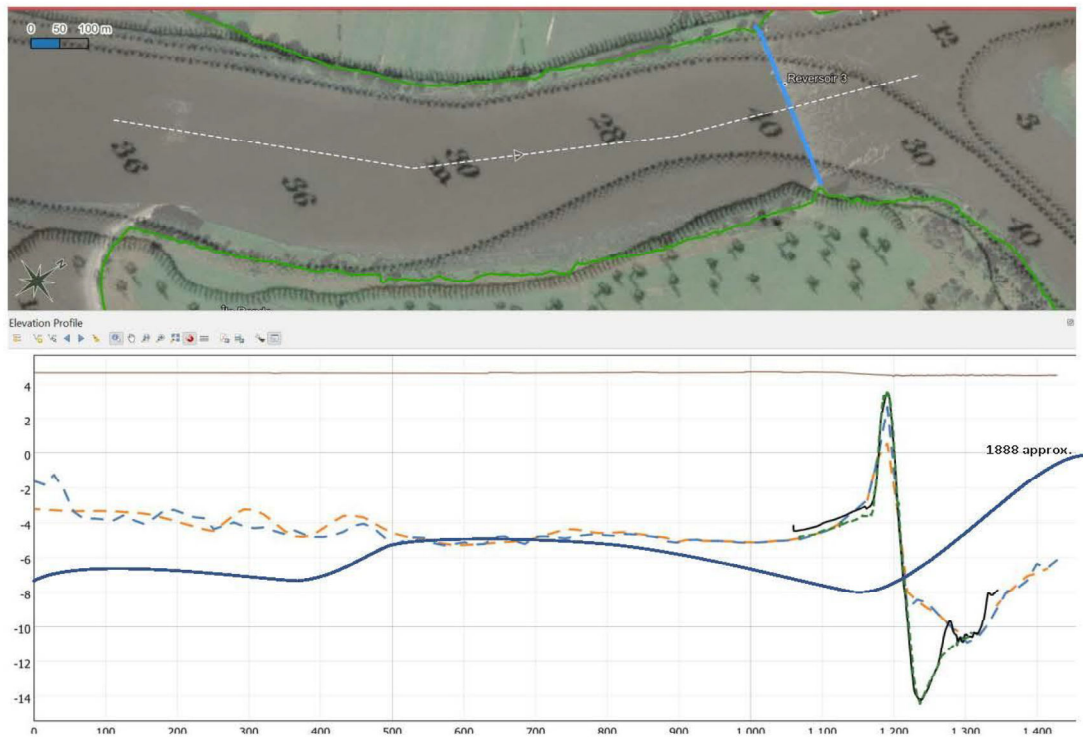
Reversoir 2 Bathymétrie – 1888 à 2020



- En 1888, la carte bathymétrique indique un chenal à environ 20 pieds en amont, et 30 pieds sous le zéro des cartes - équivalent à -2,3 à -5,3m IGLD85.
- Maintenant, le lit en amont reste à environ -2m IGLD85 - indiquant peu de sédimentation.
- En aval, la profondeur moyenne reste autour de -5m, mais avec de fortes fluctuations attribuées au processus d'érosion.

Figure 4.7 Notes sur l'évolution de la bathymétrie au reversoir 2 de 1888 à 2020

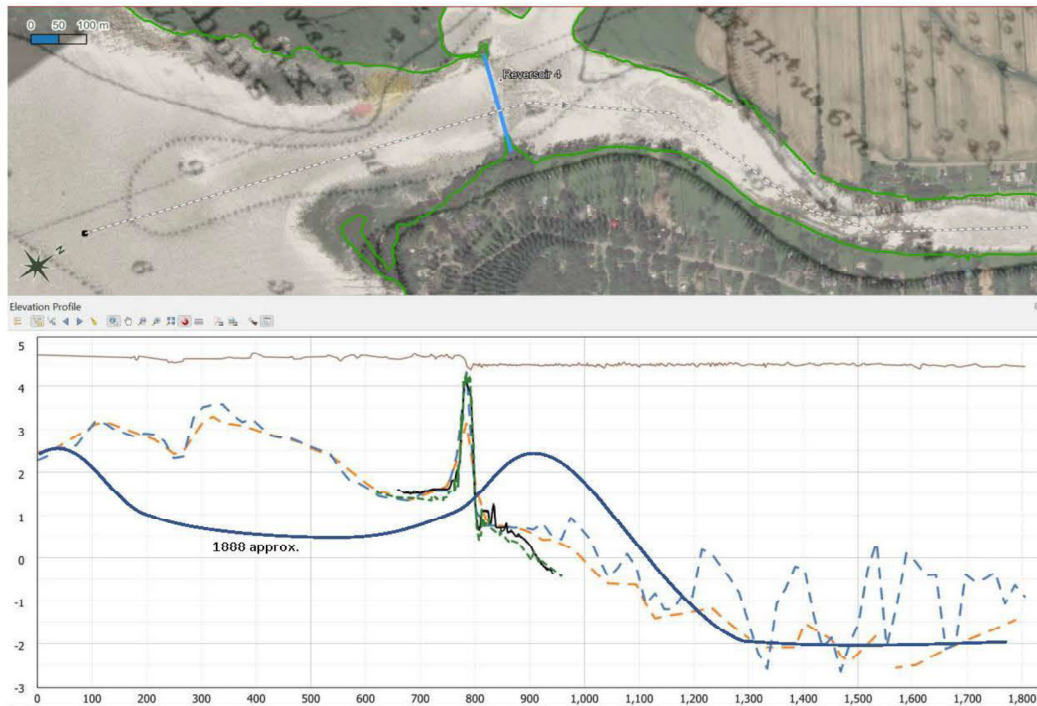
Reversoir 3 Bathymétrie – 1888 à 2020



- En 1888, la carte bathymétrique indique un chenal à environ 30 pieds sous le zéro des cartes - équivalent à -5,3m IGLD85.
- Maintenant, le lit en amont reste à environ -4m IGLD85 - indiquant une sédimentation de 1m.
- En aval, la profondeur est très variable en raison des processus d'érosion.

Figure 4.8 Notes sur l'évolution de la bathymétrie au reversoir 3 de 1888 à 2020

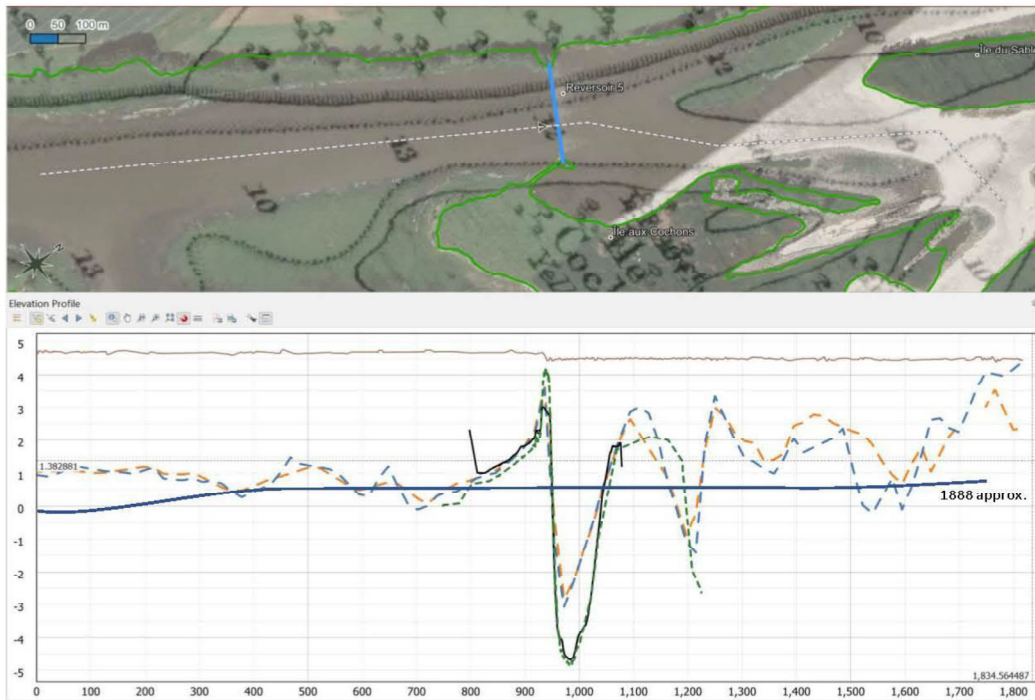
Reversoir 4 Bathymétrie – 1888 à 2020



- En 1888, la carte bathymétrique indique des battures en amont de profondeur d'environ 10 pied sous le zéro des cartes - équivalent à 0,7m IGLD85.
- Maintenant, le lit en amont reste à environ +1,5 à 3m IGLD85 - indiquant une sédimentation de 2 à 3 m.
- En aval, la profondeur est très variable en raison des processus d'érosion.

Figure 4.9 Notes sur l'évolution de la bathymétrie au reversoir 4 de 1888 à 2020

Reversoir 5 Bathymétrie – 1888 à 2020



- En 1888, la carte bathymétrique indique un chenal relativement uniforme d'environ 10 pied sous le zéro des cartes - équivalent à 0,7m IGLD85.
- Maintenant, le lit en amont reste à environ +1m IGLD85 - indiquant peu de sédimentation.
- En aval, la profondeur est très variable en raison des processus d'érosion.

Figure 4.10 Notes sur l'évolution de la bathymétrie au reversoir 5 de 1888 à 2020

4.4 Érosion des berges

Pour illustrer les changements des rivages, les prochaines figures présentent des photographies aériennes prises en 1964, 1983, 1997 et aussi les images aériennes de Google Earth datant d'environ 2020. Les photos font partie de la base de données utilisée par Coldwater durant les études des effets de niveaux d'eau sur les rivages du fleuve St-Laurent complétée pour le Comité Mixte International en 2003. Sont également présentées à l'annexe **B** du rapport les cartes extraites des rapports de Dauphin et Lehoux (2004) et de Bernier et al (2020) représentant les segments de rives érodés dans l'archipel Berthier-Sorel.

Figure 4.11 Photos aériennes montrant l'érosion près du reversoir 1

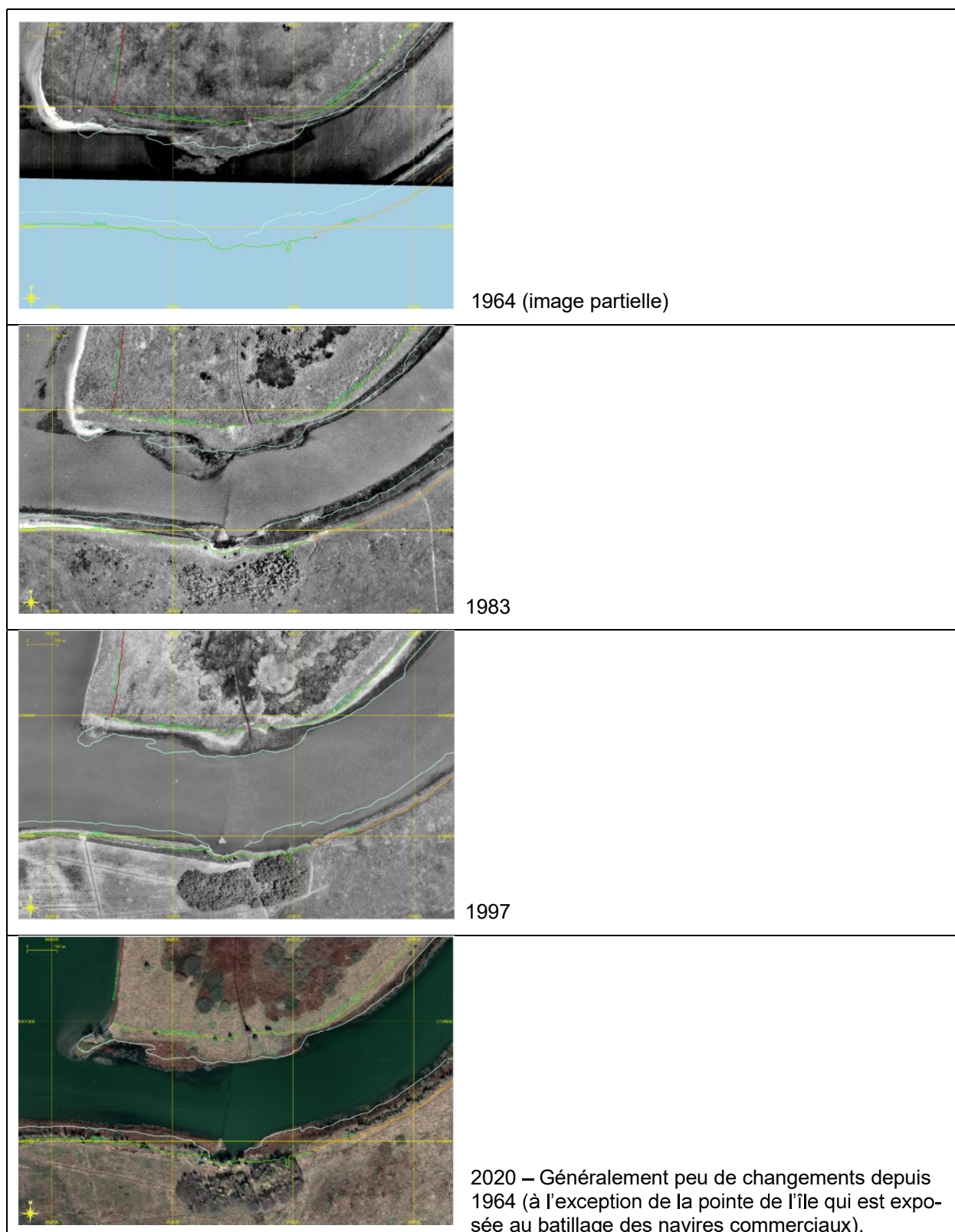


Figure 4.12 Photos aériennes montrant l'érosion près du reversoir 2

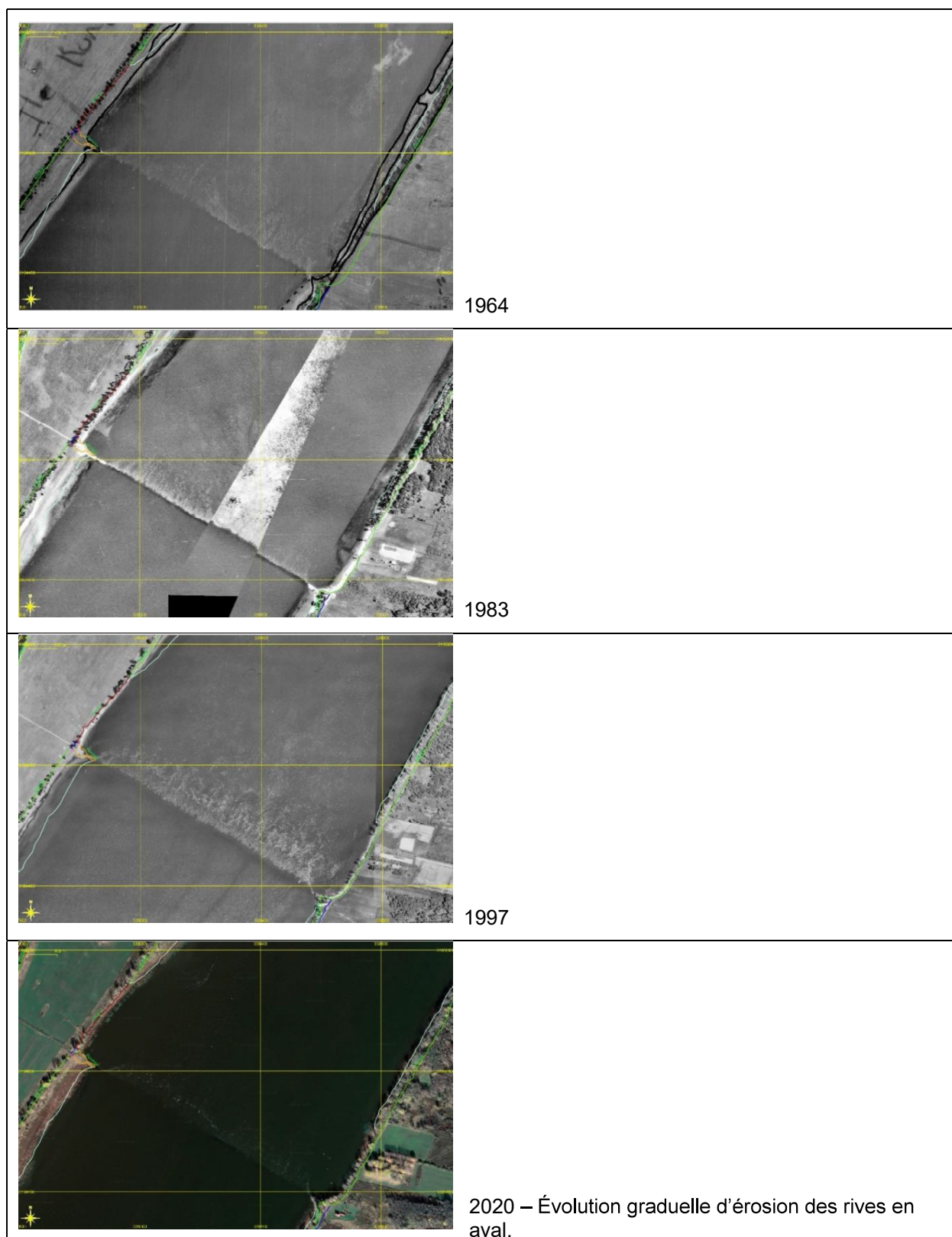


Figure 4.13 Photos aériennes montrant l'érosion près du reversoir 3



Figure 4.14 Photos aériennes montrant l'érosion près du réservoir 4

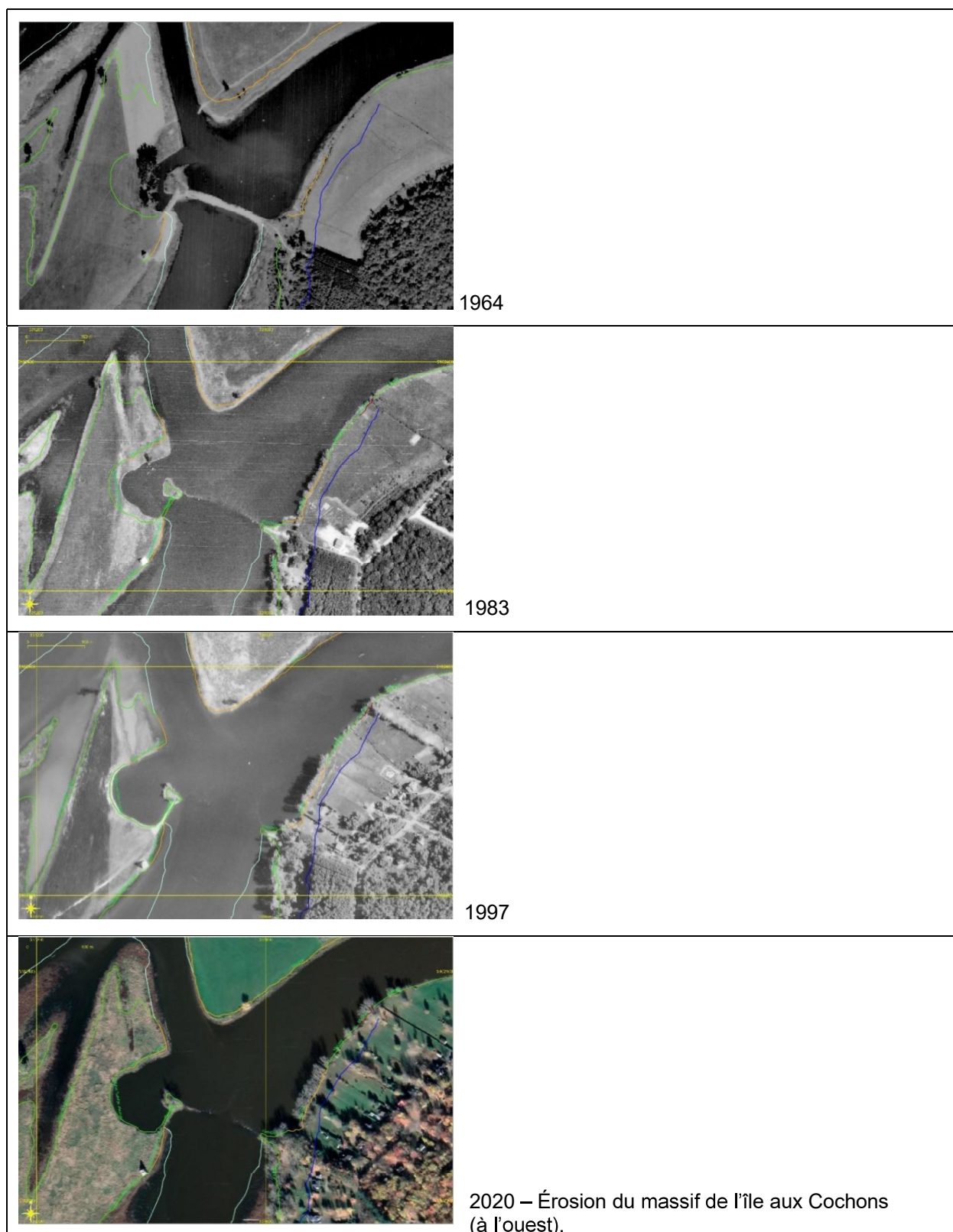


Figure 4.15 Photos aériennes montrant l'érosion près du reversoir 5

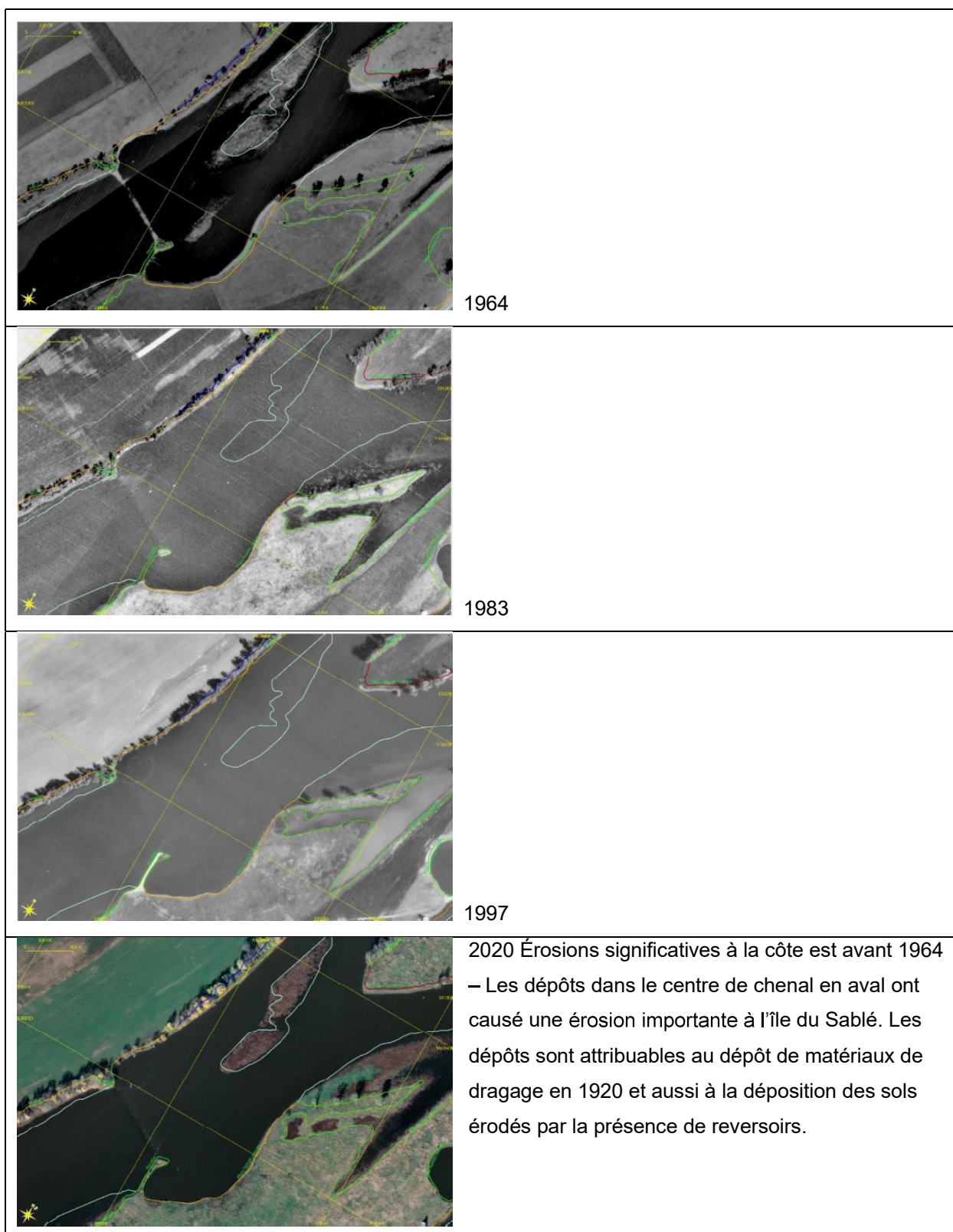
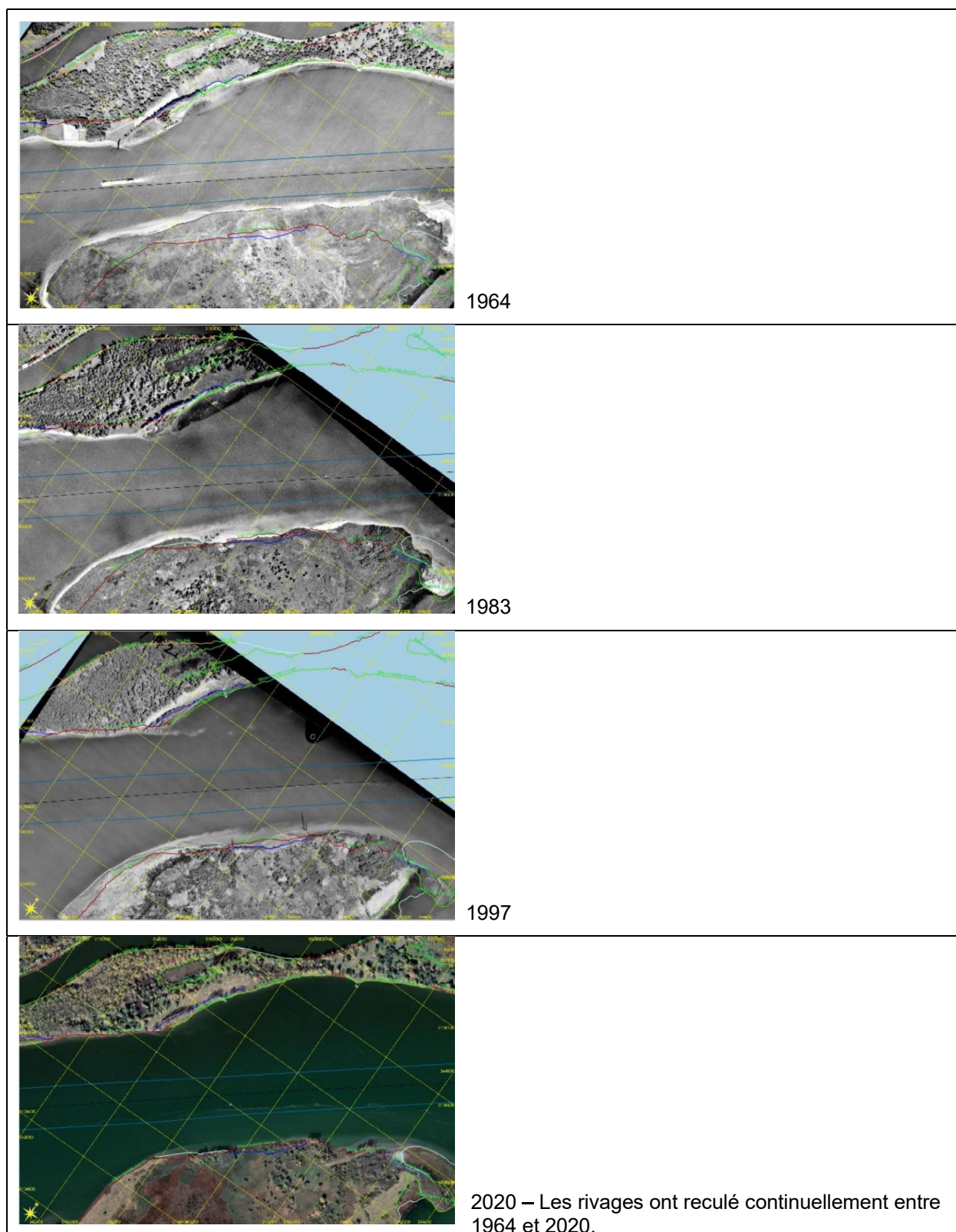


Figure 4.16 Photos aériennes montrant l'érosion près du chenal de navigation



Entre 1964 et 2020, le littoral de l'île des Barques qui fait face au chenal maritime s'est érodé de 150 à 250 m, soit un taux de récession annuel moyen de 2,7 à 4,6 m par an. Du côté nord du chenal, à l'île à la Pierre, l'érosion a été comprise entre 100 et 180 m (1,8 à 3,2 m par an). En combinant l'effet des deux (2) rives, le chenal s'était élargi d'environ 565 m en 1964 à 790 m en 2020, soit une augmentation de 40 %.

