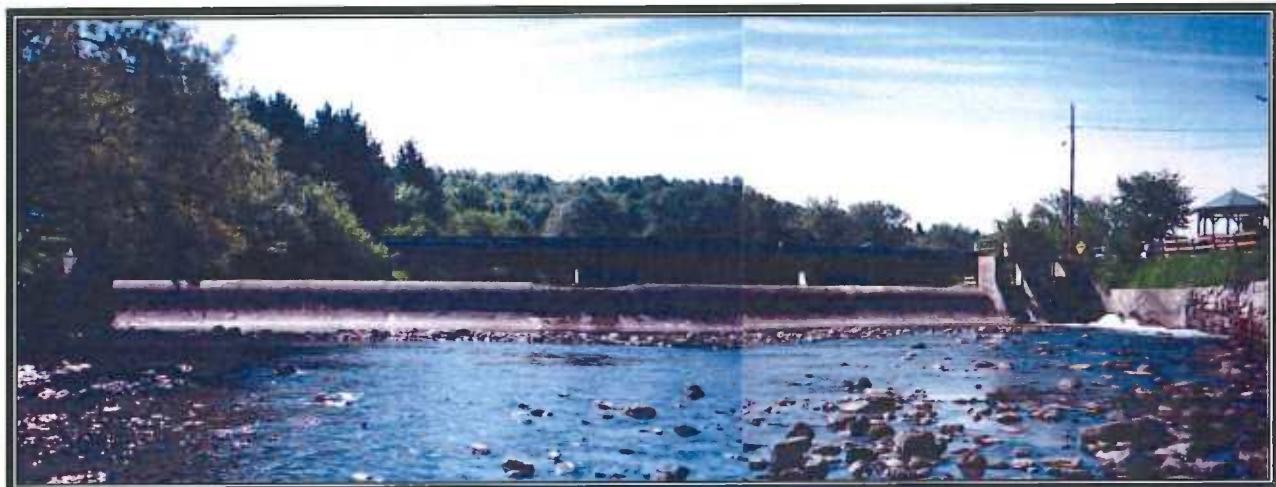


**RÉGIE INTERMUNICIPALE DU PARC RÉGIONAL MASSAWIPPI**

*Barrage de la rivière Massawippi*

*Évaluation de la sécurité du barrage (X0007340)*

*No de projet BPR : 64247E162 (60ET)*



## RÉGIE INTERMUNICIPALE DU PARC RÉGIONAL MASSAWIPPI

### *Barrage de la rivière Massawippi*

### *Évaluation de la sécurité du barrage (X0007340)*

*No de projet BPR : 64247E162 (60ET)*

BPR  
2835, rue Hertel  
Sherbrooke (Québec) J1L 1Y3  
 819 562-7266  
 819 562-7210

Préparé par :

Louis-Philippe Caron, B. Ing.

Annie Limoges, Ing. jr., M. Sc.

Vérifié par :

Gilles L. Bouchard, Ing., M. Ing.

Mourad Karray, Ing., PhD. (section 2.2)

Mars 2009  
Révision # 01

## TABLE DES MATIÈRES

<b>INTRODUCTION.....</b>	<b>1</b>
<b>SECTION 1.....</b>