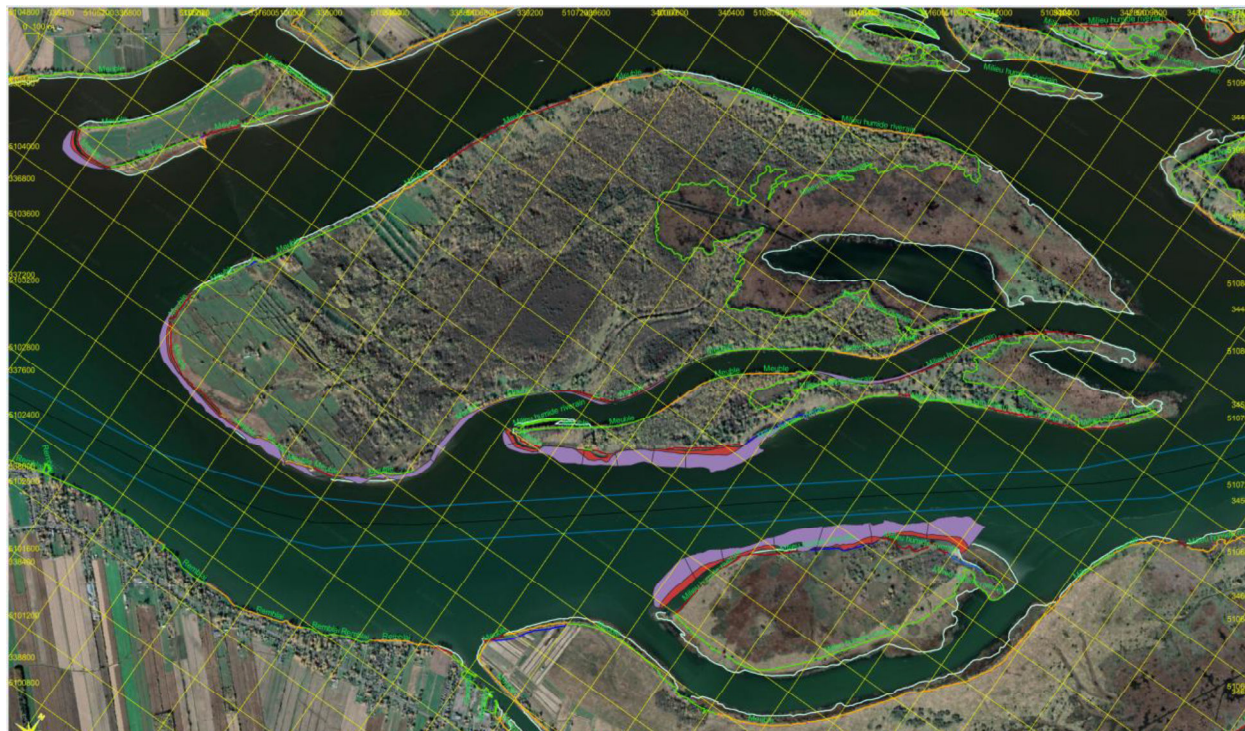


Figure 4.17 Érosion entre 1964-1983 (violet) et 1983-1997 (rouge) sur l'île des Barques et les îles voisines (secteur nord-ouest).

4.5 Effets des inondations

L'analyse des niveaux d'eau de Sorel de 1955 à 2020 indique que le niveau d'inondation de la période de retour de 2 ans est de 6,48 m, tandis que le niveau d'inondation de 25 ans est d'environ 7,5 m (IGLD85). La prise en compte des conditions d'inondation lors des événements de crue permet d'expliquer les ruptures précoces et la forte érosion subies au niveau des culées d'ouvrages - en particulier aux revoirs 3, 4 et 5.

Les données LiDAR pour la région de Sorel ont été obtenues à partir de Quebec.ca¹ et converties selon le système de référence IGLD85. Les figures suivantes montrent les niveaux d'inondations pendant la crue de période de retour de 2 ans aux revoirs.

¹ <https://www.donneesquebec.ca/recherche/dataset/produits-derives-de-base-du-lidar/re-source/571116e9-b7c8-42cb-8636-6739539c44ec>

Au reversoir 1, le niveau d'inondation de 2 ans a inondé les terres des deux rives au-delà des limites des culées, comme indiqué dans la figure 4.18.



Figure 4.18 Reversoir 1 – Niveau récurrence 2 ans

Aux reversoirs 2 et 3, les terres adjacentes sont plus hautes et l'étendue de l'inondation est beaucoup plus petite (figure 4.19) Il y a cependant une inondation importante du côté ouest du reversoir 3, où une érosion importante s'est produite.



Figure 4.19 Reversoirs 2 et 3 – Niveau récurrence 2 ans

Les reversoires 4 et 5 sont largement contournés par l'écoulement de surface. En effet, la basse Ile aux Cochons qui se situe entre les Reversoires 4 et 5 est presque entièrement submergée. De telles conditions de débordement sont considérées comme un facteur important d'érosion autour des culées.



Figure 4.20 Reversoires 4 et 5 – Niveau récurrence 2 ans

Au niveau de la crue de retour de 25 ans (évaluée à une élévation de 7,5 m), les schémas sont similaires, mais (naturellement) avec beaucoup plus d'écoulement de surface. Les figures 4.21 à 4.23 montrent un ensemble similaire de débordement pour la crue de 25 ans. Dans ce cas, les îles des Barques et l'île du Moine sont complètement submergées. Les reversoires 2 et 3 continuent d'être contraints par les hautes terres relativement élevées le long du rivage. Les Reversoires 4 et 5 sont également complètement inondés.



Figure 4.21 Reversoir 1 – Niveau récurrence 25 ans



Figure 4.22 Reversoirs 2 et 3 – Niveau récurrence 25 ans

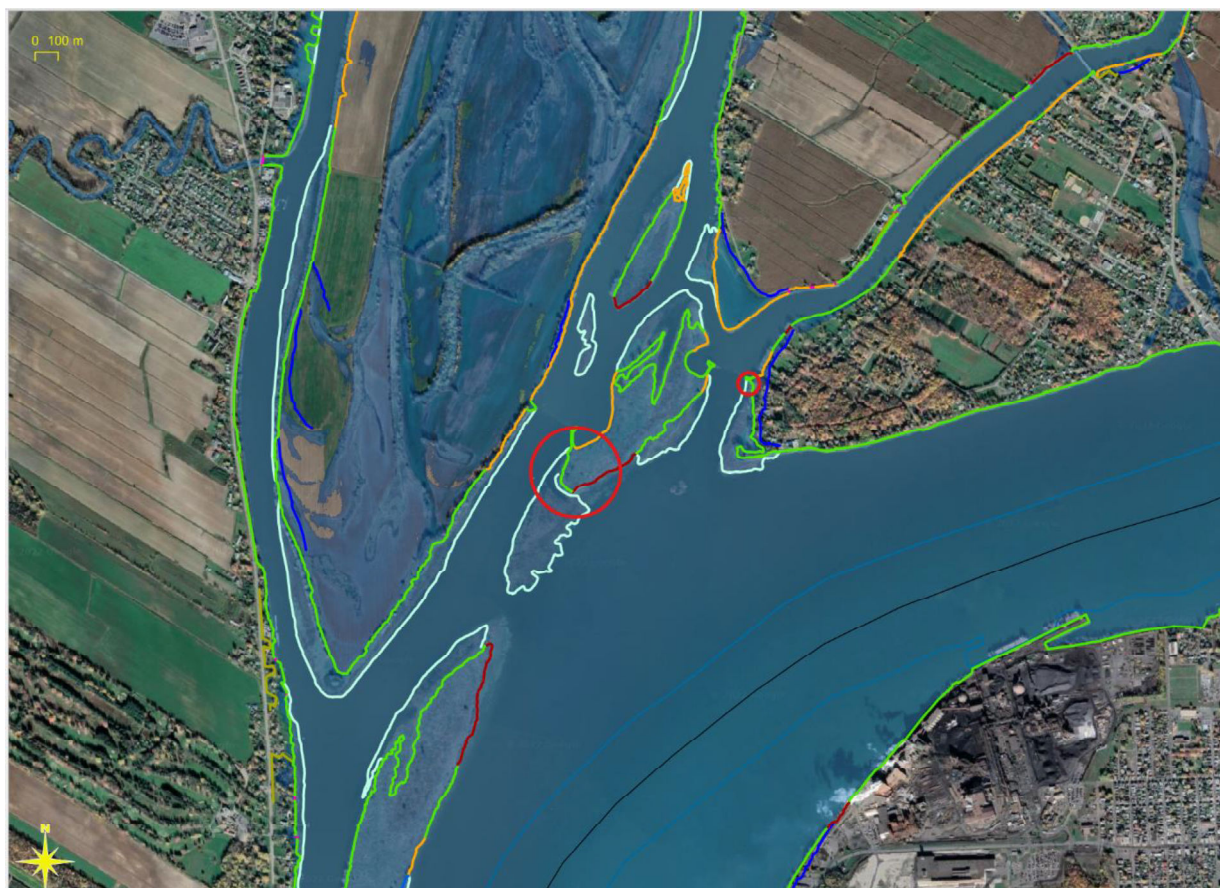


Figure 4.23 Reversoirs 4 et 5 – Niveau récurrence 25 ans

4.6 Synopsis

L'analyse effectuée à ce jour permet d'identifier deux (2) processus d'affouillement principaux :

- / Affouillement du lit immédiatement en aval des structures menant à la formation de trous d'affouillement aussi profonds que 8 m sous le lit original de la rivière;
- / Érosion des berges au niveau des culées de la structure entraînant une perte de terrain et un « flanquement » potentiel dans lequel la rivière traverse ces sections érodées via ce flux de contournement.


Compte tenu des grandes profondeurs de sédimentation dans les chenaux du reversoir, il apparaît qu'une grande partie de la formation des trous d'affouillement immédiatement en aval des structures est l'affouillement des sédiments accumulés (supposément des limons et des sables). Les trous d'affouillement les plus grands et les mieux définis sont associés à des brèches passées ou présentes dans la structure du reversoir.

On s'attend à ce que la modélisation hydronumérique détaillée qui sera entreprise dans SR2 éclaire davantage ces processus - en particulier en combinaison avec les résultats des études géotechniques. S'il s'avère que ces trous d'affouillement accumulent des sédiments, il est tout à fait possible que le profil d'argile affouillée sous-jacent soit encore plus profond que ne le suggère la bathymétrie. Les accumulations de sables et/ou de limons peuvent être « éphémères » et être emportées lors d'événements extrêmes. Si tel est le cas, tout sédiment déposé pourrait jouer un rôle important dans la dynamique de développement des trous d'affouillement.

L'érosion des berges pourrait suivre deux voies : Lors des crues, les écoulements de surface pourraient contourner les reversoirs. Cela semble s'être produit aux reversoirs 3, 4 et 5. Dans ces situations, des vitesses locales très élevées se développeraient, entraînant un développement rapide des trous d'affouillement. Dans le cas de l'île aux Cochons (reversoirs 4 et 5), la faible élévation de l'île a permis des inondations très fréquentes avec un fort potentiel d'érosion à côté du reversoir.

Un deuxième scénario est que des gyres contrarotatifs pourraient se former dans l'écoulement en aval, ce qui pourrait entraîner une érosion en aval sans contournement ni écoulement de surface. Cela pourrait bien être le mécanisme qui a conduit aux schémas d'affouillement observés en aval du reversoir 2, par exemple.

Plus en aval, l'érosion des berges peut être causée par la redirection des schémas d'écoulement du chenal en raison de la présence des reversoirs (et de leur état de dégradation) ainsi que par la redirection causée par le dépôt de sédiments érodés dans les eaux en aval. Cela semble avoir été le cas en aval du reversoir 5 où le rivage de l'île du Sablé a subi une forte érosion.

	<p>Érosion en aval du reversoir 5</p> <p>Les hauts-fonds en aval du reversoir 5 seraient une combinaison de sédiments dragués placés peu avant la construction du reversoir en 1930 et d'une accumulation de sédiments érodés à la suite de la construction. Cette obstruction à l'écoulement du chenal peut être associée à une érosion rapide de la pointe sud de l'île du Sablé, peu après la construction du reversoir en 1931</p>
--	--

L'érosion des berges est également un mécanisme important dans l'évolution du chenal maritime entre l'île des Barques et l'île aux Pierres. La modélisation des berges entreprise précédemment par le personnel de Coldwater (Davies et MacDonald) dans le cadre des études de la CMI sera examinée et utilisée pour interpréter les effets potentiels de la restauration des reversoirs sur la géométrie globale du chenal.

4.7 Sommaire

Cet examen du rendement historique des structures a permis d'identifier de nombreuses causes probables de détérioration des structures. Ces facteurs et leur niveau d'importance sont énumérés dans le tableau 4.1. Pour la plupart, les défaillances structurales semblent être une combinaison de facteurs qui agissent en cascade – aucun facteur unique n'est suffisant pour décrire en totalité les dommages subis. Toutefois, si le tassement ou l'érosion de matériaux de taille inférieure laissait une réduction de la hauteur de la crête sur une section étroite d'un reversoir, les écoulements et les vitesses se concentreraient au point bas, ce

qui entraînerait une augmentation des vitesses et une augmentation de la déstabilisation et de l'affouillement des matériaux.

Tableau 4.1 Tableau résumé des causes probables de dommages

Facteur	Importance	Évidence
Tassement sur un lieu de déblais de dragage non consolidé vers 1915-1920	Haut	Anecdotique
Tassement des argiles sableuses-limoneuses sous-jacentes	Inconnu	Forage et analyse géotechnique
Enlèvement des pierres de crête directement par les banquises pendant la rupture printanière.	Élevé (pour la pierre sous-dimensionnée)	Anecdotique
Enlèvement des pierres de crête par les courants élevés pendant fermeture <closure>	Haut	Anecdotique – appuyé par une modélisation préliminaire de l'écoulement
Enlèvement de la pierre de crête par des courants élevés pendant la couverture partielle de glace	Haut	Anecdotique – appuyé par une modélisation préliminaire de l'écoulement
Matériaux sous-dimensionnés lors de la construction initiale	Haut	Anecdotique – appuyé par une modélisation préliminaire de l'écoulement
Érosion due à l'absence de grosses roches pendant les réparations	Haut	Anecdotique
Pente en aval trop raide	Moyen	1.5H: 1V est plus raide que les directives de conception actuelles
Contournement des courants qui érodent les berges adjacentes	Haut	Preuves claires dans la plupart des reversoirs – liées en partie à la survalorisation des élévations de crête pour l'accès routier
Affouillement en aval	Indéterminé	L'affouillement a le potentiel de déstabiliser les pentes – l'affouillement observé est probablement dû à des conditions endommagées antérieures. La modélisation préliminaire montre un potentiel d'abattage modéré.

5 ANALYSE PRÉLIMINAIRE DE LA STABILITÉ DES PIERRES EN FONCTION DES VITESSES ET NIVEAUX

Le comportement des déversoirs - leurs effets sur les débits et leur stabilité - varie avec le régime d'écoulement (figure 5.1).

- / À des niveaux très élevés, l'influence des ouvrages sur le niveau de la rivière est plus faible, et les forces érosives sont relativement faibles.
- / Aux niveaux intermédiaires, les vitesses maximales sont plus élevées, il y a plus de turbulence et de cisaillement.
- / Aux faibles niveaux, les flux interstitiels deviennent plus importants.

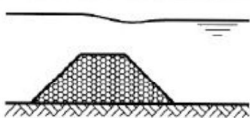
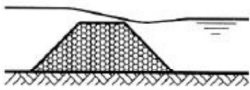
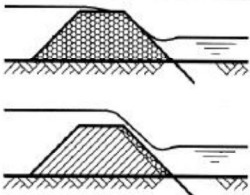
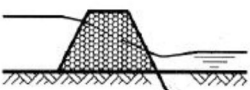
regime	flow	criterion
low dam flow		$\frac{h_b}{\Delta D} \geq 4$
intermediate flow		$-1 < \frac{h_b}{\Delta D} < 4$
high dam flow		$\frac{h_b}{\Delta D} < -1$ and $H > 0$
through flow		$H < 0$

Figure 5.1 Régimes d'écoulement (CIRIA)

Les séries chronologiques de débit et de hauteur d'eau à Sorel ont été reconstituées à partir des données disponibles :

- / Niveaux d'eau horaires à la station de Sorel (15930) et au lac St-Pierre (15975) entre le 1^{er} janvier 1966 et le 31 décembre 2021;
- / Débits moyens quotidiens du fleuve Saint-Laurent à Lasalle, rivière Richelieu, rivière des Mille-Îles et rivière des Prairies.

Ces données ont été combinées pour créer une série chronologique des niveaux d'eau moyens quotidiens et des débits fluviaux à Sorel (figure 5.2 et figure 5.3).

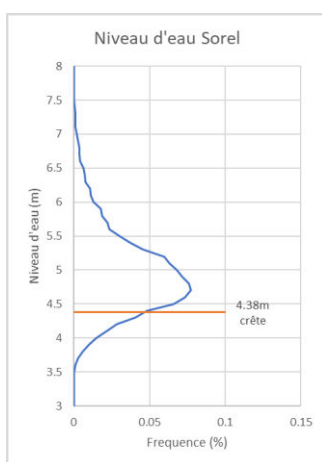


Figure 5.2 Diagramme des niveaux à Sorel par rapport au niveau de la crête de conception initiale des revoirs

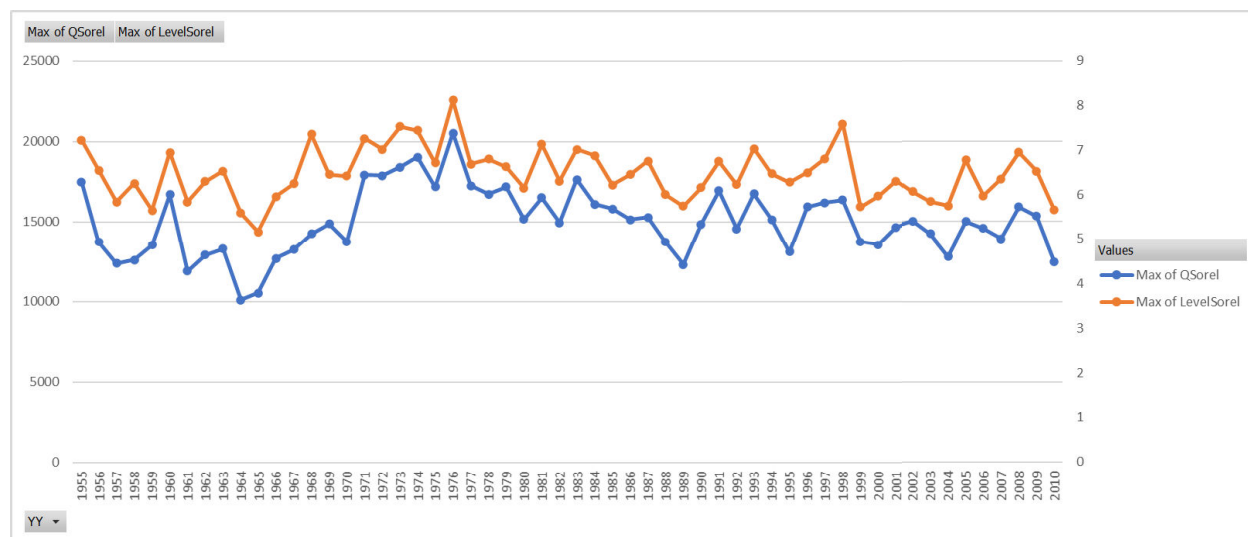


Figure 5.3 Maxima annuel des niveaux et débits d'eau à Sorel

Une analyse quantitative a été réalisée afin de calculer les débits aux déversoirs, les profondeurs d'écoulement et les vitesses pour une hauteur de crête donnée. Ensuite, les critères de stabilité de la pierre tels que spécifiés dans les directives du *CIRIA Rock Manual* ont été appliqués. Les relations de débit pour chaque déversoir ont été basées sur la numérisation des relations de débit présentées dans Métivier et Doyon (2021) et présentées à la figure 5.4 ci-dessous.

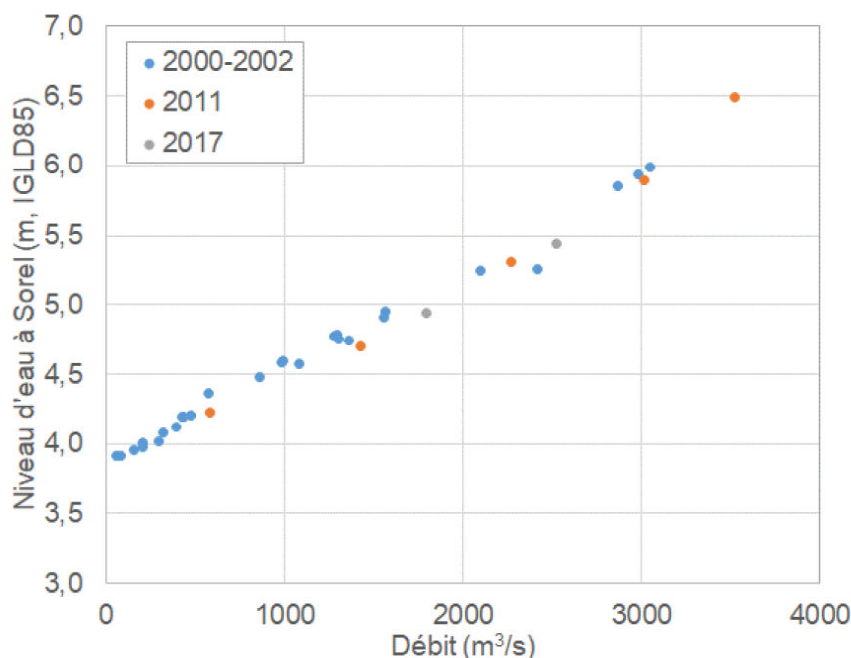


Figure 5.4 Relation entre niveaux d'eau et débits - Reversoir 2 (par Métivier et Doyon, 2021)

La stabilité des pierres pour un barrage ou déversoir est généralement caractérisée en termes de forces hydrodynamiques générées par les écoulements auxquels la structure est exposée et la résistance offerte par la couche de pierre externe, caractérisée par la taille de la pierre, la gradation, la densité de mise en place, la densité de la pierre, les pentes de la structure et les profondeurs d'écoulement. Les conseils dans la littérature technique pour la conception et l'analyse de la stabilité de la pierre comprennent CIRIA – The Rock Manual **Source spécifiée non valide.**, USACE- Coastal Engineering Manual **Source spécifiée non valide.**, NCHRP - **Source spécifiée non valide.**, ainsi que quelques rapports dans la littérature scientifique **Source spécifiée non valide.**

Les techniques de conception incluent :

- / Vitesse critique (Izbash et Khaldre, 1970)
- / Effort de cisaillement, τ_c (Soulsby & Whitehouse, 1997)
- / Décharge critique, q (CIRIA)

- / Formules pour les fermetures (CIRIA 5.2.3.5)
- / Formules de conception du reversoir p. ex. Thornton et al (2014), **Source spécifiée non valide.**

La figure 5.5 illustre le diamètre de pierre requis pour assurer la stabilité en crête des ouvrages obtenu par les méthodes de Izbash et Khaldre, Soulsby et Whitehouse, et Ettema et al. Étant donné que la contrainte de cisaillement et donc la stabilité de la roche varient avec le carré de la vitesse, les exigences de taille de pierre dépendent fortement de la vitesse d'écoulement.

Le dimensionnement préliminaire des pierres pour les réparations a été basé sur la méthodologie des contraintes de cisaillement. La masse de pierre spécifiée a été augmentée d'un facteur de sécurité de 1,25.

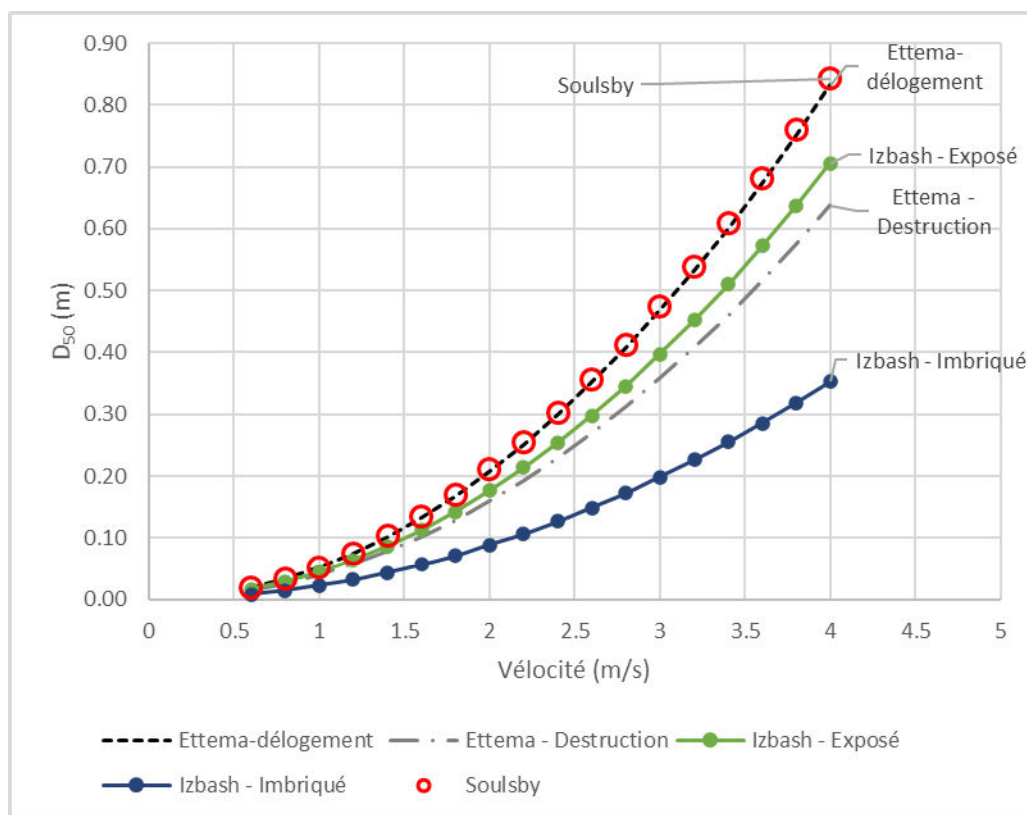


Figure 5.5 Stabilité des roches en fonction de la vitesse

L'analyse préliminaire a été effectuée en utilisant des méthodes analytiques pour estimer les vitesses au-dessus de la crête des structures. La plupart du temps, cette méthode a généré des vitesses inférieures à 2 m/s. Selon la figure ci-dessus, 2 m/s nécessite un diamètre de pierre d'environ 0,20 mètre. Considérant le calibre de pierre mis en place initialement, ceci est jugé insuffisant pour expliquer la sévérité des dommages observés dans le temps pour ces ouvrages.

Pour étudier plus en détail les vitesses, le modèle hydronumérique Telemac a été implémenté (uniquement pour le reversoir 3 à ce stade-ci). Les simulations préliminaires avec Telemac sont utilisées pour vérifier la pertinence de ce modèle afin de soutenir le travail de conception pour SR2, et aussi pour permettre un examen plus approfondi des vitesses à proximité de la structure sous plusieurs scénarios géométriques.

5.1 Résultats du modèle Telemac (reversoir 3)

Dans le cadre du présent rapport SR1, l'analyse des conditions ayant conduit aux défaillances passées des reversoirs a été largement basée sur l'analyse théorique de la géométrie de la structure et des conditions d'écoulement. Tel que discuté dans la section précédente, cette analyse documentaire n'a pas réussi à expliquer les dommages à grande échelle observés dans les années 1930 et 1960. La prochaine phase de cette étude, qui consistera au rapport SR2, portera sur les simulations hydronumériques des conditions d'écoulement aux reversoirs et de la réponse hydrodynamique des ouvrages, du lit du cours d'eau et des berges adjacentes. Afin d'explorer plus en détail les performances passées des reversoirs, des simulations hydronumériques ont été intégrées à SR1 en utilisant un modèle préliminaire du reversoir 3 comme ouvrage représentatif. Cette section du rapport décrit cette modélisation préliminaire et inclut l'interprétation des résultats obtenus à l'aide du modèle en termes de performance historique de la structure et de schémas d'affouillement et de dépôt observés. Il est important de noter que les simulations discutées ici sont de nature préliminaire et sont sujettes à révision dans le cadre de SR2.

5.1.1 Descriptions des modèles

TÉLÉMAC-3D

L'hydrodynamique du fleuve Saint-Laurent au droit du reversoir 3 a été étudiée à l'aide du système de modélisation TELEMAC (Lang, Desombre, Riadh, Goeury, & Hervouet, 2014) développé par Électricité de France. Le système peut fonctionner en mode bidimensionnel ou tridimensionnel. Considérant la complexité des schémas d'écoulement recirculant sous l'effet du vent au reversoir, le modèle tridimensionnel TELEMAC-3D a été utilisé.

Le modèle TELEMAC-3D résout les équations tridimensionnelles de Navier-Stokes pour l'écoulement à surface libre afin d'obtenir le champ de vitesse (U , V , W) et la surface libre η à chaque pas de temps. La turbulence est généralement estimée à l'aide d'un modèle $k - \varepsilon$ et le modèle peut être exécuté avec ou sans hypothèse de pression hydrostatique. Le maillage TELEMAC-3D est composé de prismes empilés verticalement construits à partir d'un maillage triangulaire bidimensionnel à trois (3) nœuds saisis par l'utilisateur qui couvre le domaine de calcul. TELEMAC-3D constitue l'empilement de prismes au-dessus de chaque triangle selon le nombre de couches souhaité. Le nombre de couches est constant sur le domaine, de sorte que la profondeur de chaque prisme varie dans l'espace et dans le temps pour tenir compte de la profondeur locale et de la surface libre variable.

TELEMAC-3D peut être appliqué aux écoulements à surface libre dans les rivières, les lacs et les océans. Les conditions aux limites (par exemple, entrée/sortie, solide, etc.) doivent être fournies autour de l'ensemble du domaine. Le modèle peut simuler un large éventail de processus, y compris le frottement variable du fond, les forces de Coriolis, les effets de la température et/ou de la salinité sur la densité, le forçage météorologique (pression atmosphérique, pluie/évaporation, vent) et le mouillage/séchage interne (par exemple, les vasières ou berges peu profondes).

5.1.2 Demande de modèle

Un maillage TELEMAC-3D a été développé pour le reversoir 3 contenant 6 432 nœuds et 12 657 éléments (voir figure 6.6). Dans la forme tridimensionnelle à 10 couches utilisée pour les calculs, cela donne 64 320 nœuds et 341 739 éléments. Le maillage s'étend à travers le chenal et sur environ 325 m en amont et en aval. La résolution du maillage varie de 2 m sur la structure à 10 m aux étendues du modèle. Une rugosité de surface de $S=40$ a été utilisée pour ces simulations préliminaires avec une rugosité légèrement supérieure de $S=40$ sur la structure. Plusieurs versions du maillage du modèle ont été développées sur la base de différentes bathymétries (voir figure 6.7) notamment :

- / Conditions existantes;
- / Conditions de 1963;
- / Ouvrage réparé;
- / Structure réparée avec trous d'affouillement en aval remplis;
- / Ouvrage réparé avec encoche de 20 m.

Il convient de noter que la modélisation hydronumérique préliminaire discutée ici est de nature exploratoire et vise à évaluer l'importance relative de divers facteurs géométriques sur la performance hydraulique globale. Un ensemble plus détaillé et méthodique de simulations hydronumériques sera entrepris dans la tâche SR2 de ce projet. Les conditions aux limites du modèle sont fournies sous forme de débit (Q) à la limite en amont et de niveau de la rivière (η) à la limite en aval.



Figure 5.6 Vue aérienne – Maillage du modèle TELEMAC-3D au réservoir 3

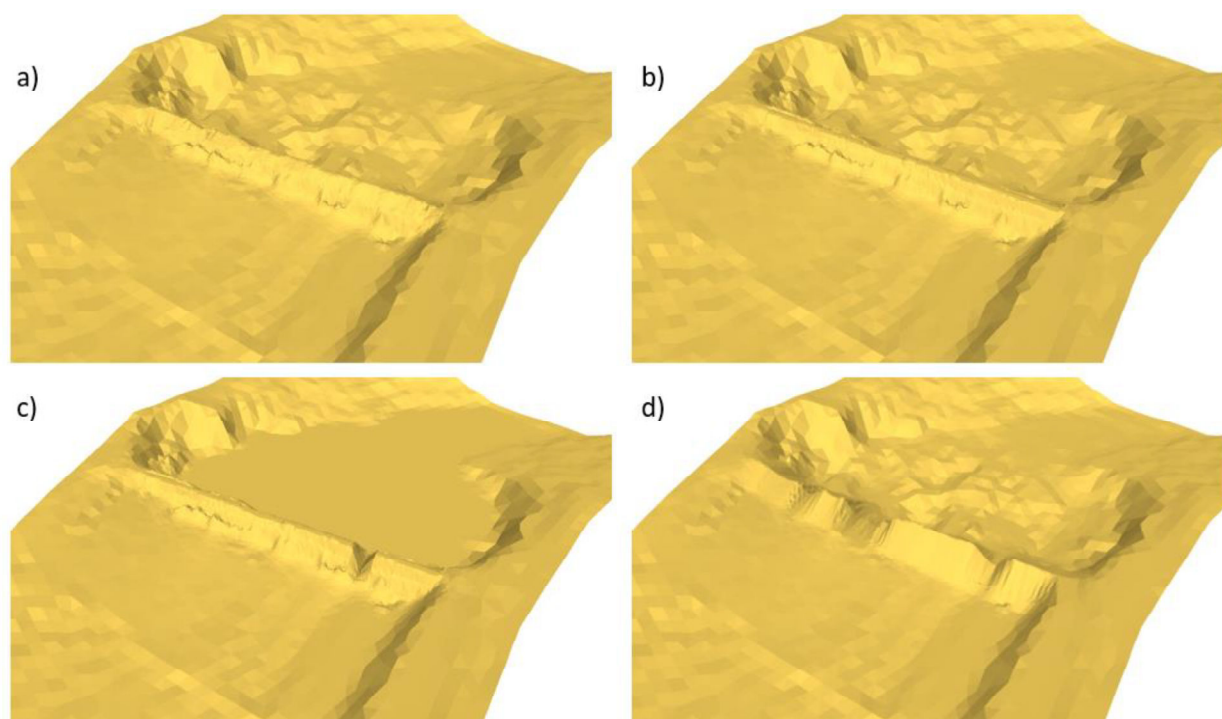


Figure 5.7 Bathymétrie dans TELEMAC-3D: a) conditions existantes; b) réparé; c) encoche de 25 m; d) Conditions de 1963

Les conditions d'écoulement ont été prescrites par une combinaison de niveau de rejet et de niveau d'eau en aval, comme résumé dans le tableau suivant :

Tableau 5.1 Conditions d'écoulement selon diverses combinaisons

Q en amont m ³ /s)	η en aval (m, IGLD85)	Existant	Réparé	Réparé (pas d'affouille- ment)	Endommagé (comme 1963)
250	4,21	•	•	•	•
500	4,60	•	•	•	•
750	5,08	•	•	•	•
1000	5,69	•	•	•	•
1250	6,46	•	•	•	•
500	4,21				•
750	4,21				•
1000	4,21				•
1250	4,21				•

Les premières simulations ont permis des comparaisons entre les conditions existantes et les réparations. La figure 5.8 montre les vitesses moyennes en profondeur pour les conditions existantes et pour une structure réparée avec une crête uniforme à 4,385 m (avec un débit de 1 250 m³/s et un niveau d'eau en amont de 6,4 m IGLD85). L'élévation de la crête entraîne une augmentation significative des vitesses.

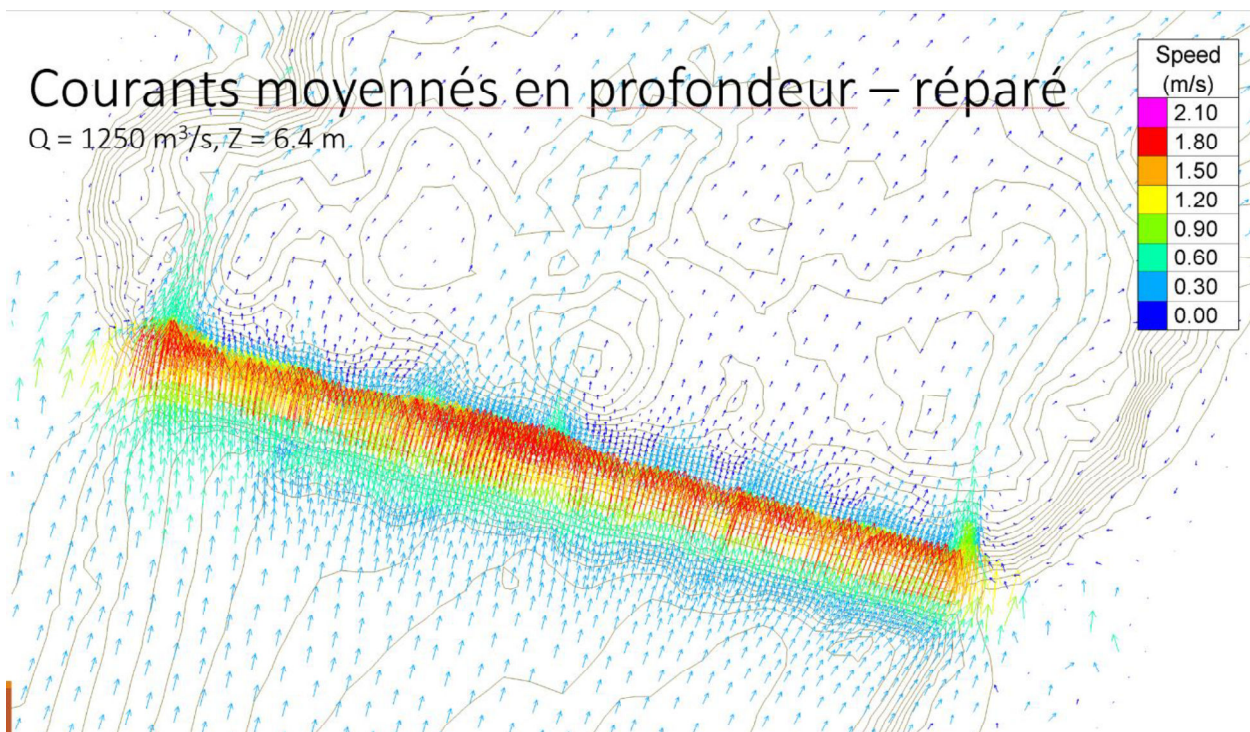
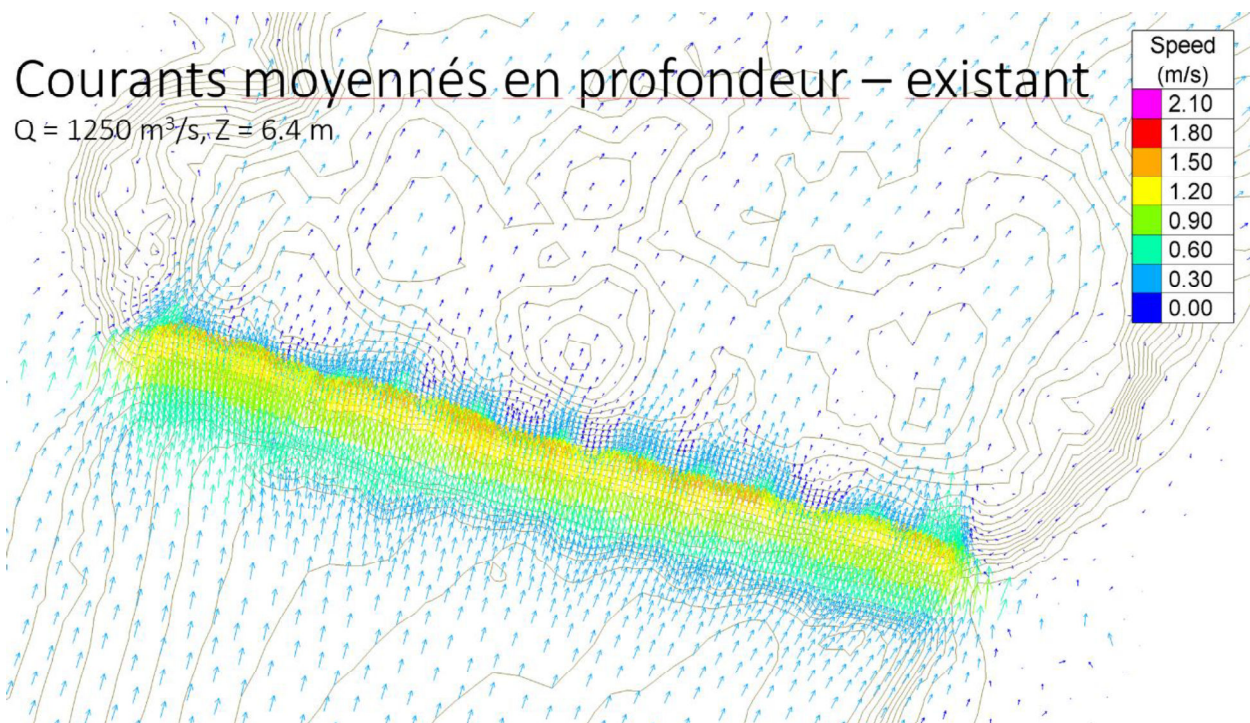


Figure 5.8 Vitesses au reversoir 3 – Conditions existantes et réparées

Une gamme de débits et de niveaux d'eau a été simulée afin de connaître les conditions les plus sévères en termes de stabilité de la pierre le long de la crête de l'ouvrage (figure 5.9). Les conditions intermédiaires génèrent les vitesses les plus élevées.

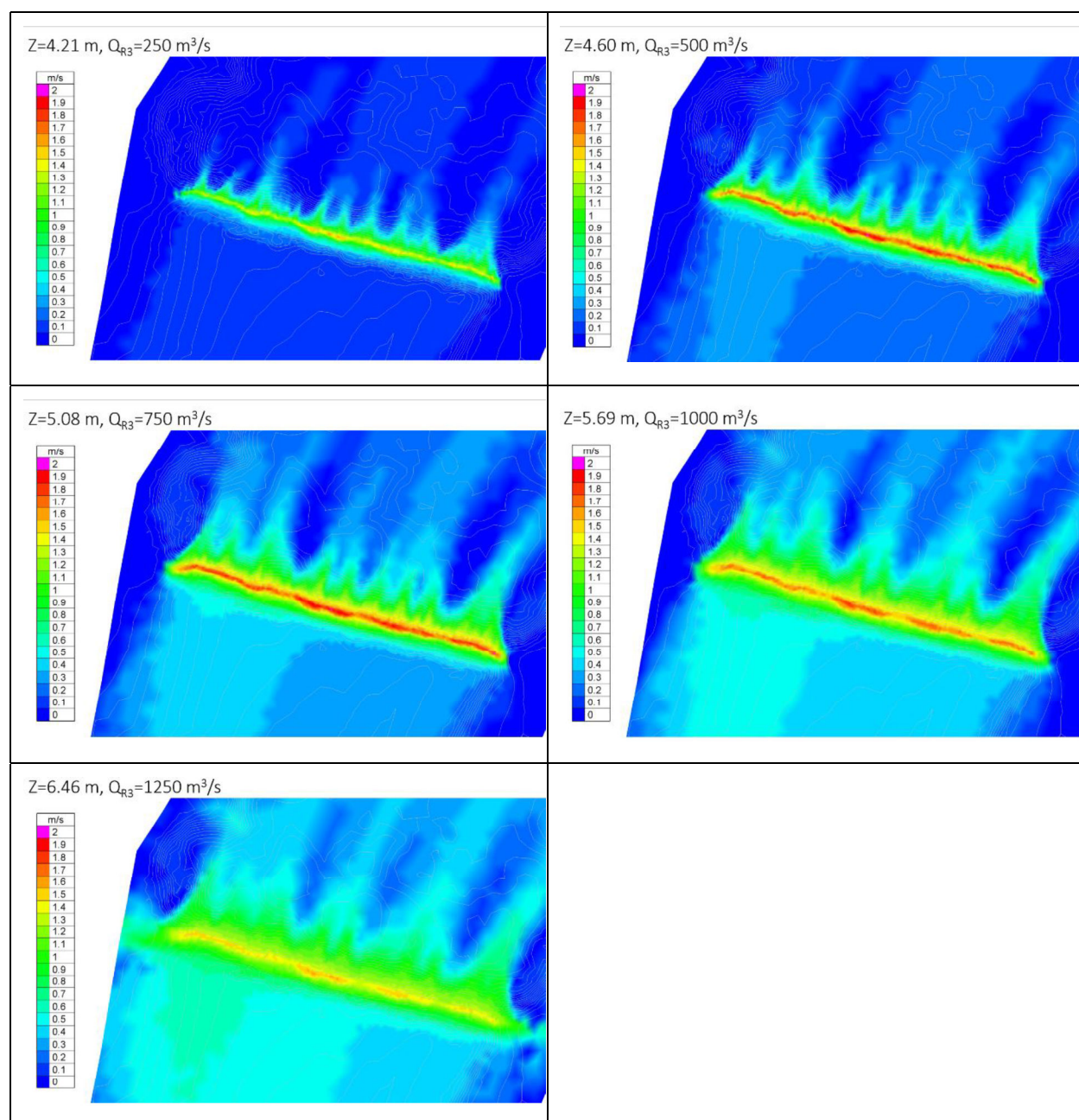


Figure 5.9 Gamme des débits - Rev 3, existant

Une analyse similaire a également été effectuée pour les réparations, les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous.

Pour les structures endommagées telles que montrées par le profil de 1963 de Pasin (1979), des simulations supplémentaires ont été faites pour examiner une gamme de débits à un niveau d'eau de base.

Tableau 5.2 Vitesses maximales en crête - Rev 3

Q	Z	Existante	Réparé	Réparé	V-notch	1963	<-Ouvrage
m ³ /s	m	Existante	Existante	Pas d'affouille- ment	Pas d'affouille- ment	Existante	<-Lit en aval
250	4,21	1,62	3,77	3,73	2,76	0,85	
500	4,60	2,01	3,80	3,80	3,04	0,60	
750	5,08	1,97	3,46	3,45	2,78	0,77	
1000	5,69	1,84	2,66	2,68	2,33	0,86	
1250	6,46	1,63	2,10	2,10	1,93	0,88	
250	4,1					0,85	
500	4,1					0,67	
750	4,1					1,00	
1 000	4,1					1,33	
1 250	4,1					1,68	

À partir de ces simulations, nous pouvons voir que les vitesses de crête les plus élevées se produisent à des niveaux d'eau bas. Ainsi :

- / Les vitesses maximales sur la structure existante sont de 2 m/s;
- / Les vitesses maximales sur la structure réparée sont de 3,8 m/s;
- / Les vitesses sur la géométrie endommagée (1963) sont inférieures à 1 m/s, sauf considération des plus grands débits au niveau basé;
- / Comme prévu, les modifications apportées aux trous d'affouillement en aval n'ont pas eu d'incidence sur les vitesses de crête.

En termes de stabilité des roches, les simulations Telemac indiquent que l'ouvrage existant est généralement stable avec une carapace d'environ $D_{50}=20\text{cm}$ ($M_{50}=50\text{kg}$). Comme l'illustrent les simulations de la configuration de 1963, la masse rocheuse nécessaire pour la stabilité diminue en fonction de la diminution de la géométrie de la structure.

Une fois réparées comme prévu, les vitesses accrues nécessiteraient des pierres de $D_{50} = 80\text{ cm}$ ($M_{50}=1\text{ tonne}$).

Aux fins d'estimations préliminaires, et pour avoir un facteur de sécurité de 1,25 en termes de masse, une gradation de 1 à 3 tonnes est prescrite pour les travaux de réparation.

Les observations du site, les données bathymétriques et l'analyse de modélisation préliminaire suggèrent que la dégradation structurelle passée a généralement suivi un modèle de défaillance en cascade. Les concentrations de débit - soit dues à l'érosion de matériaux sous-dimensionnés, soit éventuellement dues à des points bas dus à un tassement ou à un affaissement, semblent les catalyseurs les plus probables des dommages structurels passés. Les conditions d'écoulement et les concentrations d'écoulement potentielles dues aux modèles de couverture de glace sont également des facteurs susceptibles d'avoir contribué aux défaillances passées. Une fois que l'écoulement se concentre dans une section étroite du barrage, les vitesses augmentent, entraînant une formation croissante de brèches. Cela conduit à l'affouillement des sédiments en aval, formant des trous d'affouillement profonds qui pourraient potentiellement éroder les fondations des barrages, réduisant encore leur stabilité.

En comparaison, l'enrochement uniforme et en pierres placées utilisé pour la réparation des brèches sur les côtés des réservoirs 4 et 5 élimine la présence des points de départ de la dégradation structurelle. Il est probable que les travaux de réparation des réservoirs s'apparenteront davantage à ces réparations de brèches qu'au déversement aléatoire de pierres tel qu'utilisé par le passé.

Le rôle potentiel des embâcles de glace en aval des réservoirs a été analysé sur la base des informations disponibles, plus précisément les observations faites par voie aérienne lors de la période hivernale. Les vitesses d'écoulement importantes au-dessus des réservoirs créent une étendue d'eau libre qui s'étend parfois en amont et en aval de l'ouvrage. Sous certaines conditions, cela a le potentiel de créer une surfusion de l'eau en surface qui s'écoule au-dessus de la crête et, ultimement, entraîne la formation de frazil. Ce frazil pourrait engendrer un obstacle à l'écoulement ce qui aurait pour effet d'entraîner les courants plus profondément vers le lit de la rivière, contribuant à l'affouillement déjà observé. Bien que plusieurs exemples non négligeables de ce processus ont pu être observés dans d'autres rivières de cette région, la taille relativement petite de cette zone d'eau libre créée par les réservoirs est possiblement un facteur limitant sur la quantité de frazil produit et, par conséquent, elle limite la formation de barrages de glace. Ce mécanisme sera exploré plus en détail dans SR2 lors de l'examen des processus d'affouillement en aval des ouvrages.

6 MODÈLE CONCEPTUEL DES PROFONDEURS ET LIMITES D'ÉROSION EN FONCTION DES DÉBITS

L'analyse des modèles d'érosion et de dépôt qui se développent en réponse à la présence des reversoirs et de leurs divers niveaux d'endommagement et de réparation est basée sur une stratégie à trois volets qui intègre l'hydrodynamique, l'érosion, la sédimentation et les processus géomorphiques pour se concentrer sur le développement d'un moyen d'intégrer et comprendre les processus physiques à long terme qui entraînent des changements morphologiques dans la zone du projet. Les trois éléments clés de ce travail sont :

- / Études géomorphologiques interprétatives utilisant des données historiques, des observations de sites et des mesures;
- / Méthodes analytiques;
- / Modélisation numérique des écoulements et du transport sédimentaire.

La géomorphologie interprétative est l'analyse des processus et des reliefs fluviaux passés et actuels. Les patrons évidents dans la forme des rives et du lit de la rivière reflètent les forces et la dynamique cumulatives de l'eau, des sédiments et de la glace et, dans une moindre mesure, du vent et des vagues. Une compréhension des processus et des schémas géomorphologiques existants fournit la base d'un modèle conceptuel de la façon dont la rivière réagit face aux reversoirs.

Les méthodes d'interprétation à utiliser comprennent :

- / Mener des inspections pour observer les processus sur le terrain;
- / Analyser les photos aériennes historiques pour les changements à long terme et la réponse aux perturbations passées;
- / Examiner les chenaux existants et non perturbés dans l'archipel de Sorel;
- / Analyser les données sur la granulométrie des sédiments et les propriétés géotechniques des sols;
- / Examiner et synthétiser l'expérience de projets antérieurs dans le fleuve Saint-Laurent et d'environnements similaires dans d'autres régions concernant les impacts géomorphologiques, les méthodes de prédiction et les mesures d'atténuation.

Les méthodes analytiques impliquent l'utilisation de relations empiriques ou théoriques décrivant les processus de transport, d'érosion et de dépôt des sédiments. Ces techniques fournissent généralement des estimations limitatives de l'affouillement, de l'érosion et du dépôt et sont utilisées pour compléter les résultats de modélisations numériques plus détaillées.

La modélisation numérique des flux et du transport des sédiments fournit une cartographie spatiale détaillée des processus d'érosion et de dépôt et des changements de morphologie qui en résultent. Pour cette étude, la modélisation hydrodynamique à l'aide de Telemac sera utilisée pour piloter PTM, un modèle combiné eulérien-lagrangien pour l'érosion, le dépôt et la morphologie des sédiments.

PTM est un modèle lagrangien de transport des sédiments qui a été développé par Coldwater Consulting Ltd. avec le soutien de l'US Army Corps of Engineers. Comme décrit dans (MacDonald, et al., 2006), (MacDonald & Davies, 2005), (Davies, MacDonald, Demirbilek, Smith, Zundel, & Jones, 2004), et (MacDonald & Lackey, 2007), le modèle PTM utilise une grille spatiale d'éléments finis de la géométrie du lit et des conditions d'écoulement (telles que fournies, par exemple, par un modèle hydrodynamique d'éléments finis comme TELEMAC). Le modèle calcule ensuite les conditions de transport des sédiments à travers la grille et utilise un schéma lagrangien (basé sur les particules) pour calculer les voies et le devenir des sédiments. Ces calculs sont étayés par des calculs eulériens approfondis (basés sur le maillage) des conditions du lit (par exemple, cisaillement, transport des sédiments, croissance de la forme du lit, morphologie, etc.).

Initialement conçue pour l'analyse des côtes, des estuaires et des opérations de dragage, une variante du modèle PTM, PTM-Morph, a été développée pour l'évaluation des changements de bathymétrie en réponse aux processus de transport sédimentaire. Ce schéma utilise les calculs de transport sédimentaire eulérien du modèle PTM pour piloter un modèle de continuité sédimentaire pour l'évaluation des changements de lit. Le modèle intègre également les effets de la pente du lit sur la mobilité et le transport des sédiments. La rétroaction entre les changements de profondeur dus à l'érosion ou au dépôt et les changements des conditions d'écoulement est incluse, généralement par mise à l'échelle de la vitesse - une approche courante adoptée dans les modèles de morphologie des sédiments qui est généralement acceptée comme valide pour des changements de profondeur relativement faibles (c'est-à-dire généralement moins de 15% de la profondeur totale).

PTM-Morph évalue l'érosion et le dépôt de matériaux non cohésifs (par exemple, les sables et les graviers) à l'aide des formulations de transport de sédiments de Camenen et Larsen (2007). Cette méthode calcule la charge totale de sédiments en suspension et de lit sous les effets combinés des vagues et des courants. Les sédiments sont caractérisés par la taille des grains et la densité des sédiments. La mobilité des sédiments est évaluée à l'aide des équations prédictives basées sur la courbe de Shields (Soulsby & Whitehouse, 1997). PTM-Morph a deux modes de mise en œuvre de la formule de transport des sédiments de Lund : le premier (et plus fréquemment utilisé en raison de son efficacité de calcul) est une formulation de charge totale (TL) où les charges en suspension et de fond sont combinées pour calculer la charge totale de sédiments. Le second est un mode Advection-Diffusion (AD) qui considère à la fois l'advection des sédiments par le champ d'écoulement et le transport diffusif des sédiments en suspension dû aux gradients de concentration. Généralement, les formulations AD sont préférées dans les situations où le

transport de sédiments en suspension et la sédimentation retardée sont d'intérêt, comme le cas du remplissage de tranchées par des limons. Les formulations utilisées dans PTM-Morph pour les modes TL et AD ont été développées par Coldwater en collaboration avec le US Army Engineer Research Development Center (ERDC) où les mêmes algorithmes ont été appliqués dans le développement du modèle CMS-Flow (Buttolph, et al., 2006).

L'érodabilité du sol sera caractérisée par la densité et la granulométrie des roches non cohésives, des sables et des limons. Pour les matériaux cohésifs et surconsolidés tels que les argiles et les limons-argiles formant les berges et une grande partie du lit de la rivière, l'érodabilité sera caractérisée par une contrainte de cisaillement critique pour le début de l'érosion et un coefficient d'érodabilité qui est le taux d'érosion subi à deux fois la contrainte de cisaillement critique. Cette technique a été largement appliquée le long de cette région du fleuve Saint-Laurent et les coefficients de sol préliminaires seront tirés de la valeur calibrée obtenue par le personnel de Coldwater lors d'études antérieures menées dans la région de Sorel.

La figure 4.1 montre un exemple de prédiction du développement d'un trou d'affouillement à l'aide du modèle PTM - dans ce cas, un lit cohésif était décapé par le sillage d'un grand navire de pose de conduites.

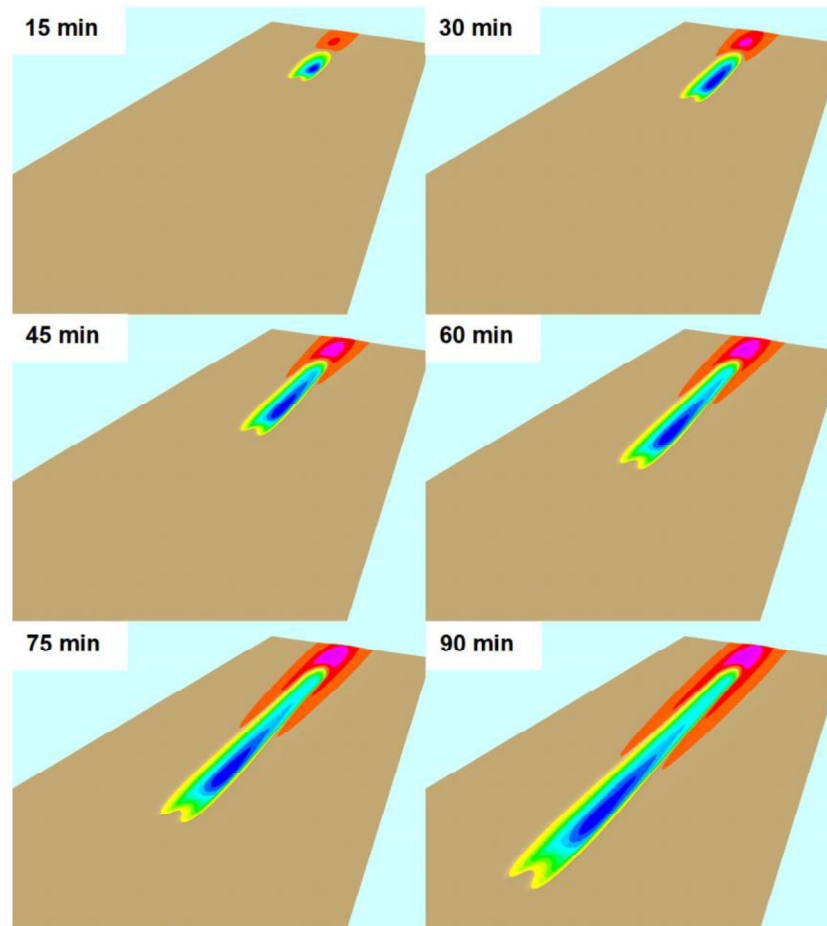


Figure 13 Isometric plots of the development of a trench created by Maersk Advancer: Case B1 – 100 T_e – 200 m/hr – 12 m – fine sand.

Figure 6.1 Exemple de modélisation des affouillements avec le logiciel PTM

Dans le cadre du rapport SR1, l'analyse de l'érosion et de l'affouillement qui s'est produit aux revoirs s'est limitée à l'interprétation géomorphologique et aux méthodes analytiques. PTM-Morph sera utilisé pour modéliser le développement des trous d'affouillement dans le lit de la rivière derrière les revoirs dans le cadre de SR2.

Dans le cadre de nos investigations préliminaires, les vitesses proches du lit en aval du revoir 3 ont été simulées à l'aide de Telemac-3D, dont les résultats sont présentés dans la figure 6.2.

Les vitesses obtenues à ce jour à partir de la modélisation de l'écoulement sont insuffisantes pour expliquer l'affouillement dans les conditions existantes, à moins que les sols ne soient beaucoup plus érodables que prévu. Deux (2) scénarios de lit ont été étudiés : les conditions réelles du lit existant en 2021, telles que mesurées par Englobe, et un lit uniforme en aval à une altitude de -4 m ILGD85, représentant les conditions initiales (non décapées).

Les résultats pour les conditions existantes (affouillées) sont illustrés à la 6.4. Les vitesses en aval de la structure sont généralement inférieures à 0,25 m/s et universellement inférieures à 0,50 m/s pour toutes les conditions.

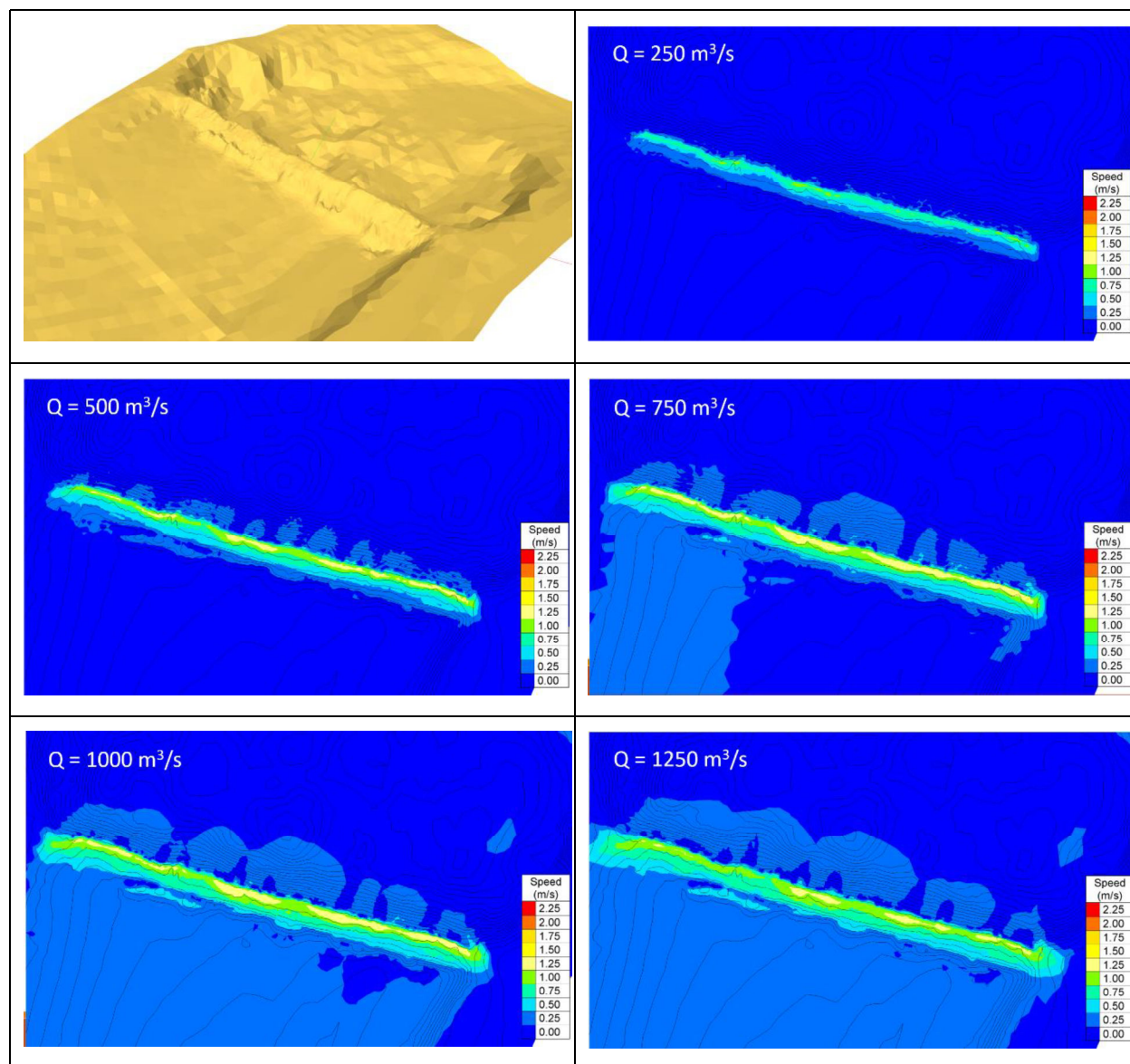


Figure 6.2 Vitesses de courant sur le lit - Telemac-3D - Reversoir 3

Des essais ultérieurs du modèle avec une structure réparée ont montré des vitesses de lit très similaires. Afin d'explorer les processus pouvant expliquer la présence des trous d'affouillement, des simulations ont été réalisées avec une structure endommagée : un jeu d'essais a été réalisé avec une seule encoche de 20 m de large à -4 m d'altitude avec une bathymétrie aval non affouillée. Cela a généré des vitesses de lit beaucoup plus élevées près de l'encoche - avec des vitesses de fond de trou de 1,2 m/s. Les vitesses de lit les plus élevées étaient associées à des conditions d'écoulement relativement faibles. Ces résultats

indiquent que les dommages structuraux, qui permettraient des concentrations locales d'écoulement, peuvent être critiques pour l'interprétation de l'affouillement du lit.

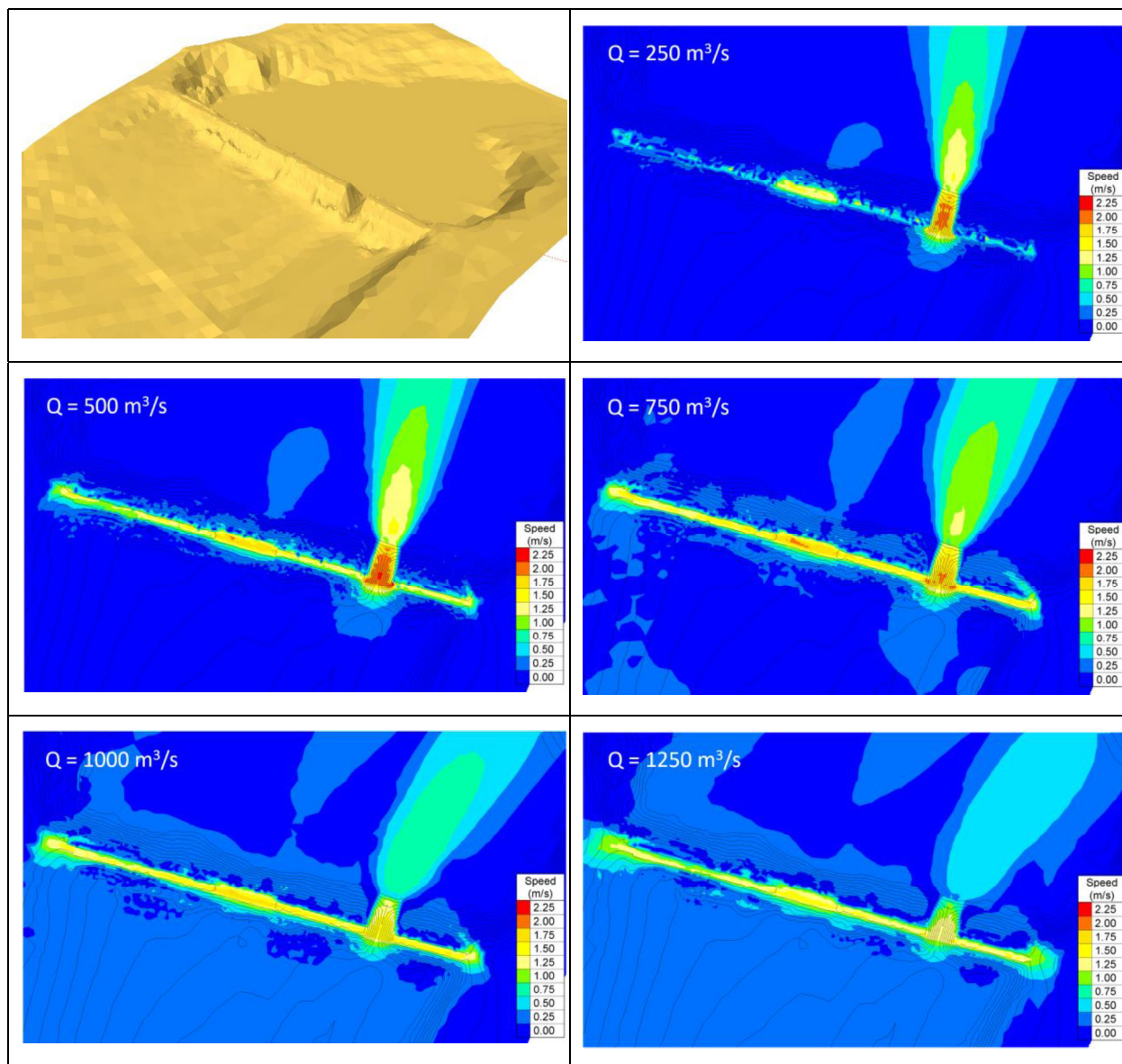


Figure 6.3 Vitesses du lit, encoche de 20 m, bathymétrie sans affouillement

Une autre exploration a impliqué la reconstitution de la géométrie de la structure de 1968 telle que présentée dans Pasin (1979). Avec de multiples brèches dans le réservoir et la bathymétrie existante (affouillée), les concentrations de flux sont moins intenses qu'avec le scénario à brèche unique. Les vitesses du lit sont de l'ordre de 0,5 à 0,75 m/s. Dans ce cas, des vitesses de lit plus élevées sont associées à des conditions de débit (et de niveau d'eau) plus élevées.

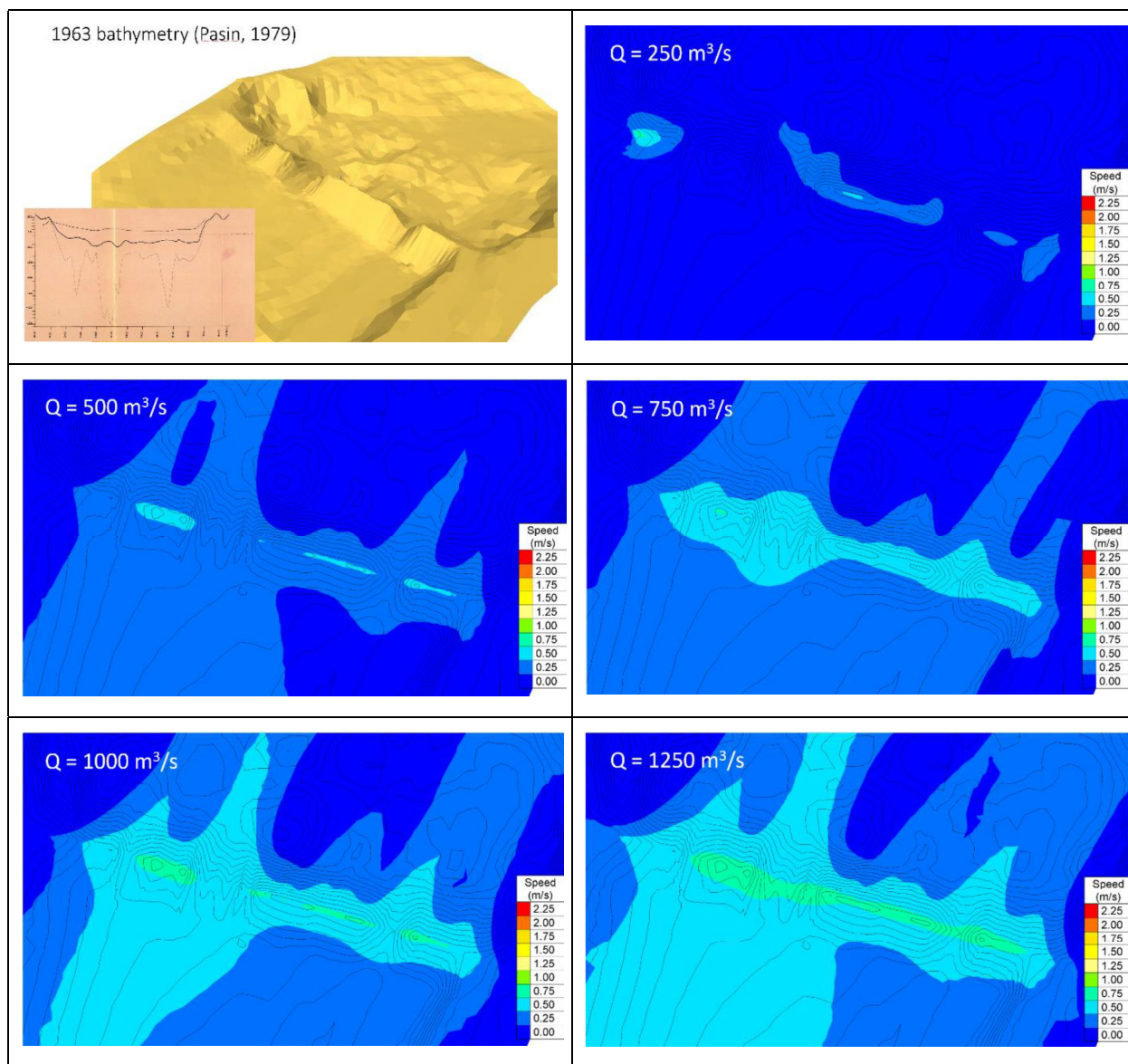


Figure 6.4 Vitesses du lit, structure a 1968, bathymétrie existante

7 CRITÈRES DE CONCEPTION POUR DÉTERMINER LES ZONES D'INTERVENTION

7.1 Critères de conception

Dans le présent chapitre, le terme « zones d'intervention » est utilisé afin de désigner lequel des revoirs existants sera modifié et dans quelle mesure.

La détermination des zones d'intervention se base sur plusieurs facteurs :

- / L'efficacité des travaux proposés sur la préservation/l'amélioration des niveaux d'eau entre Sorel et Montréal;
- / Les effets de champ lointain sur les niveaux d'eau en amont de Lanoraie reflètent les changements dans l'adduction globale du chenal et devraient être indépendants des particularités de tout schéma d'intervention individuel;
- / Le rapport avantage-coûts des travaux proposés;
- / Les impacts environnementaux – notamment les effets sur les conditions hydrosédimentaires de l'archipel du lac Saint-Pierre et du lac Saint-Pierre lui-même;
- / La performance lors d'épisodes de crue extrêmes;
- / La résilience face au changement climatique;
- / L'étendue et la nature des mesures d'atténuation pouvant être requises.

Les travaux de modélisation antérieurs entrepris par Métivier et Doyon (2020) ont permis d'analyser deux scénarios d'intervention : la réparation des cinq (5) revoirs à une élévation de crête constante de 4,385 m et la réparation des revoirs 1, 2 et 3 seulement. Les résultats de cet exercice de modélisation ont démontré que la réparation des ouvrages 1 à 3 seulement était presque aussi efficace que la réparation des cinq (5) revoirs. De plus, la réfection des revoirs 4 et 5 fait augmenter les débits dans le chenal principal de 0 à 2 % pour les simulations réalisées. L'augmentation du niveau d'eau à Montréal engendrée par la réparation des 5 revoirs était moins de 1 cm supérieure au niveau d'eau prédit pour la réparation des revoirs 1 à 3 uniquement. Du point de vue des changements de débit dans le chenal de navigation et des changements des niveaux d'eau en amont de Montréal, il semblerait que la réparation des revoirs 1 à 3 est plus efficace, tandis que la réparation des revoirs 4 et 5 n'offre qu'un avantage supplémentaire minime.

Comme prévu, la réparation des 5 revoirs a réduit significativement les débits dans les chenaux des revoirs et augmenté les débits dans les chenaux adjacents. Ainsi, les augmentations de débit dans le

chenal de Berthier et le chenal aux Corbeaux, qui sont estimées à des valeurs variant entre 12-25 %, pourraient avoir des implications importantes sur la géomorphologie du lit et l'érosion des berges dans ces chenaux. Même si les crêtes des revoirs 4 et 5 ne sont pas surélevées dans le cadre d'un projet de réfection, des travaux de maintenance sont probablement encore nécessaires pour éviter une dégradation supplémentaire. Notamment, mais sans s'y limiter, les activités suivantes devraient être considérées : le nivellement de la crête pour atteindre un niveau constant, l'érection d'ouvrages de protection sur les berges adjacentes ainsi que la mise en place de pierres de taille appropriée.

Bien que l'analyse des effets du relèvement des crêtes de tous les revoirs apporte des gains modestes sur les profondeurs d'eau en amont, il est important souligner la potentielle réduction des profondeurs d'eau qui se produirait si les revoirs continuaient à se dégrader. Étant donné que l'élévation de la crête augmente les vitesses et les forces de la glace auxquelles la structure est exposée, des économies considérables pourraient être réalisées si les structures étaient, dans la mesure pratique maximale, maintenues à une certaine élévation de crête réduite.

Soulignons également d'autres problèmes potentiels liés au rehaussement des ouvrages tels que des modifications aux rives du chenal maritime principal entre l'île des Barques et l'île aux Pierres, l'introduction de mesures alternatives de restriction de débit telles que des hauts-fonds ou des zones humides artificielles, ou des travaux dans des canaux naturels tels que le chenal aux Corbeaux ou le chenal du Berthier. Ces éléments sont toutefois considérés comme dépassant le cadre de la présente étude.

Une liste possible des critères pour la détermination des zones d'intervention inclut les paramètres et les contraintes suivantes:

- / Changements de niveau d'eau en amont (p. ex. Lanoraie) : contrainte au niveau des changements engendrés qui ne doivent pas être négatifs;
- / Augmentation de débits dans le chenal maritime : les travaux ne doivent pas entraîner une réduction ni d'augmentation suffisante pour créer des enjeux de navigation;
- / Recul des berges : Quantification des effets, et détermination des mesures d'atténuation nécessaires;
- / Couvert de glace : Aucun effet néfaste sur la gestion de la glace;
- / Terrains : Aucune augmentation des risques d'érosion ou d'inondation sur les propriétés adjacentes;
- / Environnement : Aucune dégradation non atténuable.

Il est très probable que des travaux de réparation seront nécessaires sur les 5 sites du reversoir, et ce, peu importe leur envergure. Bien que la démolition complète des structures ou la réduction de la crête soit peu probable, certaines structures peuvent être réparées à leur élévation de crête existante tandis que d'autres pourraient être rehaussées à une altitude de 4,385 m (IGLD85).

Les critères pour l'évaluation de la performance des ouvrages incluent :

- / Élimination des effets érosifs sur les culées lors des crues majeures;
- / Stabilité des ouvrages pour toutes les conditions considérées (p. ex. crue 100 ans, étiage 100 ans, effets des glaces, etc.)
- / Conceptions permettant une certaine tolérance quant aux tassements et dommages mineurs.

7.2 Changements climatiques

Puisque les ouvrages doivent être conçus pour une durée de vie minimale de 40 ans, il est primordial de considérer les changements climatiques dans l'élaboration des concepts proposés. Les effets des changements climatiques n'ont pas été intégrés aux modélisations à proprement parler, mais une analyse conceptuelle a été réalisée dans le cadre du présent mandat. Rappelons que les connaissances relatives aux changements climatiques ainsi que leur portée précise demeurent lacunaires. En effet, il est difficile de prédire de façon précise les données climatiques en conditions futures en utilisant les données passées et les prédictions actuelles sont sujettes au changement. De ce fait, certains éléments pourraient être sous-estimés ou négligés dans les analyses actuelles, mais ne doivent pas pour autant être écartés définitivement. Le présent chapitre résume les éléments d'intérêt qui sont ressortis de cette analyse.

7.2.1 Niveau d'eau

Globalement, il est anticipé que les changements climatiques entraîneront une augmentation de la force et de la récurrence des événements extrêmes. Ainsi, il est appréhendé qu'il y ait des variations plus importantes des niveaux d'eau, principalement dans les rivières, ce qui pourrait se traduire par des épisodes de crues soudaines plus importantes, mais également par des périodes d'étiage plus longues et plus importantes.

La hausse du niveau moyen de la mer est également une conséquence des changements climatiques qui est largement abordée dans la littérature. Les impacts pour le secteur à l'étude sont mal définis, mais il est possible d'appréhender une certaine augmentation. À des fins d'analyse, les principales conclusions de diverses études sont présentées ci-après :

- / Selon le rapport de Zhai et al. (2015), le niveau de tolérance de l'augmentation du niveau moyen de la mer pour l'est du Canada selon un scénario carbone RCP 8.5 pour les horizons 1995-2050 et 1995-2100 se situe respectivement entre 0,13 m et 0,45 m et 0,52 m et 1,32 m. Mentionnons que ces données tiennent compte du rebondissement isostatique. Plus le secteur se situe dans la portion ouest du fleuve, moins l'augmentation du niveau de la mer est importante. À titre informatif, pour un rehaussement de niveau moyen de la mer à Québec de 30 cm, le niveau à Sorel rehausse environ de 5 à 10 cm et de 2-3 cm à Montréal;
- / Les études actuelles ne couvrent pas en profondeur le possible rôle que joueront les Grands Lacs sur la hausse des niveaux d'eau dans le fleuve Saint-Laurent. MacKay, M. & Seglenieks, F. (2013) ont étudié les changements dans les apports nets du bassin et sur les niveaux des lacs pour la région des Grands Lacs en produisant un modèle à plus petite échelle afin d'être représentatif du modèle climatique canadien, mais en se basant sur les prédictions du *Global Climate Model* (GCM). Cette analyse a mené à des prédictions qui semblent tendre vers une baisse générale du niveau des Grands Lacs de 3 à 6 cm, mais avec des augmentations saisonnières (crues) de 2 à 9 cm;
- / L'augmentation des précipitations et du ruissellement sur les lacs en hiver et au printemps entraîne des changements positifs dans l'apport net du bassin (ANB) durant ces saisons, tandis que l'été est dominé par une augmentation de l'évaporation du lac, ce qui entraîne des changements négatifs du ANB. En conséquence, une amélioration du cycle annuel de disponibilité de l'eau est à prévoir pour la région des Grands Lacs au cours du XXI^e siècle. Aucun changement à long terme ne peut être estimé avec certitude pour les niveaux des lacs, mais leur cycle annuel sera amplifié par le changement climatique. (Mailhot et al, 2019);
- / L'ajustement isostatique glaciaire est considéré comme étant négligeable entre Rimouski et Montréal.

7.2.2 Débit et précipitations

Les projections en climat futur suggèrent que les quantités de précipitations liquides vont continuer d'accroître durant l'hiver et le printemps. À court terme, les précipitations durant la période estivale et automnale seront plus variables, mais tendront à diminuer vers la fin du siècle. L'augmentation appréhendée pour les mois d'hiver et de printemps aura un impact direct sur les débits des rivières durant ces périodes (Cherkauer et Sinha, 2010 ; Byun et al., 2018).

Avec la diminution des précipitations solides durant l'hiver, il est attendu que les inondations associées à la fonte des neiges au printemps diminuent, mais le débit moyen demeurera plus élevé durant cette période étant donné l'augmentation générale des précipitations sous forme de pluie. Pour les bassins versants de plus grande envergure, il est attendu que les débits de pointe surviendront plus tôt dans la saison (Byun et al., 2018). Pour ce qui est des bassins versants plus petits, l'augmentation de la fréquence et de l'ampleur

des tempêtes printanières jumelée à la fonte des neiges auront une influence directe sur les débits de pointe qui risquent également de survenir plus tard dans l'année (Cherkauer et al., 2018).

Les risques d'inondation vont tendre à augmenter dans le futur (Cherkauer et Sinha, 2010 ; Byun et al., 2018). Le stockage de l'eau en surface sous forme d'humidité dans le sol, la recharge de la nappe phréatique et le remplissage des milieux humides et des petits lacs augmenteront durant l'hiver et le printemps (Cherkauer et al., 2018; Byun et al., 2018), et ce, même si les quantités de neige diminueront. Les températures plus élevées en période estivale et automnale augmenteront le processus d'évaporation durant la saison de croissance des végétaux. Cette situation, combinée à des précipitations estivales de plus en plus variables et plus faibles, aura un impact sur les débits estivaux des rivières qui seront inférieurs aux observations historiques d'ici la fin du siècle (Byun et al., 2018).

7.2.3 Couvert de glace

De façon générale, il est attendu au Québec que la saison hivernale soit plus tardive et de plus courte durée. Les projections tendent également à démontrer qu'il y aura vraisemblablement une augmentation de la température moyenne en période hivernale et une augmentation des cycles de gel-dégel. Conséquemment, l'amplitude et la durée du couvert de neige subiront une diminution, ce qui s'applique également pour le couvert de glace. Le couvert de glace offrant généralement un certain niveau de protection lors des tempêtes, il est attendu que les dégâts attribuables aux tempêtes hivernales soient plus importants. En effet, l'augmentation de la fréquence des tempêtes hivernales durant la saison libre de glace augmentera probablement l'érosion côtière et le recul des berges à long terme, ce qui exercera une pression supplémentaire sur les berges et sur les ouvrages de protection le long des rives.

Il est attendu qu'il y ait une augmentation de l'érosion côtière qui sera provoquée par une combinaison de variables climatiques, telles que la réduction du couvert de glace, la hausse du niveau de la mer, l'augmentation des vitesses de courant en période de crue et l'augmentation du nombre de cycles gel-dégel.

La saison libre de glace plus longue pourrait mener à une augmentation du transport maritime et ultimement à une augmentation de l'érosion attribuable aux vagues des navires. En effet, il est possible que les vagues induites par les navires puissent être un facteur déterminant en raison de la persistance relative de leur effet de sillage. Bien que ces vagues soient moins importantes que celles induites par les tempêtes et le vent, elles se produisent plus régulièrement.

8 IDENTIFICATION DES CONTRAINTES AU NIVEAU DE LA CONSTRUCTION

8.1 Milieu physique

Le présent chapitre se veut un survol des contraintes du milieu physique associées aux cinq (5) reversoirs. En premier lieu, l'emplacement géographique des ouvrages constitue une contrainte non négligeable. En effet, les reversoirs sont situés dans des secteurs possédant un accès limité à cause des îles, des terrains privés et des chemins d'accès qui sont parfois limitatifs pour acheminer des matériaux de construction. Les zones d'entreposage potentielles pour les matériaux sont également limitées.



Figure 8.1 Vue aérienne – Accès aux reversoirs 1 et 2



Figure 8.2 Vue aérienne – Accès aux réservoirs 3 à 5

8.1.1 Accès aux réservoirs

Selon Saucet J-P., Holder G.K. et Boivin R. (1989), les réservoirs 2 à 5 peuvent être reconstruits à partir de la terre tandis que le réservoir 1 est accessible par barge. L'analyse des données présentées dans la note de Tourangeau (2021) a permis de ressortir les éléments listés ci-dessous.

Réservoir 1

D'une longueur de **260 m** et positionné entre l'île du Moine et l'île des Barques, il n'y a pas de chemin d'accès menant à ce réservoir à partir de la terre ferme. La réfection éventuelle de cet ouvrage devra se réaliser à l'aide d'une barge pour y livrer les équipements et les matériaux. L'île des Barques appartenant entièrement à MPO, un site d'entreposage temporaire de la pierre pourrait y être envisagé si aucune contrainte environnementale n'est soulevée. Autrement, les pierres devront être livrées au fur et à mesure.

Reversoir 2

Positionné entre l'île de Grâce et l'île Ronde, ce reversoir est aussi difficile d'accès. D'une longueur d'environ **930 m**, cet ouvrage risque d'être celui qui sera le plus difficile à corriger de par sa longueur et son accès maritime seulement. L'île Ronde a été transférée par MPO à Environnement et Changement climatique Canada à l'exception des lots 4 929 931 et 4 929 932. Ainsi, un site d'entreposage temporaire de la pierre pourrait y être envisagé s'il n'y a aucun enjeu environnemental associé. Autrement, les pierres devront être livrées au fur et à mesure.

Reversoir 3

Ce reversoir est positionné entre l'île Ronde et l'île St-Ignace et a une longueur de **315 mètres**. Son extrémité ouest est accessible via la route 158, le rang St-Michel, le rang Ste-Marie puis le rang St-Pierre. Le côté est (île Ronde) n'est accessible que par barge. Tel que mentionné précédemment, l'île Ronde pourrait être envisagée comme site d'entreposage temporaire.

Reversoir 4

Le reversoir 4 est positionné entre l'extrémité sud de l'île Saint-Ignace et l'île aux Cochons. Il fait environ **150 m** et son centre est abaissé pour la navigation de plaisance. Il est positionné près d'un secteur plus densément habité de l'île Saint-Ignace. Un accès routier est possible via le chemin de la rive boisée pour le côté est (île Saint-Ignace). De son côté ouest, aucun accès routier n'est disponible.

Reversoir 5

Cet ouvrage d'une longueur de **190 m** se positionne entre l'île aux Cochons et l'île aux Castors. Le côté ouest (île aux Castors) est accessible via la route 158 qui la traverse. Toutefois, l'état des chemins qui mènent au reversoir devra être vérifié pour confirmer qu'il y a bel et bien un accès carrossable pour s'y rendre en tout temps. De son côté est (île aux Cochons), aucun accès routier n'est disponible.

8.1.2 Régime hydraulique

Selon l'historique des données de niveau d'eau, afin de travailler dans les conditions de moindre débit, les travaux doivent se réaliser entre la mi-juillet et décembre. Voir données de 1990-2021 présentées sur la figure suivante.

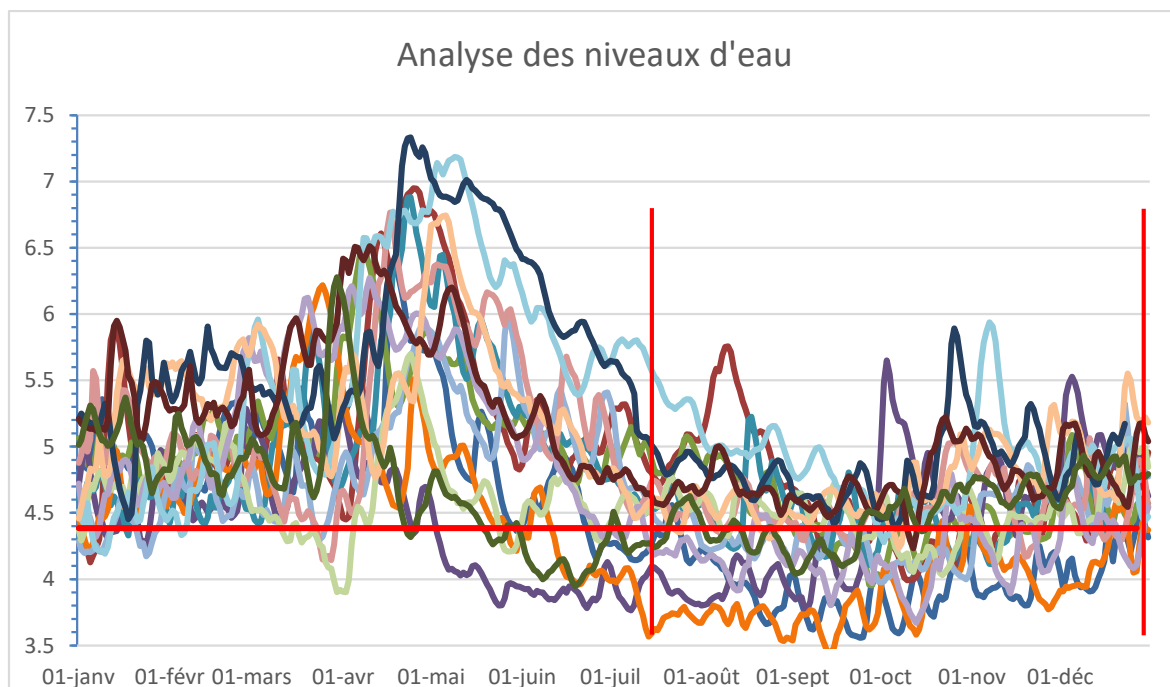


Figure 8.3 Analyse des niveaux d'eau moyens journalière (période 1990-2021)

De façon générale, les niveaux d'eau enregistrés à Sorel sont plus élevés en période de crue, soit entre les mois d'avril et mai (Doyon et Métivier, 2020). En observant les courbes classées des niveaux d'eau à Sorel pour la période comprise entre 1966 et 2019, présentées dans le rapport de Doyon et Métivier, il est possible de constater que la probabilité d'avoir des niveaux d'eau inférieurs à 4,385 m (IGLD85) au cours des mois de juillet à novembre varie entre environ 25 % à 30 % et que celle-ci chute à moins de 15 % pour les autres mois de l'année.

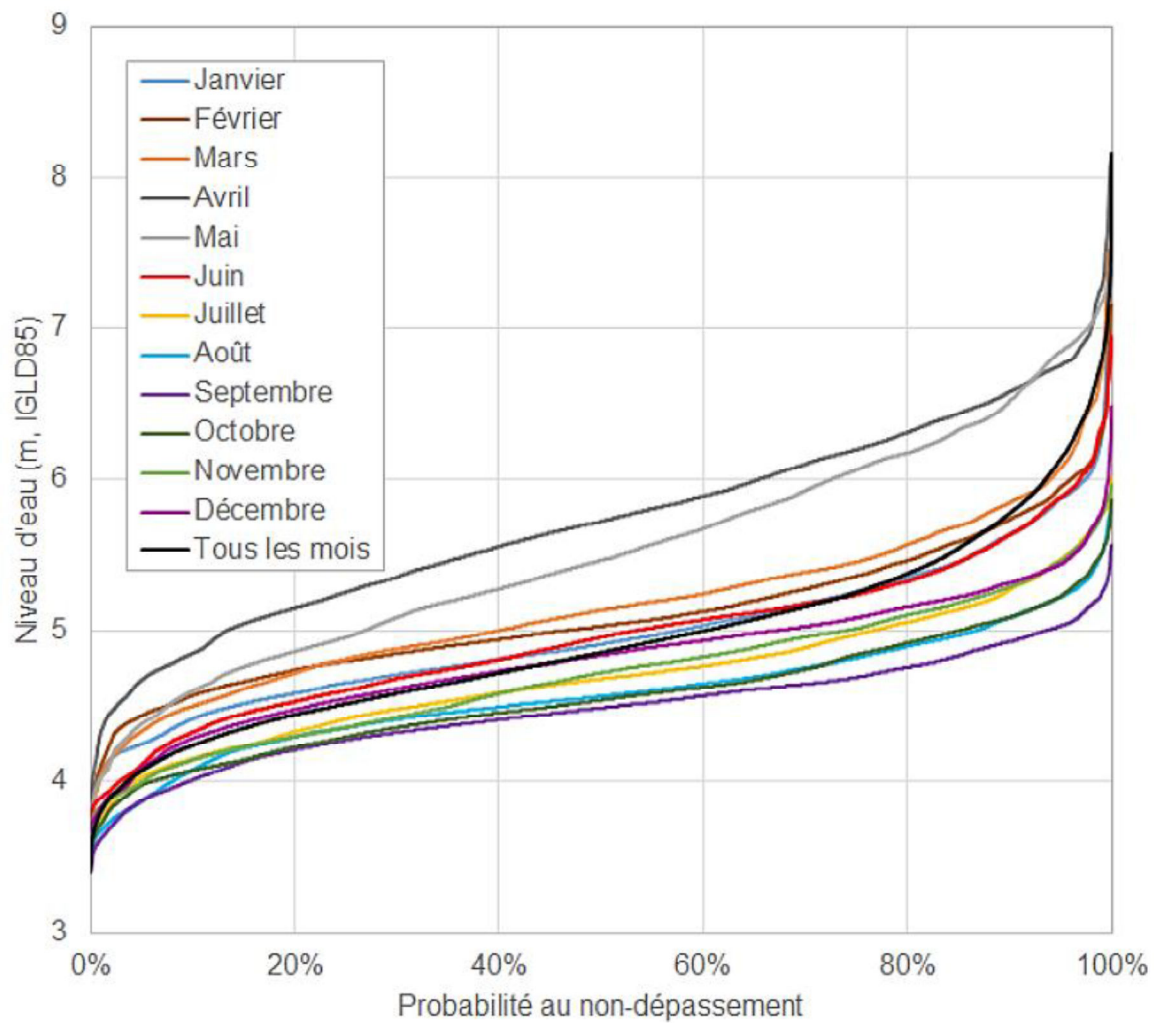


Figure 8.4 Courbes classées des niveaux d'eau à Sorel pour différents mois de l'année – Données horaires pour la période comprise entre 1966 et 2019 (Doyon et Métivier, 2020)

8.1.3 Dynamique des glaces

En période hivernale, certaines zones demeurent libres de glace tel qu'il est possible de le constater sur les photos présentées ci-dessous :



Photo 8.1 Reversoir 2 – Zone libre de glace en amont des ouvrages (6 février 2019)

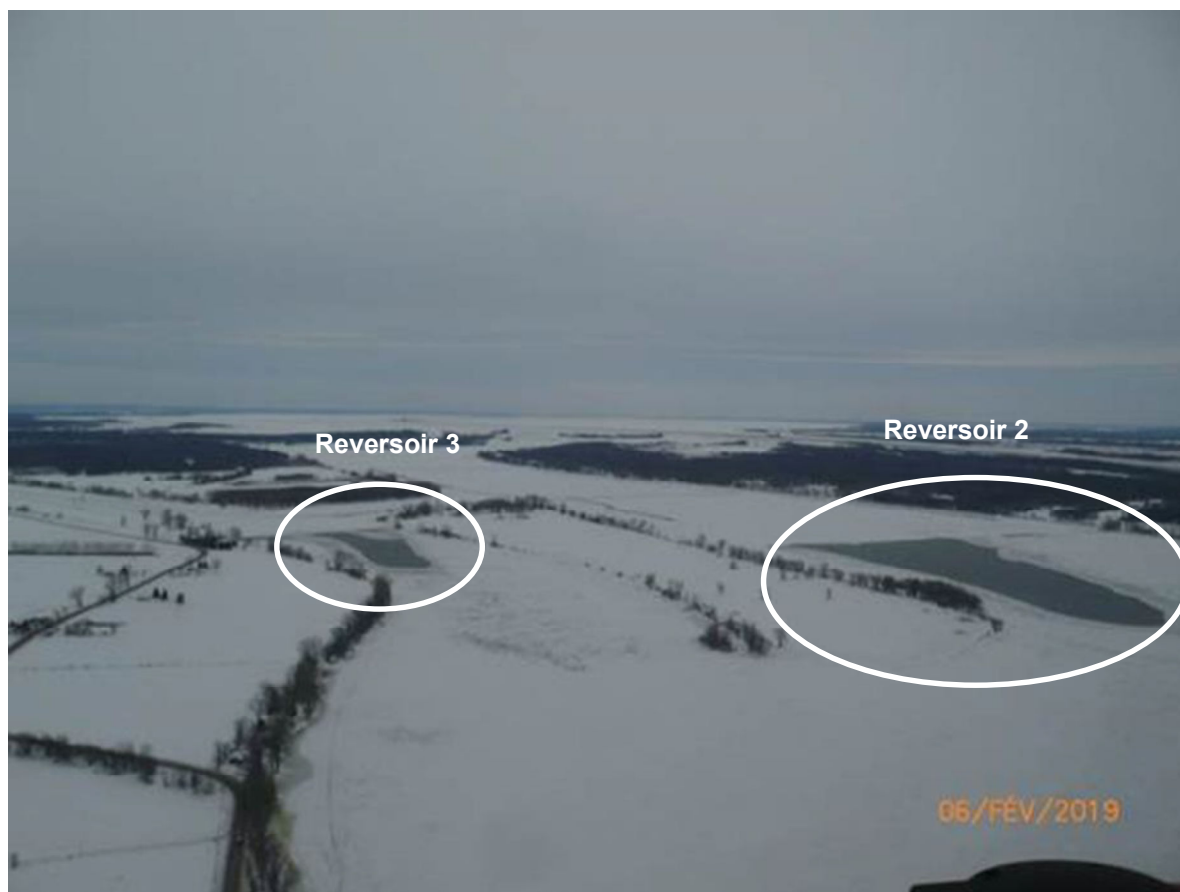


Photo 8.2 Reversoir 2 et 3 – Zone libre de glace en amont des ouvrages (6 février 2019)



Photo 8.3 Reversoir 4 – Zone libre de glace en aval des ouvrages (6 février 2019)



Photo 8.4 Reversoir 5 – Zone libre de glace en aval des ouvrages (6 février 2019)

Ces secteurs d'eau libre laissent présager qu'il serait difficile, voire dangereux, de tenter de réaliser les travaux en période hivernale. En effet, tel que mentionné dans la note de Tourangeau (2022), la mobilisation de la machinerie sur le couvert de glace ne semble pas être une option envisageable dans ce contexte. Les observations faites sur le site au cours des dernières années affluent également en ce sens, le couvert de glace étant limité, la mise en place d'un pont de glace afin de réaliser les travaux en période hivernale seraient non seulement dangereux et compliqués, mais également coûteux.

Selon Métivier et Doyon (2020), trois (3) estacades sont déployées chaque hiver, soit :

1. Lavaltrie (amont des reversoires);
2. Lanoraie (amont des reversoires);
3. Yamachiche (aval des reversoires).

Leur but est de réduire le risque d'inondations causées par des embâcles et les dommages qui en découlent. Elles contribuent aussi à maintenir le chenal de navigation ouvert et sécuritaire en favorisant l'évacuation de la glace et en réduisant ainsi les risques d'embâcles.

Les cartes de glace des années 2014 à 2018 telles que présentées dans le rapport de Métivier et Doyon (2020) montrent que la couverture spatiale et temporelle est changeante et mobile dans le secteur compris entre Sorel et Trois-Rivières. Cette observation est aussi faite dans le secteur de l'archipel du Lac Saint-Pierre.

Finalement, la gestion des glaces dans le secteur à l'étude, laquelle comporte des activités de déglacage dans le chenal de navigation, la pose d'estacades, la présence d'îlots artificiels et un suivi des conditions de glace, est également affectée par les paramètres suivants :

- / Variations importantes de température de l'air (redoux, vagues de froid);
- / Forts vents du nord-est et du sud-sud-ouest;
- / Précipitations (neige, pluie);
- / Conditions de glace déjà existantes;
- / Vitesses de courant;
- / Hauts niveaux d'eau du fleuve Saint-Laurent (qui influencent à leur tour la température de l'eau).

8.1.4 Vitesses

Les courants observés à proximité des ouvrages peuvent également constituer une contrainte non négligeable lors de la réalisation des travaux et c'est pourquoi ils doivent être considérés dans l'option retenue pour la réfection des ouvrages. En effet, selon Tourangeau (2022), des vitesses de courant dépassant 1 m/s sont observées sur la majeure partie de la section d'écoulement du chenal de navigation, entre l'île des Barques et l'île à la Pierre, même lors des périodes de faibles débits. De telles vitesses sont également observées à l'aval des reversoires 4 et 5 et dans le chenal du Corbeau. De ce fait, bien que les travaux devront vraisemblablement être réalisés par barge pour certains reversoires qui ne sont pas accessibles par voie terrestre, il est possible qu'il soit également nécessaire de mettre en place des ouvrages temporaires afin de permettre la stabilisation et l'accostage de la barge de façon sécuritaire.

8.1.5 Qualité de l'eau, des sols et de la végétation en place

Les contraintes mentionnées à la présente section proviennent principalement de Tourangeau (2022)². Un ensemble de mesures d'atténuation qui sont listées dans cette note est présenté et reproduit ici, par section pertinente. Il est possible cependant que certaines de ces mesures ne s'appliquent pas au concept final et que d'autres puissent s'ajouter.

Les mesures suivantes visent la protection de la qualité de l'eau, des sols et de la végétation environnante :

- / Les activités en rive et toute infrastructure à mettre en place sur la berge et dans l'eau devront être planifiées et réalisées de façon que l'on puisse assurer la stabilité des ouvrages en tout temps, notamment en fin de journée, et éviter la perte de matériel en cas de rehaussement des niveaux d'eau ou augmentation des débits;
- / Les matériaux servant à la réfection devront être entreposés à l'extérieur de la bande riveraine du fleuve et des autres cours d'eau présents;
- / Lors des travaux de construction, privilégier l'utilisation de matériaux granulaires exempts de particules fines (< 50 mm) afin de limiter l'émission de particules fines dans le fleuve;
- / Le décapage, le déblaiement, l'excavation, le remblayage et le nivellement des aires de travail seront limités au strict minimum afin de protéger la végétation en place, respecter la topographie naturelle et prévenir l'érosion;
- / Installer, lorsque possible, des systèmes de captation des sédiments des eaux de drainage des zones de chantier, notamment des aires d'accumulation des matériaux (granulaires ou autres) servant à la réfection. Dans la mesure du possible, une bande végétale sera conservée en rive des cours d'eau, ce qui permettra de limiter l'apport en sédiments;
- / Demeurer dans les limites des voies d'accès et zones de chantier, lesquelles seront réduites au minimum;
- / Utiliser des mesures de stabilisation temporaire ou de captation des sédiments sur les berges lorsqu'il y a risque d'érosion afin de minimiser les apports de sédiments dans les cours d'eau;
- / Stabiliser et restaurer les berges à la fin des travaux afin de réduire les risques d'érosion;
- / Au sein des zones de chantier, rétablir le couvert végétal avec des espèces indigènes sur les rives des cours d'eau;

² Tourangeau, Serge (10 février 2022). Notes – Contraintes environnementales. Pêches et Océans Canada. 18 pages.

- / Au besoin, mettre en place un réseau de drainage du site et réaliser des inspections périodiques pour s'assurer qu'il est fonctionnel et efficace. La surveillance (concentrations de MES et de la turbidité) des points de rejets des eaux de drainage au milieu récepteur permettra de s'assurer que le traitement des eaux est efficace et que des correctifs soient appliqués si requis;
- / En cas de bétonnage, réaliser les travaux selon des méthodes de travail appropriées permettant de circonscrire l'aire des travaux et de limiter l'écoulement de résidus de béton dans l'eau (utilisation de béton anti-lessivage);
- / En cas de travaux de dragage, mettre en place un suivi régulier de la concentration des MES afin de s'assurer que les critères applicables de qualité de l'eau sont respectés;
- / Stabiliser les surfaces exposées par l'ajout de terre végétale en surface (au besoin) et le rétablissement rapide d'un couvert végétal. Dans la mesure du possible, les horizons organiques des surfaces qui seront décapées et sauvegardées serviront à la renaturalisation de ces surfaces une fois les travaux complétés;
- / S'assurer de ne pas importer sur le site ou d'exposer des sols contaminés lors d'éventuels travaux d'excavation. Mettre en place une surveillance pendant les travaux d'excavation afin de ne pas engendrer une contamination croisée;
- / Gérer les sols présentant un potentiel de contamination ou en présence d'indices visuels et olfactifs de façon qu'ils ne constituent pas une nouvelle source de contamination pour l'environnement. Les diriger temporairement dans une aire déterminée du secteur prévu à cet effet sur des toiles étanches, recouvertes et abritées des intempéries sur l'aire d'entreposage imperméable (à plus de 30 m du fleuve, de cours d'eau ou de fossés).

8.2 Milieu biologique

8.2.1 Habitats fauniques

8.2.1.1 Habitat du poisson : période de protection

Selon Tourangeau (2021), les travaux en milieu aquatique pourraient devoir se dérouler entre le 1^{er} août et le 15 septembre d'une même année.

Une limitation des travaux après le 15 septembre n'est cependant pas automatique, car peu de salmonidés sont susceptibles de frayer l'automne au droit des reversoirs (certainement pas le touladi et l'omble de fontaine alors que la truite arc-en-ciel fraie au printemps), excepté peut-être le grand corégone et la truite brune. Des informations complémentaires à ce propos devraient pouvoir nous permettre d'éclaircir cet aspect.

Toutefois, la période permettant les travaux en eau entre le 1^{er} août et le 31 mars de l'année suivante peut être considérée comme un point de départ pour le projet, mais certaines considérations additionnelles pourraient faire en sorte, par exemple, que les travaux débutent plus tardivement à l'automne pour protéger certaines fonctions d'habitat d'importance (p. ex. habitat du chevalier cuivré et migration d'espèces diadromes).

Tableau 8.1 Périodes pour la réalisation des travaux dans l'habitat du poisson selon les régions administratives du Québec

N°	Région	Saumon Atlantique et Ouananiche	Autres salmonidés ^{1, 2}	Autres espèces d'intérêt ³
4	Mauricie	15 juin au 15 septembre	1 ^{er} juin au 15 septembre	15 juillet au 31 mars
14	Lanaudière	1 ^{er} juin au 15 septembre	1 ^{er} juin au 15 septembre	15 juillet au 31 mars
16	Montérégie	-	15 mai au 15 septembre	1 ^{er} août au 31 mars
17	Centre-du-Québec	15 juin au 30 septembre	1 ^{er} juin au 15 septembre	15 juillet au 31 mars

Tiré de <https://www.dfo-mpo.gc.ca/pnw-ppe/timing-periodes/qc-fra.html>

Notes :

L'objectif des périodes de réalisation est d'assurer la protection de la ponte, de l'incubation des œufs (frai) et de la mobilité des larves de poissons.

Lorsqu'il y a présence conjointe de salmonidés et d'une autre espèce d'intérêt, les deux (2) périodes de réalisation des travaux doivent être respectées.

Les espèces soulignées sont présentes dans la zone d'influence du projet.

1. Le Saumon chinook (*Oncorhynchus tshawytscha*) est une espèce introduite présente dans l'archipel du Lac Saint-Pierre, mais absente du tronçon fluvial entre Montréal et Sorel (Mingelbier et al., 2016).
2. Présence des salmonidés suivants : Grand corégone, Omble de fontaine, Touladi, Truite brune, Truite arc-en-ciel.
3. Présence des espèces d'intérêt suivantes : Achigan à petite bouche, Achigan à grande bouche, Bar rayé, Doré jaune, Doré noir, Éperlan arc-en-ciel, Grand brochet, Maskinongé, Perchaude.

Les mesures d'atténuation suivantes peuvent être considérées pour la protection du milieu biophysique :

- / Respecter l'ensemble des mesures identifiées pour limiter les impacts sur la qualité des eaux de surface, notamment pour limiter les apports en MES;
- / Délimiter les aires de travail afin d'éviter des empiètements non requis dans l'habitat du poisson;
- / Maintenir, autant que possible, la libre circulation des poissons dans les lits d'écoulement des cours d'eau durant les travaux;
- / Remettre en état les superficies d'habitat du poisson perturbées dès l'achèvement des travaux dans un secteur donné;

- / Prévenir la mort de poissons, notamment en n'utilisant pas d'explosifs dans l'eau ou près de l'eau;
- / Dans la mesure du possible, maintenir le passage des poissons en évitant d'empêcher ou d'entraver le déplacement et la migration des poissons, notamment à la suite du rehaussement des ouvrages ou d'une modification du débit ou du niveau d'eau. Au besoin, étudier la possibilité d'aménager à cet effet de petites brèches sur la crête d'un ou de certains reversoirs.

8.2.1.2 Avifaune

Selon Tourangeau (2022) :

La période de nidification de la région C3 (plaine du Saint-Laurent) s'étend de la mi-avril à la fin août (figure 1).

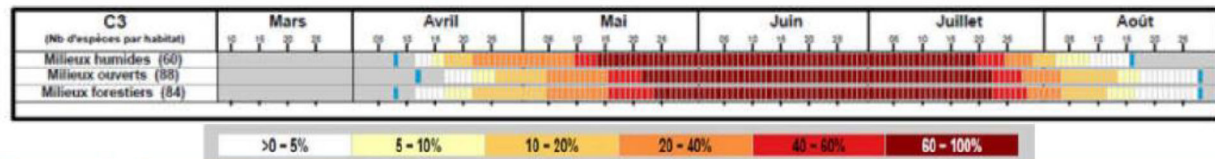


Figure 3.1 Calendriers de nidification régionaux pour la zone de nidification C3, indiquant le pourcentage d'espèces d'oiseaux migrateurs en nidification active

Note : Les jalons bleus montrent les dates extrêmes prédites pour certaines parties atypiques de la zone de nidification, où des nids pourraient être en activité plus tôt ou plus tard.

Tiré de https://publications.gc.ca/collections/collection_2018/eccc/CW66-569-2017-fra.pdf

- / Afin d'éviter la période de nidification et de réduire l'impact potentiel sur la reproduction des oiseaux forestiers et de milieux humides, réaliser tout défrichage ou tonte de la végétation ou tout déboisement entre le 1^{er} septembre et le 1^{er} avril;
- / Appliquer les mesures de protection de la végétation terrestre et des milieux humides;
- / Appliquer les mesures de réduction du bruit;
- / Appliquer les mesures de réduction des effets de la luminosité.

8.2.1.3 Herpétofaune et mammifères

- / Appliquer les mesures de protection de la végétation terrestre et des milieux humides;
- / Délimiter les aires de travaux et protéger la végétation à l'extérieur de ces aires afin de réaliser un minimum de déboisement en rive;
- / Interdire aux véhicules et à la machinerie de circuler hors des chemins d'accès et des aires de travaux désignées;
- / Restaurer les aires perturbées en rive afin de favoriser la reprise du couvert végétal;
- / Appliquer les mesures de réduction du bruit;

- / Appliquer les mesures de réduction des effets de la luminosité.

8.2.1.4 Espèces fauniques à statut particulier

- / Capturer et relocaliser les mulettes situées dans les aires de travaux;
- / Compenser toutes pertes d'habitat potentiel du chevalier cuivré générées;
- / Dans les zones de chantier, mettre en place des dispositifs pour empêcher la ponte par la tortue géographique⁷ (et la tortue serpentine) sur la rive (avant juin, qui correspond à la période de ponte)⁸;
- / Préalablement au début des travaux et avant la période de nidification (avant la mi-avril), installer des dispositifs d'effarouchement pour dissuader les hirondelles de rivage de nidifier et d'établir une colonie dans les zones de chantier;
- / À proximité des endroits correspondant à l'habitat critique de la rainette faux-grillon de l'ouest, cesser tous travaux pendant la période de reproduction de cette espèce (entre la mi-avril et la mi-mai), pour ainsi éviter que le bruit du chantier ne nuise à leurs activités de reproduction;
- / Identifier les secteurs propices à la croissance de l'asclépiade au sein et à proximité des zones de chantier et planter cette espèce lors de la revégétalisation des zones de travaux.

8.2.1.5 Habitats et aires protégées

8.2.1.5.1 Aires de concentration d'oiseaux aquatiques

Selon Tourangeau (2021), en saison chaude, l'utilisation intensive par la faune aviaire des reverts et de certains milieux humides adjacents pourrait constituer un enjeu environnemental à la réalisation des travaux. Des mesures environnementales pourraient alors être adoptées pour protéger la faune aviaire.

8.2.1.5.2 Réserves nationales de faune

8.2.2 Habitats floristiques

Pour le moment, les données disponibles concernant la présence de réserves nationales de faune à proximité du site de l'un ou l'autre des ouvrages n'ont pu être consultées. Des vérifications à ce niveau seront faites auprès du Ministère des Pêches et Océans à l'étape SR 2.

8.2.2.1 Végétation aquatique et milieux humides

Impacts par empiètements permanents et temporaires sous la limite du littoral (LL) (autrefois LHE) et dans la rive (10 m de largeur) (provincial) et détérioration, destruction, perturbation (DDP) (MPO).

Rives à plus grande valeur écologique (voir Dauphin et Lehoux (2004)³)

Selon Turgeon et al. (2004) :

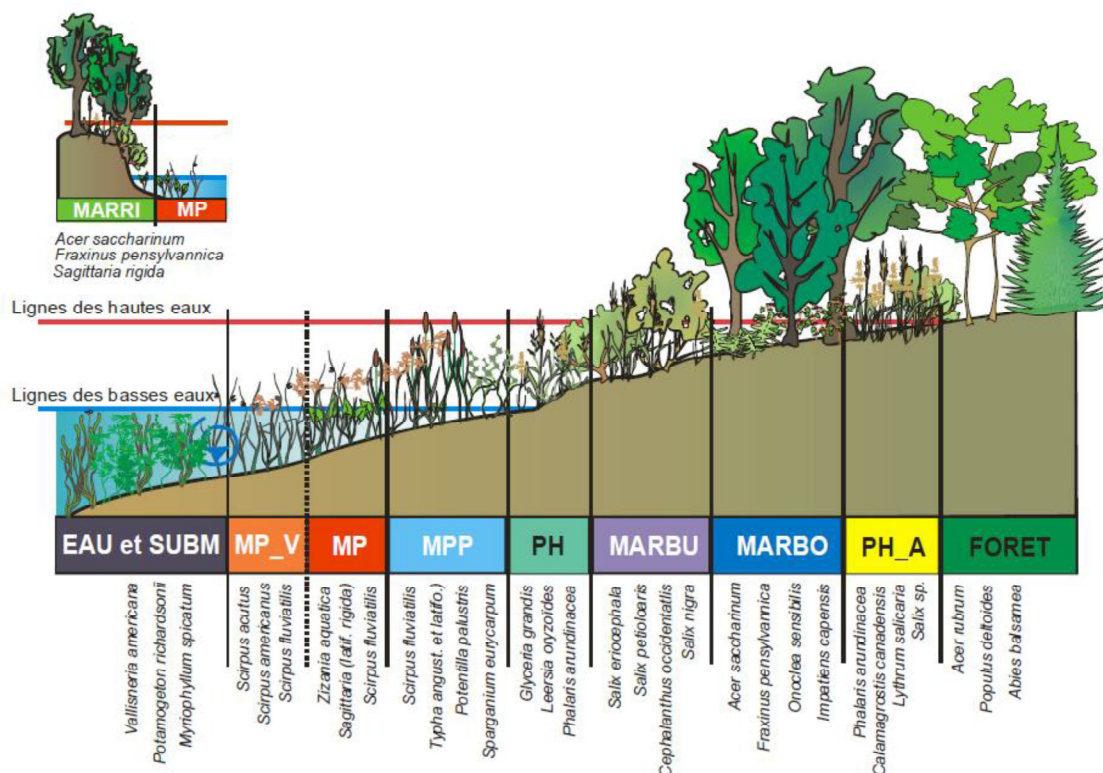


Figure 11. Illustration de la position qu'occupent les classes de milieux humides (avec leurs espèces dominantes et co-dominantes) dans la toposéquence de la plaine inondable du Lac Saint-Pierre, Québec.

- / Dans la mesure du possible, réaliser les travaux en période de basses eaux et éviter les périodes de crues printanières ou de fortes précipitations;
- / Conserver les conditions de drainage dans les milieux humides en périphérie des aires de travaux;
- / Restaurer les conditions de ruissellement des eaux de surface, lorsque modifiées;
- / Protéger les zones d'herbiers aux alentours des zones de travaux, notamment en y interdisant la circulation de barge et de remorqueurs;

³ Dauphin, D. et D. Lehoux. 2004 Bilan de la sévérité de l'érosion dans le Saint-Laurent dulcicole (Montréal – Archipel de Berthier-Sorel, incluant les îles de la Paix) et stratégies de protection recommandées pour les rives à plus grande valeur écologique. Environnement Canada. Service canadien de la faune. 232 pages + 3 annexes.

- / Nettoyer la machinerie utilisée pour les travaux lors de la mobilisation et de la démobilitation des équipements afin de limiter la propagation d'espèces exotiques envahissantes, telles que le myriophylle à épis;
- / Dans le cas où la circulation est requise dans les milieux humides bordant les rives ou sur des sols à faible capacité portante, y accéder seulement lorsque le sol est suffisamment ferme pour éviter la création d'ornières ou privilégier l'utilisation de méthodes permettant de protéger le milieu (par exemple, en stabilisant ces accès temporaires à l'aide de matelas composés de végétaux).

8.2.2.2 Végétation riveraine

Afin de maintenir la végétation riveraine :

- / Conserver une zone tampon végétalisée non perturbée entre les zones d'activité terrestre et la ligne des hautes eaux de tout plan d'eau;
- / Limiter les emprises des travaux en rive le plus possible;
- / Localiser les aires d'entreposage temporaire des matériaux au minimum à 30 m des limites de la bande riveraine;
- / Utiliser dans la mesure du possible les routes ou les sentiers existants;
- / Éviter de couper les arbres et protéger ceux localisés dans l'emprise des travaux;
- / Utiliser des méthodes pour prévenir le compactage du sol, comme la délimitation des aires de circulation et la mise en place de matelas constitués de végétaux.

Dans la mesure du possible, prévenir la détérioration, la perturbation ou la destruction de l'habitat du poisson en évitant :

- / D'effectuer des ouvrages, des entreprises ou des activités dans l'eau;
- / De placer du matériel de remplissage ou d'autres structures temporaires ou permanentes sous la ligne des hautes eaux;
- / D'effectuer un passage à gué;
- / De perturber ou de retirer des matériaux des berges, des rives ou du lit des cours d'eau, notamment :
 - Le sable;
 - Les roches;
 - La végétation aquatique;

- Les débris naturels de bois.

8.2.2.3 Végétation terrestre

- / Minimiser et délimiter les surfaces à déboiser afin d'éviter tout déboisement non requis;
- / Limiter la circulation de la machinerie aux zones de chantier (aires des travaux);
- / Ensemencer et/ou reboiser les aires temporaires perturbées à la fin des travaux;
- / Nettoyer la machinerie avant son arrivée au site pour éviter la propagation d'espèces floristiques exotiques envahissantes (EFEE);
- / Végétaliser tous les sols mis à nu lors des travaux, au fur et à mesure de l'avancement de ceux-ci, avec un mélange d'espèces indigènes adaptées aux conditions locales et exempt d'EFEE.

8.2.3 Espèces floristiques et fauniques à statut précaire

8.2.3.1 Espèces floristiques

Pour le moment, les données disponibles concernant la présence d'espèces floristiques à statut précaire sur le site des ouvrages n'ont pu être consultées. Des vérifications à ce niveau seront faites auprès du Ministère des Pêches et Océans à l'étape SR 2.

8.2.3.2 Espèces fauniques

Pour le moment, les données disponibles concernant la présence d'espèces fauniques à statut précaire sur le site des ouvrages n'ont pu être consultées. Des vérifications à ce niveau seront faites auprès du Ministère des Pêches et Océans à l'étape SR 2.

8.2.4 Éléments biologiques de très grande valeur

Selon Dauphin et Lehoux (2004) :

- / Milieux humides
- / Frayères
- / Plantes rares
- / Colonies d'oiseaux

8.3 Milieu humain

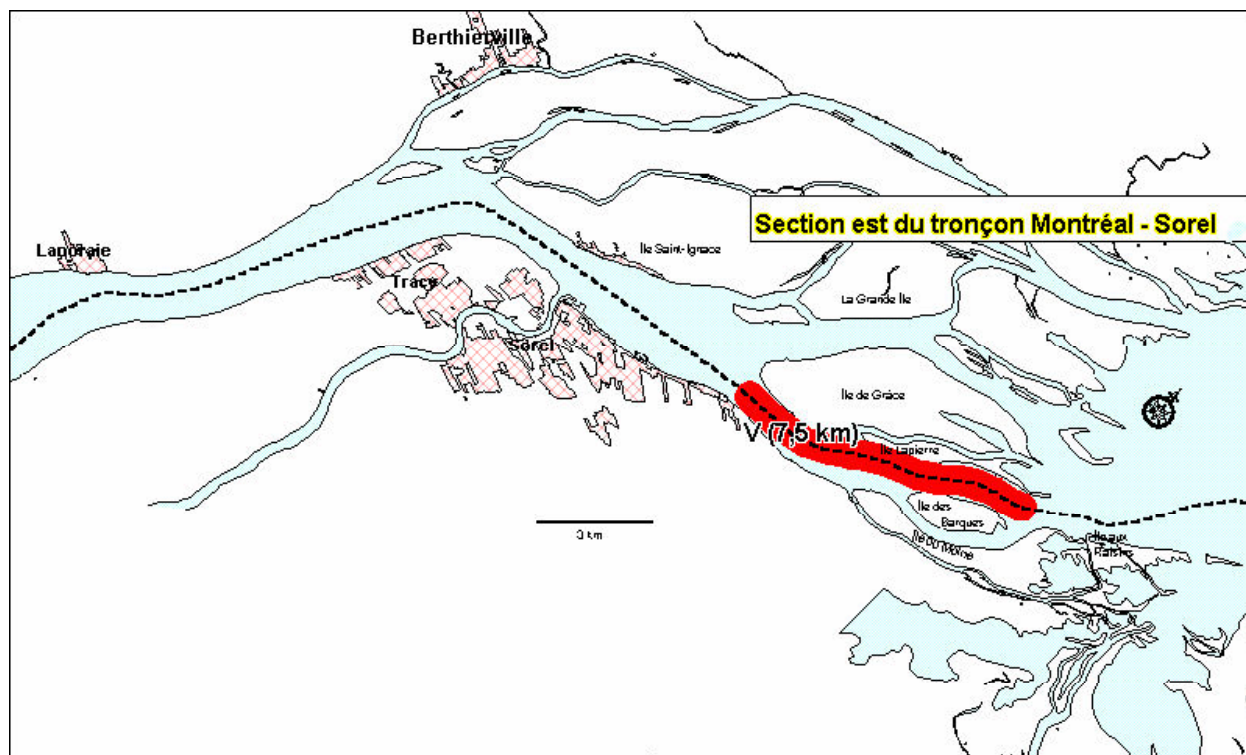
8.3.1 Activités récréotouristiques

8.3.1.1 Navigation

Selon Tourangeau (2021), l'utilisation à des fins récréotouristiques des secteurs adjacents aux reversoires pourrait également requérir certains ajustements des méthodes ou horaires de travail. À cet effet, un plan de communication pourrait être mis en place pour informer adéquatement la population.

Selon Dauphin et Lehoux (2004) :

Carte 4 b. Localisation des transects suggérés pour la réduction de la vitesse des navires commerciaux dans le tronçon Montréal/archipel de Berthier-Sorel



8.3.2 Servitudes temporaires et permanentes à acquérir

La nécessité d'obtenir des droits servitudes temporaires et/ou permanents devra être validée avant la réalisation des travaux, selon la méthode de travail préconisée.

8.3.3 Activités agricoles

Certaines des îles sont actuellement utilisées en totalité ou en partie à des fins agricoles (Turgeon et al., 2004).

8.3.4 Activités culturelles, pêche, chasse et piégeage

Pour le moment, les données disponibles n'ont pu être consultées. Des vérifications à ce niveau seront faites auprès du Ministère des Pêches et Océans à l'étape SR2.

8.3.5 Bruit et environnement sonore

- / Privilégier des équipements qui minimisent le bruit et les vibrations et qui intègrent des mesures acoustiques à leur conception (ex. : groupe électrogène);
- / Autant que possible, localiser les sources de bruits fixes (génératrices, compresseurs) à l'écart des zones habitées ou des écosystèmes sensibles au bruit;
- / Installer des panneaux de limitation de vitesse sur les sites du chantier;
- / Mettre en place un plan d'entretien et d'inspection des véhicules afin de s'assurer qu'ils sont dotés de dispositifs antibruit et antivibration appropriés et en bon état de fonctionnement;
- / Suivre les meilleures pratiques possibles afin que les niveaux de bruit sur les lieux de travail ne dépassent pas les valeurs prescrites pour la protection des travailleurs et des habitants.

8.3.6 Autochtones et allochtones

8.3.6.1 Général

- / Explorer les possibilités d'embauche de la main-d'œuvre locale et autochtone, notamment dans des domaines où l'on observe déjà une pénurie de main-d'œuvre, comme le camionnage;
- / Informer en temps opportun les parties prenantes des activités et de l'évolution du projet, notamment du calendrier des travaux, des interdictions temporaires de passage en vigueur, du mécanisme de gestion des plaintes;
- / Sensibiliser les usagers du fleuve à la présence des travaux et placer des avis à la navigation à proximité des ouvrages;
- / Au besoin, conclure des ententes avec les propriétaires voisins pour l'utilisation temporaire de portions de terrain lors des travaux de réfection;
- / Établir un plan de circulation avant le début des travaux et limiter la circulation des véhicules et de la machinerie lourde hors des routes d'accès et des aires de travaux désignées;
- / Établir des heures de camionnage durant les travaux;
- / Au besoin, utiliser des abat-poussières et nettoyer les routes empruntées par les camions;
- / Au besoin, installer des panneaux de signalisation pour rendre la circulation plus sécuritaire;

- / Assurer au besoin la présence de signaleurs lors de la circulation de véhicules et d'équipements du projet pendant la phase construction;
- / Établir un plan des mesures d'urgence.

8.3.6.2 Mesures d'atténuation visant la protection des droits ancestraux et des revendications territoriales

- / Tenir informés les groupes autochtones concernés de la planification des travaux, des mesures de protection environnementale et sociale qui seront mises en place ainsi que de la progression des travaux de réfection;
- / Dans la mesure du possible et selon les compétences disponibles, impliquer les groupes autochtones dans les programmes de surveillance environnementale ou autres aspects du projet;
- / Informer les groupes autochtones de l'existence d'un point de contact afin qu'ils puissent contacter TPSGC et le MPO en tout temps pour obtenir des informations ou pour signaler une préoccupation relative à la réalisation du projet.

8.3.6.3 Patrimoine archéologique

- / Un protocole devra être établi en cas de découverte fortuite. Les travaux de construction à l'endroit de la découverte ou dans un périmètre jugé pertinent devront alors s'arrêter jusqu'à l'avis d'un expert et éventuellement jusqu'à ce que des fouilles appropriées aient lieu;
- / Si des artefacts sont mis à jour et selon la nature de ces artefacts, une entente devra être conclue avec les autorités gouvernementales, une entité autochtone et/ou un musée local afin de recevoir les vestiges aux fins de conservation.

8.3.7 Demandes d'autorisations environnementales requises

Selon nos vérifications préliminaires, des autorisations devront être obtenues de la part de Transports Canada, Pêches et Océans Canada, le ministère de l'Environnement et de la Lutte aux changements climatiques (MELCC) ainsi qu'auprès du ministère des Forêts, Faune et Parcs (MFFP).

9 PRÉCISIONS D'UN MANDAT POUR LA RÉALISATION DES ÉTUDES COMPLÉMENTAIRES

Afin de déterminer les études complémentaires requises pour compléter le mandat de conception des ouvrages, nous avons tout d'abord identifié les incertitudes qui demeurent sur l'état des connaissances sur les reversoirs. Voici quelques éléments pour lesquels des précisions sont requises :

- / Composition des reversoirs dans leur état actuel afin de dicter la méthode de rehaussement la plus appropriée pour assurer une durabilité des ouvrages;
- / Composition du talus aval et des zones d'affouillement en aval (ainsi que les couches de sols sous-jacentes) afin de vérifier la stabilité globale de l'ouvrage une fois sa reconstruction complétée.

Obtenir des données géotechniques dans l'axe des reversoirs ou en aval de ceux-ci nécessite un effort particulièrement coûteux étant donné que les travaux doivent être réalisés par barge et dans des zones de courant. L'alternative d'effectuer une première investigation au moyen de techniques géophysiques a été explorée pour avoir un premier aperçu des couches de sols et possiblement confirmer ou infirmer la présence de pierre et sa répartition dans la zone aval des reversoirs. Après avoir consulté des experts dans l'utilisation de ces techniques, il a été déterminé que la géophysique ne permettrait pas de fournir une information fiable.

L'autre méthode proposée est de planifier une campagne de sondages géotechniques. Il est proposé de planifier des forages au droit des reversoirs à intervalles réguliers afin de documenter la composition des reversoirs dans l'état actuel en vue de bien déterminer comment ceux-ci seront reconstruits. Étant donné que les reversoirs ont perdu un important volume de pierre depuis leur dernière restauration qui a eu lieu en 1965, il est primordial de connaître la composition des sols en place pour effectuer les opérations de déblai et remblais potentiellement requis pour aménager une nouvelle structure constituée de pierre d'un calibre plus important. Il sera important de déterminer comment les enrochements seront encastrés dans les reversoirs pour en assurer leur stabilité. D'autres forages sont aussi proposés en aval des reversoirs pour statuer sur la stabilité globale des ouvrages et déterminer s'il y a un risque que les zones d'affouillements s'accroissent avec la réfection des ouvrages et leur maintien pour une période de 40 ans, tel que demandé par TPSGC.

Il est recommandé de procéder à l'étude géotechnique dès maintenant afin de fournir des informations requises pour élaborer la méthode de reconstruction la mieux adaptée aux conditions locales. Ces informations aideront aussi à l'élaboration d'une estimation de coûts plus précise.

Sont estimés à environ 300 000\$ les coûts pour accomplir les forages proposés. Le montant varie en fonction du nombre de forages qui pourra être réalisé par jour. Concernant le coût des barges, une firme en géotechnique a été consultée pour obtenir des prix budgétaires pour les barges et leur opération. Il sera important de bien planifier ces travaux en fonction des niveaux d'eau anticipés pour la période et ce concert avec les contraintes environnementales des lieux.

10 CONCEPTS PRÉLIMINAIRES DE RÉFECTION DES REVERSOIRS ET IDENTIFICATION DES OPTIONS

Option 1 : Réfection avec des pierres d'un calibre approprié

Les calculs de vitesse de courant dans différentes conditions et d'arrachement des pierres selon diverses méthodes tendent à montrer que, jusqu'à maintenant, le calibre des pierres qui ont été placées sur la crête des reversoirs est inadéquat. De plus, la pente des enrochements du côté aval est trop prononcée. Ce sont les deux (2) facteurs principaux qui ont causé les problèmes observés au niveau des reversoirs.

La figure 10.1 présente une coupe type de la solution proposée. Elle consiste à reconstruire le reversoir avec de la pierre de calibre 1 à 3 tonnes. Les pentes amont et aval sont respectivement de 1,5 :1 et 3 :1.

Le reversoir possèdera une forme légèrement arquée avec une brèche au centre afin de concentrer l'écoulement de l'eau vers le centre du canal d'écoulement.

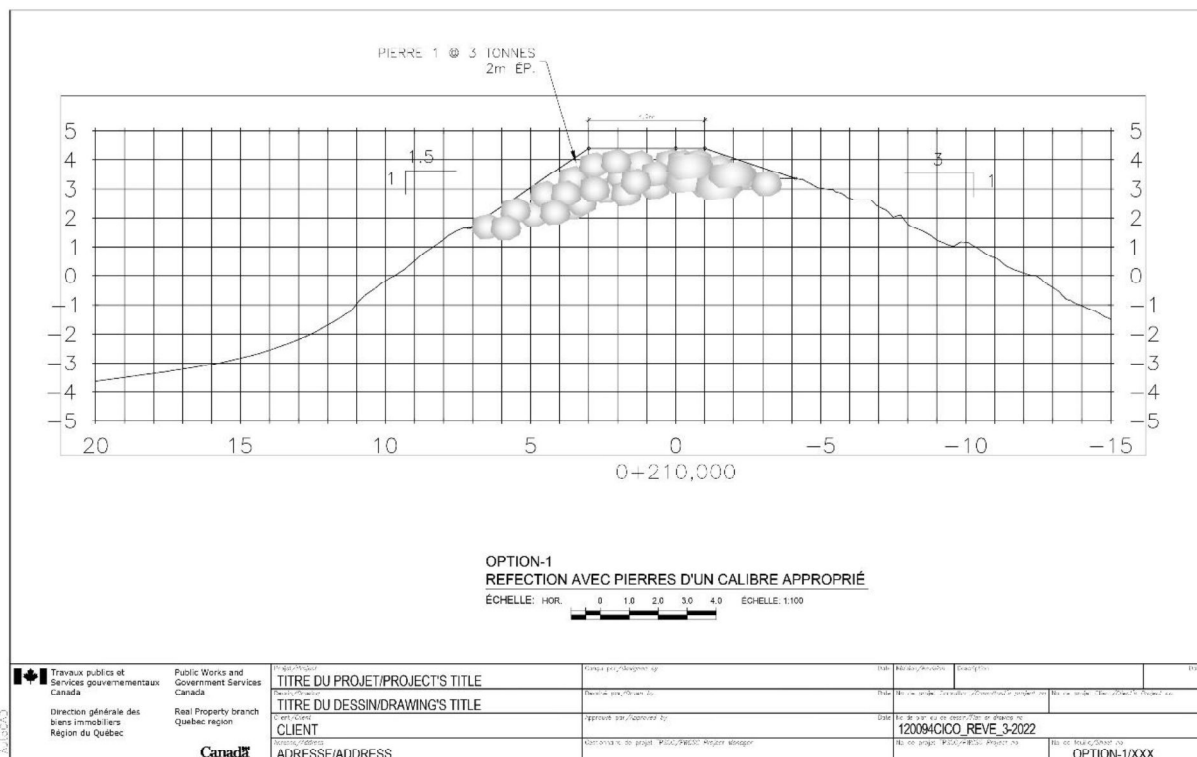


Figure 10.1 Option 1 – Réfection des reversoirs avec des pierres de calibre approprié

Avantages de l'option 1

- / Solution relativement facile à mettre en œuvre qui nécessite uniquement l'utilisation de pierres;
- / Option la moins coûteuse en comparaison avec les autres solutions présentées;
- / Puisque la réfection est effectuée plus en amont des ouvrages, l'empiètement sur le littoral est limité.

Désavantages de l'option 1

- / La mise en place des pierres à partir d'une barge permettra une mise en place plus minutieuse mais cette technique est plus longue à mettre en place et est influencée par les courants et niveaux d'eau.
- / La mise en place de pierre de plus gros calibre exigera certainement un déblai partiel des revoirs afin de s'assurer d'avoir deux couches de pierre carapace.
- / La mise en place de pierres de gros calibre ne permet pas une production optimale lors de la construction ce qui en augmente les coûts.

Option 2 : Ancrage des pierres avec des sonotubes en béton

La figure 10.2 présente une solution qui comprend l'ancrage des pierres avec des sonotubes. Cette solution retient la même configuration géométrique pour la reconstruction des revoirs que l'option précédente. Cependant, les pierres de gros calibre sont ancrées à l'aide de sonotubes dans la couche sous-jacente. Cette configuration a pour effet de rendre le déplacement des pierres par le courant ou les glaces beaucoup plus ardu.

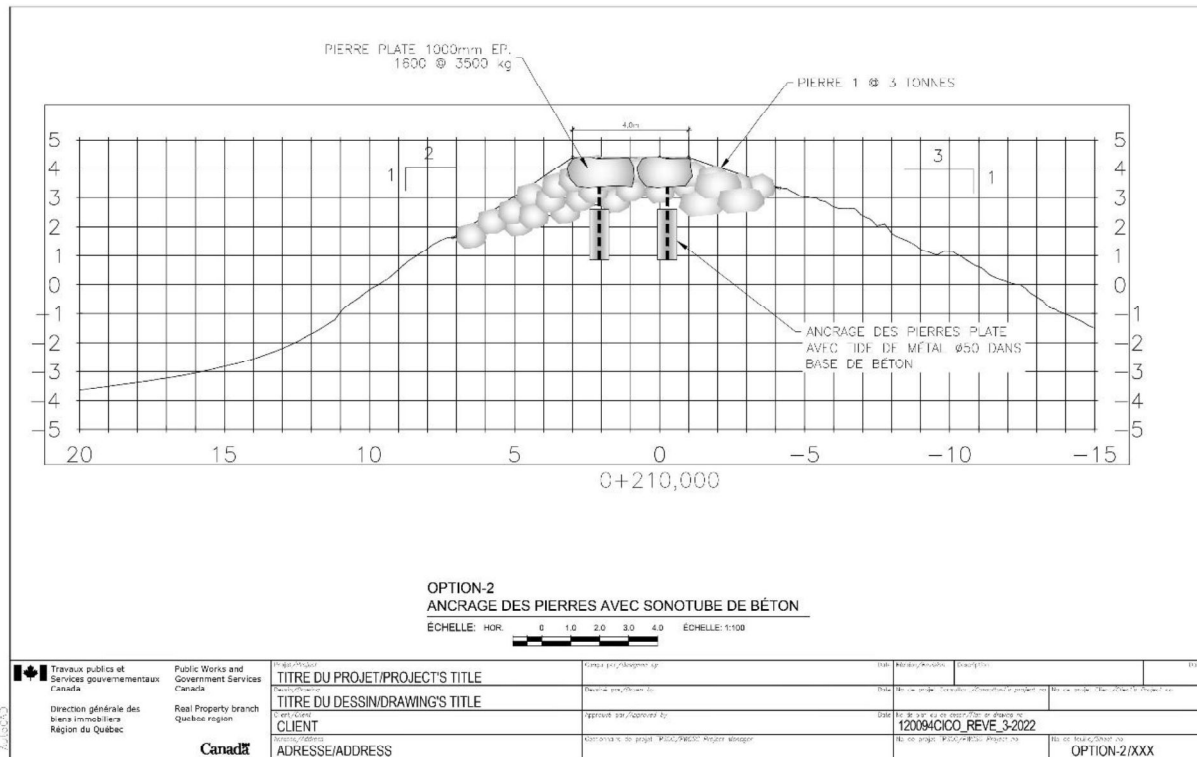


Figure 10.2 Option 2 – Ancrage de la pierre avec des sonotubes de béton

Avantages de l'option 2

- / Solution qui a de fortes chances d'augmenter la pérennité de l'ouvrage à long terme;
- / Puisque la réfection est effectuée plus en amont des ouvrages, l'empiètement sur le littoral est limité;
- / La mise en place de pierres de plus petit calibre en amont permet un niveau de production plus optimal.

Désavantages de l'option 2

- / Considérant que les travaux devront être réalisés dans l'eau, cette option pose des défis de constructibilité importants. Cette solution va nécessiter des réflexions additionnelles relativement aux méthodes de construction;
- / La constitution du noyau de l'ouvrage devra être validée;
- / Solution plus coûteuse que la précédente étant donné que la mise en place des sonotubes représente des coûts supplémentaires, malgré des quantités de pierre équivalentes;
- / Il faut se poser la question relativement à la durée de vie des sonotubes en béton.

Option 3 : Pose d'une palplanche au centre de l'ouvrage

La figure 10.3 présente cette solution qui consiste à poser une palplanche au centre des reversoirs. Cette palplanche va permettre d'empêcher le glissement des pierres et de la glace par-dessus l'ouvrage. En outre, la palplanche va freiner l'écoulement de l'eau interstitiel au travers du reversoir. La pierre du côté aval a un calibre de 1 à 3 tonnes tandis que la pierre mise en place du côté amont possède un plus petit calibre. On considère que cette solution va permettre d'assurer la pérennité de l'ouvrage à long terme.

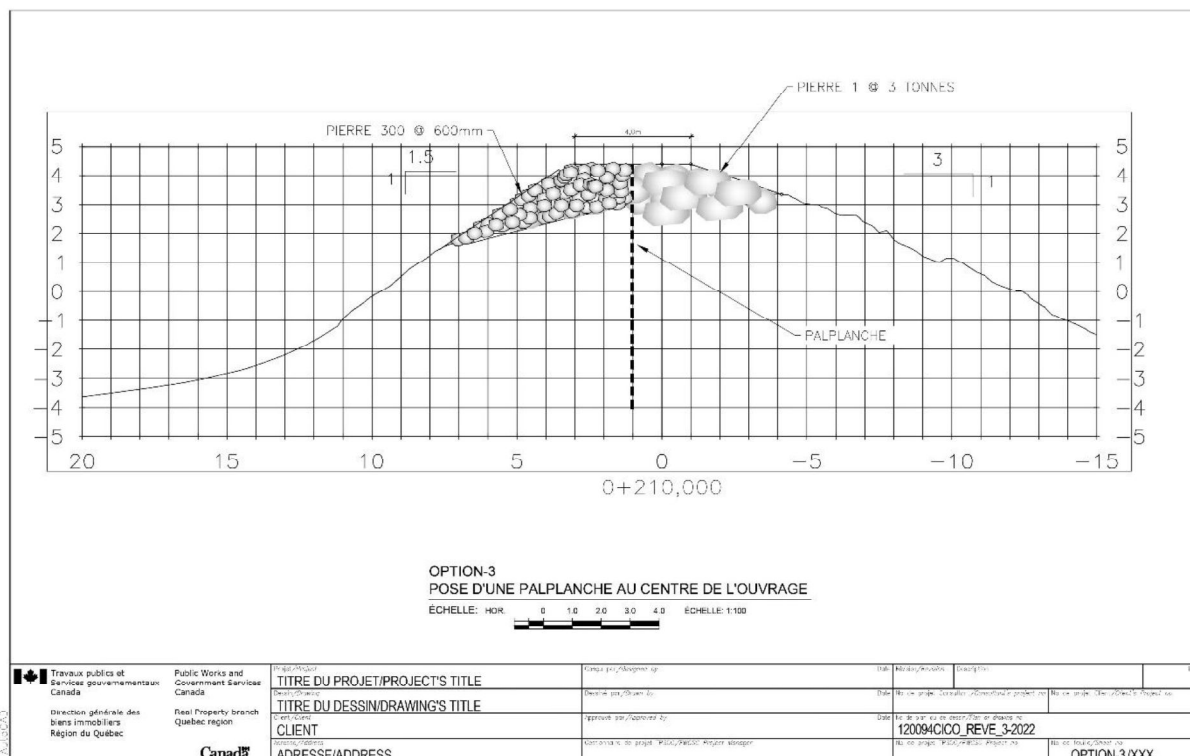


Figure 10.3 Option 3 – Mise en place de palplanche au centre de l'ouvrage

Avantages de l'option 3

- / Solution qui a de fortes chances d'augmenter la pérennité de l'ouvrage à long terme, notamment parce qu'elle va empêcher le déplacement des pierres et freiner l'écoulement interstitiel au travers des reversoirs;
- / Puisque la réfection est effectuée plus en amont des ouvrages, l'empiètement sur le littoral est limité;
- / La mise en place d'échancrures va être relativement facile à réaliser, car il suffira d'enfoncer plus profondément une section de palplanche.

Désavantages de l'option 3

- / Considérant que les travaux devront être réalisés dans l'eau, cette option pose des défis de constructibilité importants. Cette solution va nécessiter des réflexions additionnelles relativement aux méthodes de construction;
- / Pour pouvoir mettre en œuvre cette solution, il faut caractériser la nature des reversoirs et notamment savoir si ceux-ci sont constitués de grosses pierres qui pourraient nuire à l'enfoncement des palplanches;
- / Solution plus coûteuse que la précédente (estimé à 600 \$/m² pour la palplanche), malgré des quantités de pierre équivalentes;
- / Il faut se poser la question relativement à la durée de vie des palplanches.

Option 4 : Pose d'une structure en béton préfabriqué en forme de « T » inversé pour stabiliser les reversoirs

La figure 10.4 présente un dessin de cette solution qui comprend la mise en place d'une structure en béton préfabriqué pour stabiliser les reversoirs. La pierre du côté aval a un calibre de 1 à 3 tonnes tandis que la pierre mise en place du côté amont possède un plus petit calibre. Au lieu d'un « T inversé », on pourrait aussi imaginer poser un jersey standard.

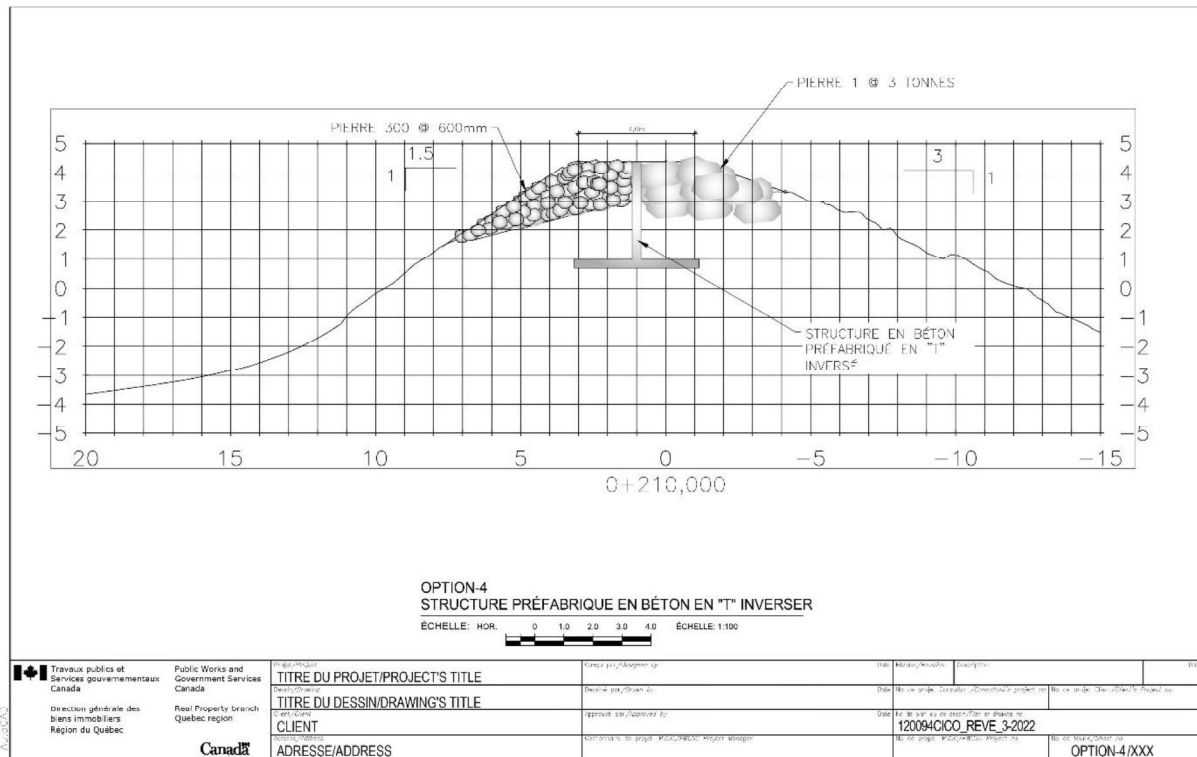


Figure 10.4 Option 4 – Mise en place d’une structure préfabriquée en béton

Avantages de l’option 4

- / La mise en place de cette structure en béton préfabriqué serait relativement facile à réaliser;
- / Elle permettrait de stabiliser les pierres et d’empêcher leur déplacement;
- / Puisque la réfection est effectuée plus en amont des ouvrages, l’empiètement sur le littoral est limité;
- / Cette solution permettrait également de réduire l’écoulement de l’eau interstitiel au travers des reversoirs.

Désavantages de l’option 4

- / Il est possible que la structure en béton demeure visible, ce qui ne serait pas l’idéal d’un point de vue esthétique;
- / L’installation des structures de béton nécessite une excavation dans le cœur de l’ouvrage qui est possiblement constitué de matériaux plus fins et à risque d’être lavés par le courant;
- / La mise en place des structures de béton doit être effectuée sur une assise relativement droite;
- / Solution plus coûteuse que la mise en place de pierres seulement;
- / Il faut se poser la question relativement à la durée de vie de la structure en béton préfabriqué.

11 ÉCHÉANCIER PRÉLIMINAIRE DE PROJET (ÉTUDES, CONCEPTION ET CONSTRUCTION)

Au niveau des études à venir suivant le dépôt du rapport SR1, voici certaines précisions :

11.1 Étude géotechnique

Cette étude devrait être lancée aussitôt que possible afin de recueillir les informations importantes au niveau de la composition des reversoirs et des secteurs aval de ceux-ci. Une période d'environ 6 mois est à prévoir pour compléter ce mandat et devra être située entre avril et décembre. Les données géotechniques seront requises avant d'entreprendre l'étape de conception (SR3 et SR4).

11.2 Étude conceptuelle et modélisation / estimations (SR-2)

La prochaine étape du projet exigera des analyses et modélisations hydrauliques pour bien simuler les différents scénarios et la répartition des débits entre les chenaux en fonction des scénarios de reconstruction demandés. À la suite de rencontres de coordination avec les diverses parties prenantes, les données détenues par l'équipe de Pêches et Océans ont pu être rendues disponibles à l'équipe de Norda Stelo/Coldwater. Ainsi, la préparation du modèle 3D et sa calibration n'auront pas à être faites par Norda Stelo/Coldwater. La préparation du modèle 3D en soit n'est pas très longue, toutefois, afin de faire fonctionner de tels modèles, il faudrait avoir la relation entre le débit (m^3/s) qui passe au-dessus de chaque reversoir pour un écoulement donné du fleuve et selon une géométrie de reversoir donné. Considérant que le rapport Metivier-Doyon présente un modèle détaillé du fleuve entre Montréal et Trois-Rivières, celui-ci s'avère très utile afin de compléter les analyses.

Le MNT du gouvernement fédéral, basé sur les travaux d'Environnement Canada (J. Morin et d'autres), est le résultat du travail de nombreuses personnes qui se sont penchées sur ce problème au cours des vingt dernières années. Ce modèle a bénéficié d'un étalonnage détaillé et d'une collecte de données bathymétriques spécifiques au projet, ainsi que d'une validation par rapport aux mesures actuelles sur le terrain. Ce modèle représente de nombreuses années-personnes d'efforts et représente un investissement important en temps de personnel et en travail sur le terrain.

Le rapport Metivier-Doyon établit des relations entre le niveau d'eau à Sorel et le débit sur chacun des reversoirs dans des conditions bathymétriques de 2017 et suivant certaines mesures spécifiques de restauration des reversoirs. La répartition des débits entre les différents canaux de l'archipel est complexe. Le débit à travers chaque reversoir pour un stade d'écoulement du fleuve donné dépend non seulement de la géométrie du reversoir et de son chenal, mais aussi des caractéristiques de tous les autres reversoirs et canaux. Pour pouvoir examiner différents scénarios de réparation, il faut comprendre l'interrelation entre tous les reversoirs, leurs canaux d'écoulement et le canal de navigation principal de la voie maritime.

Ainsi, l'accès à ce modèle permet d'éviter à Norda Stelo/Coldwater de devoir développer son propre modèle interne qui n'aurait pas le même niveau de fidélité prouvé que le modèle actuel du gouvernement fédéral ce qui aurait entraîné des délais supplémentaires dans la réalisation de l'étape SR2.

Considérant ces éléments, nous sommes confiants que l'accès aux données du modèle fédéral qui a été accordé par les divers intervenants permettra de compléter l'étape SR2 – Étude conceptuelle et modélisation / estimations à l'été 2023.

11.3 Études environnementales et évaluation des impacts

Le gouvernement fédéral a déjà entamé quelques-unes des études environnementales en vue de l'évaluation des impacts du projet. Le bilan de l'avancement et des étapes à compléter tant en termes d'études que de relevés seront adressés à l'étape SR-2.

À ce stade-ci, il est évalué par travaux publics Canada que les autorisations complètes du projet pourront être obtenues d'ici décembre 2023. Voici un bref bilan de l'avancement :

- / Études environnementales de base (déjà réalisées) :
 - AECOM, 2020a. Étude de base du milieu physique – revue des informations existantes.
 - AECOM, 2020b. Étude de base du milieu biologique – revue des informations existantes.
 - AECOM, 2020c. Étude de base du milieu humain – revue des informations existantes.
- / Études complémentaires de caractérisation du milieu (en cours et à faire) :
 - Faune et flore (milieux aquatique et terrestre);
 - Milieu humain allochtone;
 - Milieu humain autochtone.
- / Évaluation des effets environnementaux (ÉEE) (à faire);
- / Demande de permis et autorisations environnementales (à faire)⁽¹⁾ :
 - MPO : Loi sur les pêches;
 - TC : Loi sur les eaux navigables;
 - MPO + ECC : Loi sur les espèces en péril (LEP)

⁽¹⁾ Les autorisations devront être obtenues avant de lancer l'appel d'offres pour construction (prévu en décembre 2024)

11.4 Élaboration de la conception et des documents de construction – SR3 et SR4

L'évaluation du temps requis pour compléter ces documents avec l'état des connaissances que nous avons en ce moment nous permettent de présumer qu'il en nécessitera au moins 9 mois pour compléter les plans et devis pour soumission en vue de lancer l'appel d'offres pour les travaux.

11.5 Appel d'offres, évaluation des offres et attribution des contrats de construction – SR5

La période généralement allouée à cette activité pour un mandat de cette envergure est de 10 à 12 semaines.

11.6 Administration des travaux de construction et services d'inspection sur le chantier – SR6 et SA1

Selon l'estimation des coûts présentée à la section suivante et en fonction du taux de production anticipé pour des travaux qui se réaliseront principalement en eau, un total d'environ 40 semaines de travaux sur le terrain sont à prévoir pour le moment. Le délai long, incluant la préparation des matériaux, s'échelonne sur un total de 52 semaines. Ne connaissant pas toutes les contraintes environnementales et sociales qui limiteraient les travaux à certaines périodes, il est judicieux à cette étape-ci de planifier les travaux sur une période de 2 ans. Par exemple, pour un contrat octroyé en mars, les travaux seraient complétés en novembre de l'année suivante. À cette étape-ci, étant donné que les périodes de restriction de travaux en eau ne sont pas fixées, nous ne sommes pas en mesure d'évaluer un calendrier des travaux plus précis. De façon préliminaire et tel qu'indiqué dans la note de Tourangeau (2021), il est probable que les périodes de restrictions pour les travaux en eau soient du 1^{er} avril au 31 juillet.

11.7 Résumé des étapes à suivre

Voici un sommaire de l'échéancier évalué sur la base des informations disponibles à ce jour en vue de la reconstruction des cinq (5) reversoirs :

Tableau 11.1 Sommaires des étapes du projet et échéances probables

Étape	Période
SR1	Janvier – Novembre 2022
Étude géotechnique	Mars – Avril 2023
SR2	Novembre 2022 – Juin 2023
Études environnementales, évaluation des impacts et consultations autochtones	Septembre 2022 – Décembre 2024 (à confirmer avec MPO)
SR3-SR4	Septembre 2023 – Juillet 2024
SR5 (après consultations)	Janvier 2025 – Mars 2025
Octroi du contrat de construction	Avril 2025
Travaux de construction *	Août2025 – Décembre 2026

*réalisation estimée sur deux (2) saisons, à valider dans le cadre de SR2. Mobilisation de l'entrepreneur possible à partir de juin 2025.

12 ESTIMATION PRÉLIMINAIRE DES COÛTS (CLASSE D)

Dans le cadre de ce mandat, une estimation des coûts de construction pour le concept de reconstruction en pierre seulement a été privilégiée à cette étape-ci du mandat. Après comparaison avec les autres alternatives présentées, c'est celle qui offre la plus grande polyvalence en construction et qui saura être plus facile à mettre en œuvre, et par conséquent la moins coûteuse, car pour toutes les autres options, des éléments sont ajoutés à l'enrochement (palplanche, sonotubes, murets de béton).

L'estimation détaillée du concept de restauration en pierre est jointe à l'annexe **C** du présent rapport. Les coûts présentés sont ceux pour la mise en place de pierre carapace 1-3 tonnes tout le long des crêtes des reversoirs 1 à 5 avec une crête de 4 mètres de largeur, une pente 1.5H :1V en amont et 3H :1V en aval. Une quantité de pierre à placer sur la face amont des enrochements pour y combler les vides le mieux possible est incluse. Les travaux ont été estimés comme étant réalisés majoritairement en eau, donc avec l'aide de barges. Le taux de production a été estimé en conséquence. Il y a encore bien des incertitudes au niveau de la géotechnique. Il est supposé qu'il reste une assise de pierre en crête. Pour le moment, il est recommandé de prévoir 40 % de contingences de design, ce qui a été inclus dans l'estimation. Les contingences sont fixées à un ce pourcentage relativement élevé considérant les données géotechniques qui sont actuellement manquantes et l'impossibilité d'utiliser le modèle numérique terrain (MNT) à ce stade-ci du projet. De ce fait, il est important de souligner que l'estimation présentée dans ce rapport ne cadre pas parfaitement avec la description d'une estimation classe D tel que décrite dans le guide de référence de SPAC qui stipule que : « le niveau de précision d'une estimation de catégorie D doit être tel que l'allocation pour imprévus ne dépasse pas 20 %. »

Aux fins de comparaison, voici quelques informations sur les quantités de pierre manquantes au fil des ans à la suite de la construction initiale :

/ En 1965, avant les travaux de cette même année, il y avait un manque à gagner d'environ 60 000 m³ selon les intrants pour atteindre le niveau 4,385 IGLD85.

/ En 1978, Pasin estime qu'il manque 4 000 m³ pour atteindre le niveau de 4,385 IGLD85.

En 2021, le volume manquant est estimé à environ 25 000 m³, mais avec une coupe type modifiée (pentes plus douces amont et aval). Une majoration de 40 % de quantité de pierre est incluse dans cette quantité pour tenir compte des pertes potentielles lors de la mise en place et pour la quantité requise pour tenir compte de l'encastrement des pierres dans la crête pour obtenir deux (2) couches de pierres carapace.

Le coût total des travaux est estimé à environ 15 M\$ à cette étape-ci du projet. Ce montant ne comprend pas les honoraires professionnels ni les taxes. Une description complète de cette estimation ainsi que ses inclusions et exclusions est présentée à l'annexe **C**.

13 CONCLUSION

La construction initiale des revertsors vers la fin des années 1930 avait comme objectif de rétablir et maintenir les niveaux d'eau en amont de Montréal afin de compenser la potentielle baisse des niveaux d'eau qui surviendrait à la suite de l'approfondissement et de l'élargissement du chenal de navigation. La construction des cinq revertsors a eu comme effet de réduire de façon significative les débits dans les chenaux qu'ils bloquent, résultant en l'accumulation de sédiments sur une hauteur allant de 1 à 6 mètres selon les revertsors.

Initialement constitués d'enrochements de calibre peu uniforme et avec couche superficielle de pierres carapaces limitée et discontinue, les ouvrages ont subi une érosion importante au fil des ans. Leur niveau de dégradation a nécessité de fréquentes interventions de réparation significatives à travers les époques afin de les réparer et ainsi préserver les avantages qu'ils apportent pour la navigation.

Les modélisations préliminaires, qui se sont concentrées majoritairement sur le revertisor 3, ont permis d'obtenir de précieuses informations sur les conditions d'écoulement à proximité des ouvrages et d'explorer les effets de divers scénarios d'écoulement concentrés dans les secteurs endommagés. Le logiciel PTM-Morph a été utilisé pour prédire le développement des trous d'affouillement dans le lit des chenaux. Les analyses préliminaires des vitesses d'écoulement près du lit de la rivière en aval des revertsors montrent que les vitesses obtenues à partir de la modélisation d'écoulement sont insuffisantes pour expliquer l'affouillement observé, à moins que les sols en place ne soient beaucoup plus érodables que les hypothèses considérées.

Ces modélisations, combinées aux analyses des relevés bathymétriques et des données historiques, ont contribué à l'élaboration d'un modèle conceptuel représentatif des ruptures structurales observées par le passé. Les résultats montrent que les vitesses près du lit sont beaucoup plus élevées en cas de dommages structuraux et sont associées aux conditions de débit et de niveau d'eau. En effet, dans ce modèle, la concentration de l'écoulement qui se développe en raison des tassements, de l'érosion des matériaux sous-dimensionnés et/ou de la couverture de glace partielle dans le secteur entraîne de l'érosion au niveau de la crête ce qui a pour effet d'augmenter directement les concentrations d'écoulement. Cette augmentation localisée des vitesses résulte en l'approfondissement et l'agrandissement des brèches observées dans les revertsors.

Entre 1964 et 2020, soit à la suite des travaux de 1963 jusqu'à ce jour, les berges du chenal de navigation se sont érodées de sortes que, en combinant l'effet des deux (2) rives, la largeur du chenal est passé d'environ 565 m en 1964 à 790 m en 2020, soit une augmentation de 40 %. Ces données semblent indiquer que la réhabilitation des revertsors pourrait entraîner une augmentation de la vitesse dans le chenal de navigation et, ultimement, augmenter l'érosion des berges. En aval des revertsors, l'érosion des berges peut être causée par la redirection des schémas d'écoulement du chenal en raison de la présence des revertsors, ainsi que par le dépôt de sédiments érodés dans les eaux en aval.

Dans le cadre de la présente étude, plusieurs scénarios de réhabilitation ont été analysés sommairement, soit la réfection avec des pierres de calibre approprié, l'ancrage des pierres à l'aide de sonotubes en béton, la mise en place de palplanches au centre de l'ouvrage et l'ajout d'un mur de soutènement en béton au centre de l'ouvrage. L'analyse des avantages et inconvénients de chacune des options proposées permet de déterminer que la première option est la plus intéressante et qu'elle devrait donc être priorisée. Mentionnons que les enjeux environnementaux, l'accès limité au site, les niveaux d'eau et vitesses aux abords des ouvrages auront des impacts non négligeables sur la réalisation des travaux. L'estimation des coûts préliminaires de travaux a permis d'évaluer les coûts de réhabilitation des ouvrages à 15M\$ (classe D). Rappelons que ce montant n'inclut pas les honoraires professionnels et les taxes.

L'échéancier préliminaire de projet présenté propose que la réalisation du rapport SR2 s'échelonne entre novembre 2022 et juin 2023. Il est prévu que la conception détaillée, soit les étapes SR3 et SR4 seront complétées en juillet 2024. Les études environnementales, quant à elles, seront réalisées en parallèles aux étapes SR2, SR3 et SR4 et devraient se terminer en décembre 2024. L'étape SR5 s'échelonne entre janvier et mars 2025. En suivant cet échéancier, il apparaît plausible que les travaux de construction débutent en août 2025.

Finalement, dans le cadre de l'étape SR2, les zones d'intervention à prioriser sera évalué plus en détail en se basant, entre autres sur l'analyse de l'effet positif et/ou limité de la réfection de certains revoirs en comparaison à d'autres. Le modèle élaboré de concert avec GCC et Environnement Canada servira d'aide à la décision dans le cadre de la prochaine étape, soit l'étude conceptuelle du projet (phase SR2) afin de guider le choix des scénarios et l'approche de conception à préconiser. Ceci permettra de s'assurer qu'aucune défaillance ne surviennent dans les points de faiblesse existants de l'ouvrage, et ce, peu importe le scénario de réparation choisi.

RÉFÉRENCES

- / AECOM, 2020a. Étude de base du milieu physique – revue des informations existantes.
- / AECOM, 2020b. Étude de base du milieu biologique – revue des informations existantes.
- / AECOM, 2020c. Étude de base du milieu humain – revue des informations existantes. Bernier, J.-F., Chassiot, L., Ouellet, C. et Lajeunesse, P. 2020. Caractérisation des berges de la partie fluviale du Saint-Laurent. Laboratoire de géosciences marines, Département de Géographie, Université Laval, Rapport soumis au Ministère de l'Environnement et de la Lutte contre les changements climatiques. 120 pp + annexes
- / Scholz P. & Massé B. (2003), SNC-Lavalin. *Étude de l'impact des réservoirs de sols et des courbes du chenal de navigation du lac Saint-Pierre sur les embâcles et arrêts de glace dans le lac Saint-Pierre*, 86 pages.
- / Côté, J.-P. et J. Morin (2007). Principales interventions humaines survenues dans le fleuve Saint-Laurent entre Montréal et Québec au 20^e siècle : 1907-2005. Rapport technique SMC Québec Section Hydrologie RT- 141, Environnement Canada, Sainte-Foy. 65 pages.
- / Dauphin & Lehoux (2004), Environnement Canada. *Bilan de la sévérité de l'érosion dans le Saint-Laurent dulcicole (Montréal-Archipel de Berthier-Sorel, incluant les îles de la Paix) et stratégies de protection recommandées pour les rives à plus grande valeur biologique*, 297 pages.
- / Métivier, V. et B. Doyon (2020), Garde Côtière Canadienne. *Évaluation préliminaire des impacts hydrauliques de la réfection des réservoirs de l'archipel du Lac Saint-Pierre Rapport de modélisation. – Version préfinale*, 95 pages.
- / L. Simard & F.D'Agnolo (1974), Ministère des Transports. *Étude d'érosion, octobre '74 – Déversoir n^o, région des îles de Sorel*, 16 pages.
- / Saucet J-P., Holder G.K. et Boivin R. (1989), Laboratoire Hydraulique Lasalle Itée. *Évaluation des réservoirs de Sorel, Observations, relevés bathymétriques et modélisation numérique – Rapport final*, 86 pages.
- / Maranda, B. et B. Doyon (2015). *Estimation sommaire de la perte d'efficacité des réservoirs des îles de Sorel*. Note technique produite par le Secteur Génie hydraulique de la Garde côtière canadienne – Administration centrale, 10 pages.
- / Morin J. & Côté J-P. (2003). *Modifications anthropiques sur 150 ans au Lac Saint-Pierre : une fenêtre sur les transformations de l'écosystème du Saint-Laurent*, 11 pages.

- / Côté, J.-P. et J. Morin (2007). *Principales interventions humaines survenues dans le fleuve Saint-Laurent entre Montréal et Québec au 20^e siècle : 1907-2005. Rapport technique SMC Québec-Section Hydrologie RT- 141, Environnement Canada, Sainte-Foy.* 65 pages.
- / Dumont S. (1996). *Étude de l'impact des revoirs de Sorel sur l'écoulement et les niveaux d'eau dans le tronçon Montréal-Sorel du fleuve Saint-Laurent*, 54 pages.
- / Pasin A. (1979). *Historique des revoirs des îles de Sorel*, 25 pages.
- / Turgeon, K., Champoux, O., Martin, S. et J. Morin (2004). *Modélisation des milieux humides de la plaine inondable du Saint-Laurent, du lac Saint-Pierre au lac Saint-Louis. Rapport scientifique SMC Québec – Section Hydrologie RS-104, Environnement Canada, Sainte-Foy.* 62 pages.
- / Wuebbles et al (2019). An Assessment of the Impacts of Climate Change on the Great Lakes, Report of the Environmental Law and Policy Centre, Chicago (<https://elpc.org/wp-content/uploads/2020/04/2019-ELPCPublication-Great-Lakes-Climate-Change-Report.pdf>).
- / Cherkauer, K. A., and T. Sinha, Hydrologic impacts of projected future climate change in the Lake Michigan region, Journal of Great Lakes Research, doi: 10.1016/j.jglr.2009.11.012, 2010.
- / Byun, K., Chiu, C.M., & Hamlet, A.F. (2018). Effects of 21st century climate change on seasonal flow regimes and hydrologic extremes over the Midwest and Great Lakes region of the US. Science of The Total Environment, 650, 1261-1277, <https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2018.09.063>.
- / Cherkauer et al., Climate change impacts and strategies for adaptation for water resource management in Indiana. Climatic Change, 2018 (in review).
- / Mailhot, E., Music, B., Nadeau, D., Frigon, A. and Turcotte, R. (2019). Assessment of the Laurentian Great Lakes' hydrological conditions in a changing climate. Climatic Change (2019) 157:243–259 <https://doi.org/10.1007/s10584-019-02530-6>.
- / MacKay, M. & Seglenieks, F. (2013). On the simulation of Laurentian Great Lakes water levels under projections of climate change. Climatic Change, 117, 55-67, doi:10.1007/s10584-102-0560-z.
- / Tourangeau, Serge (10 février 2022). Notes – Contraintes environnementales. Pêches et Océans Canada. 18 pages.
- / Ouranos. Savoir s'adapter aux changements climatiques, rédaction : C. DesJarlais, M. Allard, A. Blondlot, A. Bourque, D. Chaumont, P. Gosselin, D. Houle, C. Larrivée, N. Lease, R. Roy, J.-P. Savard, R. Turcotte et C. Villeneuve, Montréal, 2010, 128 p.



Annexe A

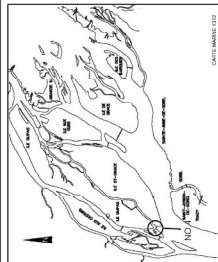
Vue en plan des reservoirs



PLAN REVERSOIR 2

ÉCHELLE: 1:1'000

50m



Page 108	Page 109
<p>                                                                                                                                   </p>	

NORDA STELO

Norda Stelo Inc.
3715, av. Vauq. Pulver
Carmel (Calif.)
Canada, 93710 CA
Telephone: (415) 254-9000
Telex: 141 554-9099

NOTES:

LES COORDONNÉES DE 0,5 MÈTRE SUR CE PLAN
PROVIENNENT DES DONNÉES RELLEVÉES À L'ÉTÉ 2021.

LES COORDONNÉES SONT EN NAD83 (SCRS MTM
ZONE 8.

LES ÉLEVATIONS SONT PAR RAPPORT AU IGLD 85.

LES COUPES SONT REPRÉSENTÉES DE L'AVANT VUE

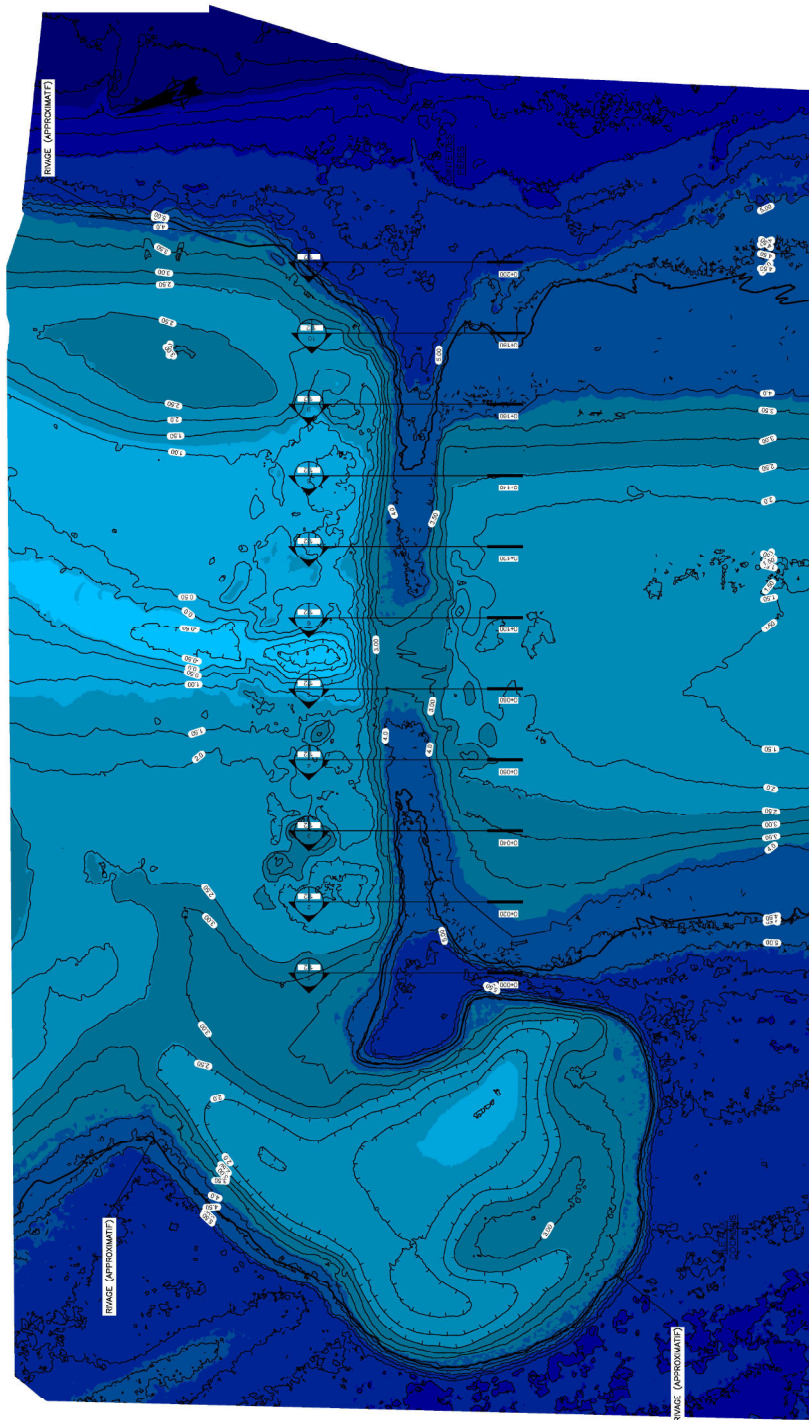
NOTES:

LES COORDONNÉES DE 0,5 MÈTRE SUR CE PLAN
PROVIENNENT DES DONNÉES RELLEVÉES À L'ÉTÉ 2021.

LES COORDONNÉES SONT EN NAD83 (SCRS MTM
ZONE 8.

LES ÉLEVATIONS SONT PAR RAPPORT AU IGLD 85.

LES COUPES SONT REPRÉSENTÉES DE L'AVANT VUE



PLAN REVERSOR 4

date of survey	description of survey	analysis

A no du oficial
dette no

B no se te fante o oficial
afet no where oficial required

C no se te fante o official
afet no where official



Page	Project
	NOM DU CLIENT CLIENT'S NAME BOVIL, RUE, VILLE, PROVINCE, CODE POSTAL, 12345 STREET TOWN, PROVINCE, POSTAL CODE

TITRE DU PROJET

PROJECT NAME

Discipline
Discipline

— 252 —

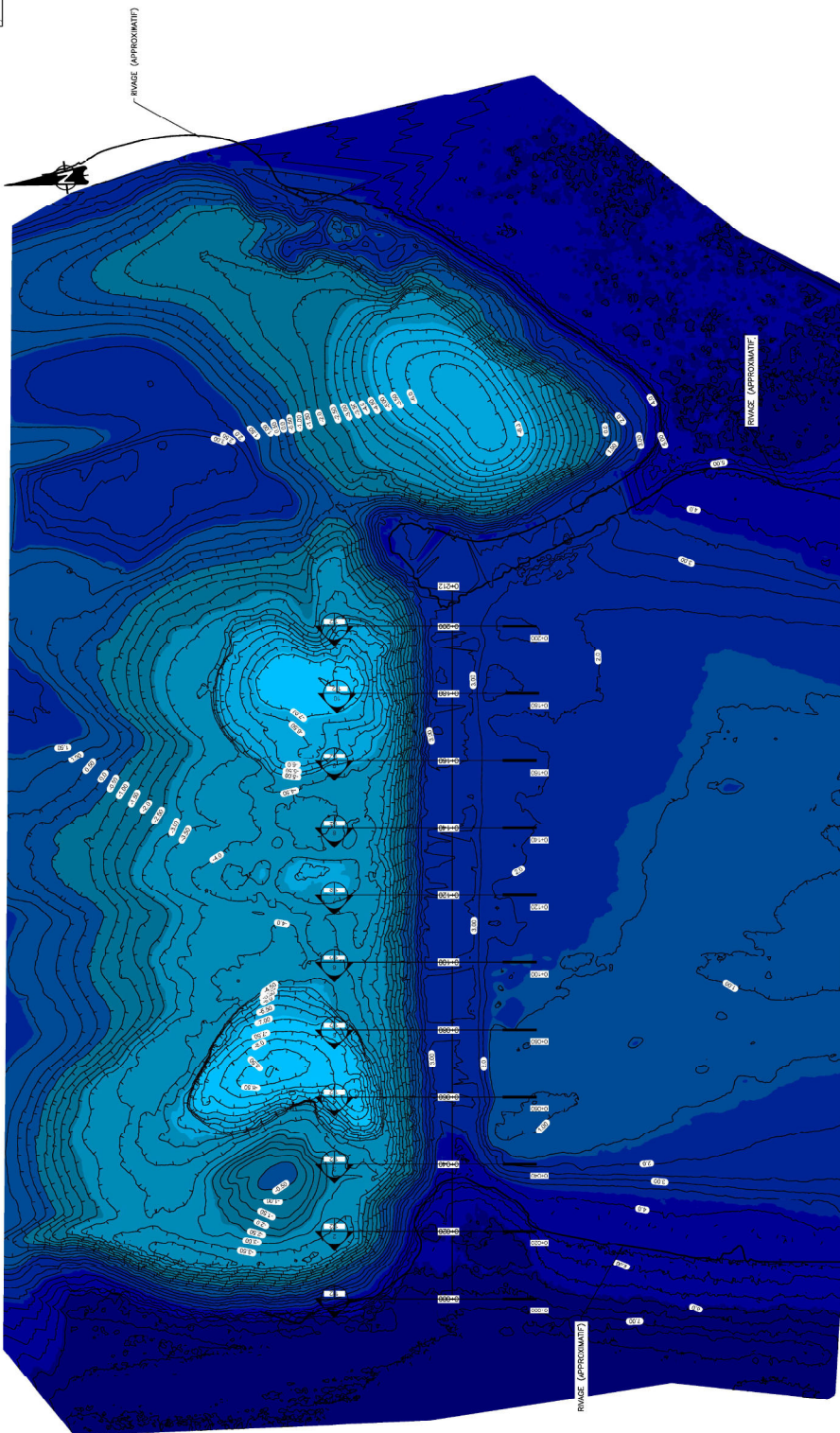
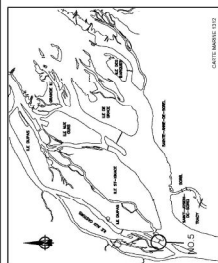
Designed by	Year	Designed by
Designed by	Year	Designed by

[illegible]

	Project as to the project	Project as to the project	Project as to the project
Project as to the project			


Created	Completed	Check	Check
<p>120094CICO_REVE_4</p> <p>120094CICO_REVE_4</p>			

No. de project	Project no.	No. de lloc	Sheet no.
PROJ		PLAN/XXX	



PLAN REVERSOR 5

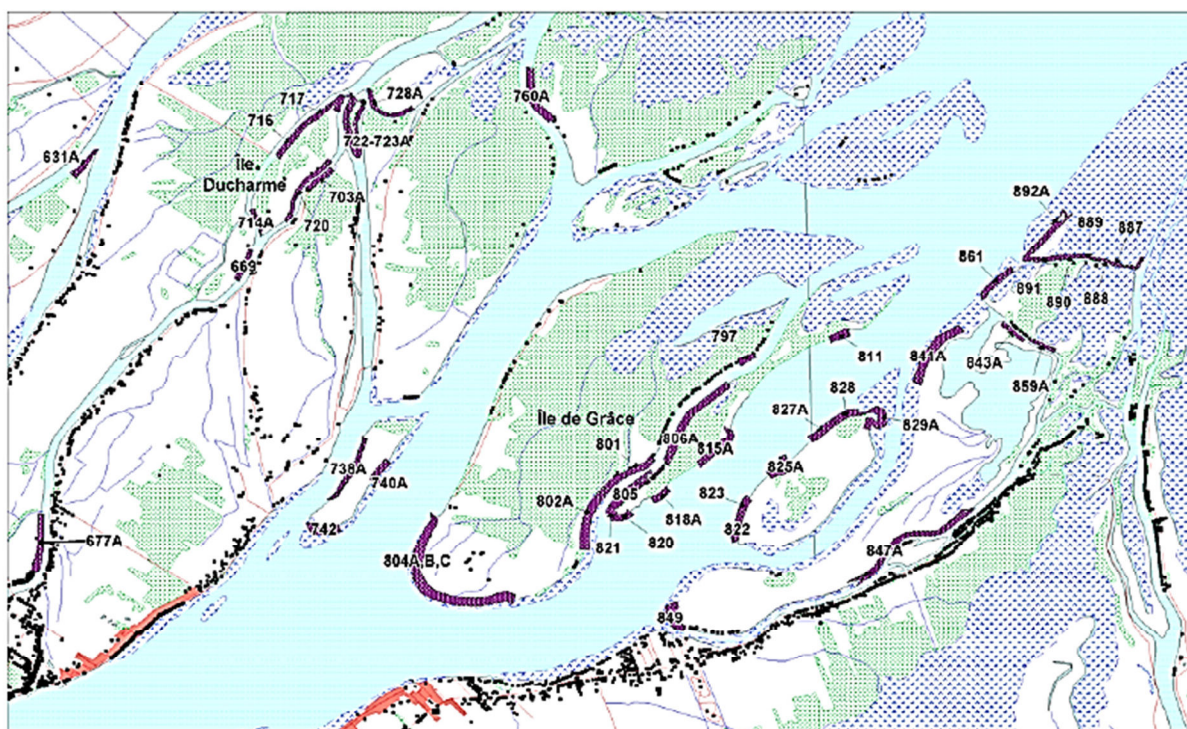
ÉCHELLE: 1:500

[illegible]



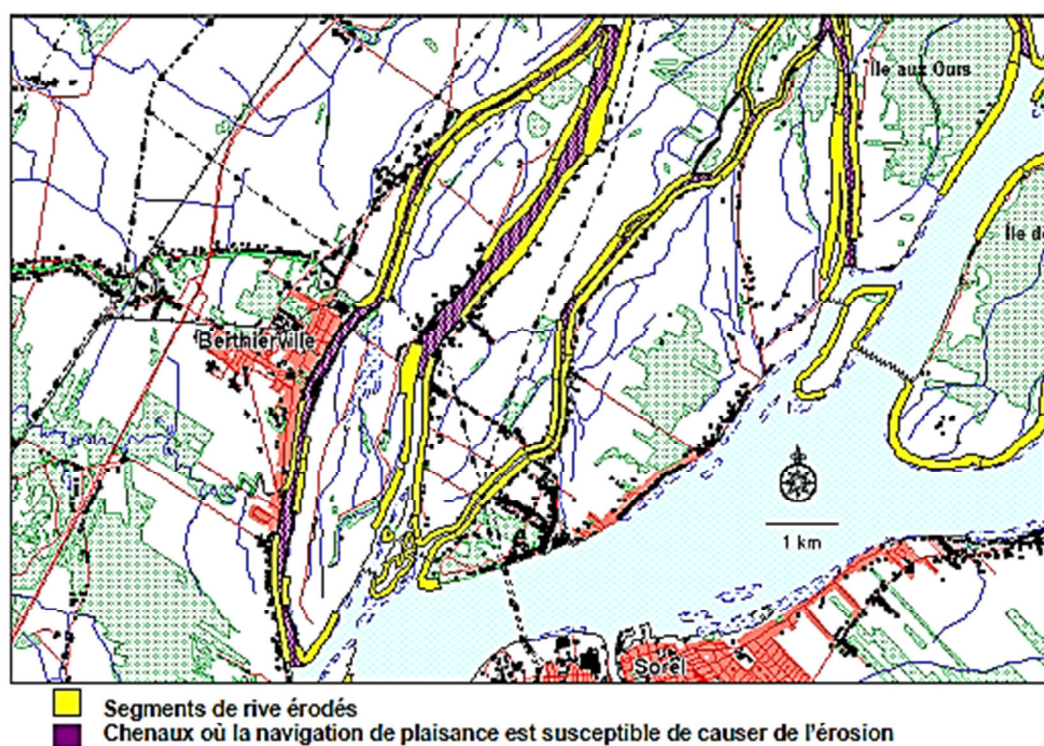
Annexe B

**Cartes des rives érodées dans l'archipel
Berthier-Sorel (Dauphin et Lehoux, 2004)**



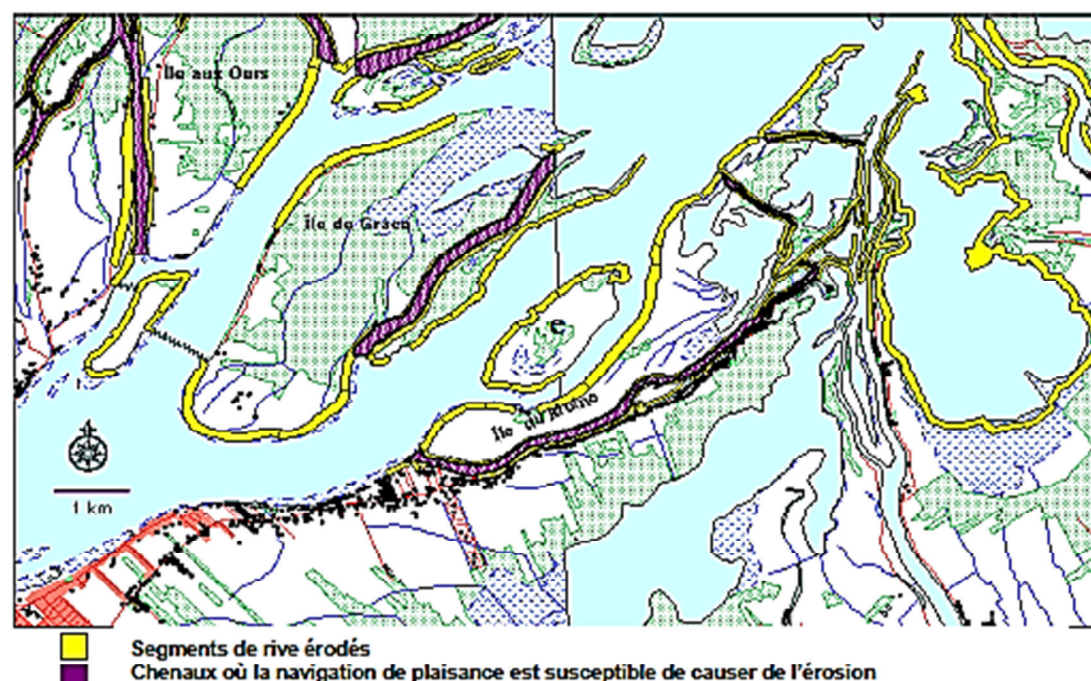
Carte 1f. Localisation des rives en érosion sévère dans l'archipel de Berthier-Sorel durant la période 1964-1983

Carte 2b. Segments de rive érodés et chenaux au niveau desquels la navigation de plaisance est susceptible de causer de l'érosion dans l'archipel de Berthier-Sorel

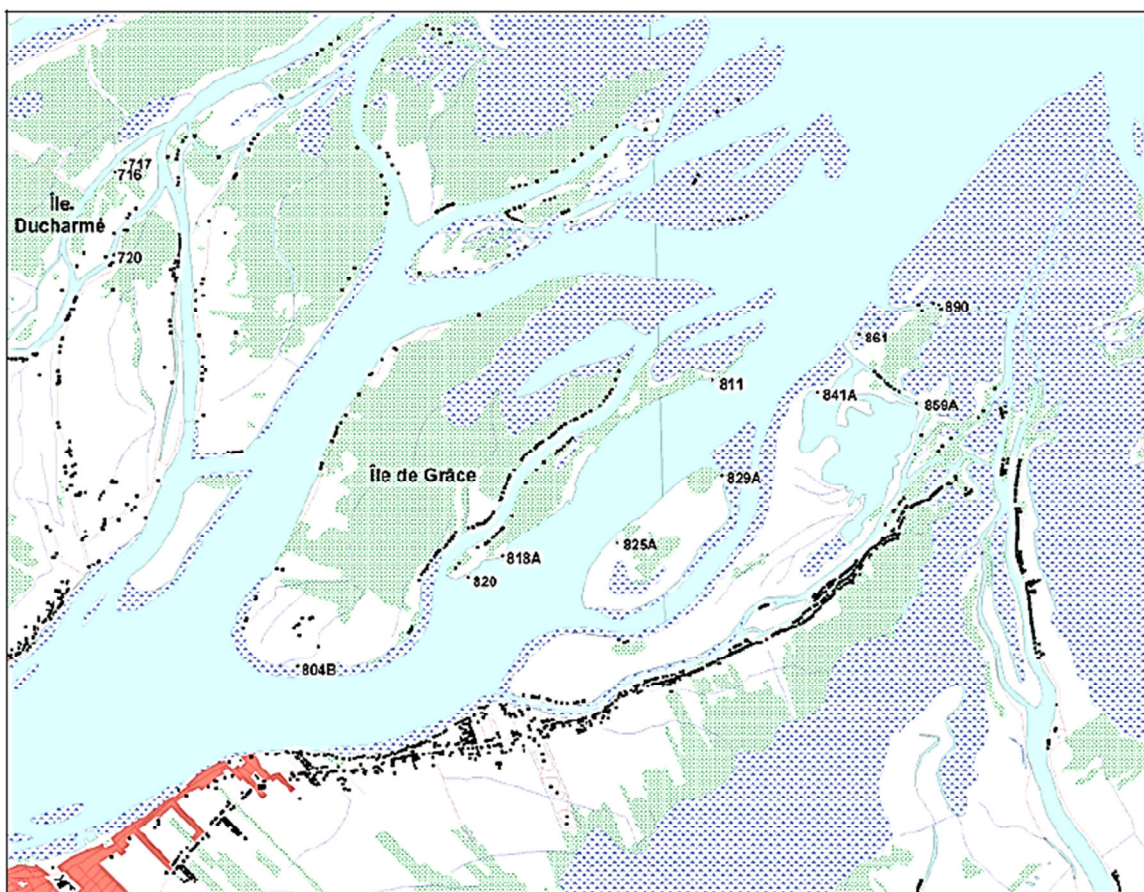


Sources : N. Gariépy et P. Latraverse, com. pers.

Carte 2c. Segments de rive érodés et chenaux au niveau desquels la navigation de plaisance est susceptible de causer de l'érosion dans l'archipel de Berthier-Sorel



Sources : N. Gariépy et P. Latraverse, com. pers.



Carte 3f. Localisation des rives en érosion prioritaires dans l'archipel de Berthier-Sorel



COENTREPRISE NORDA STELO / HARBOURSIDE / COLDWATER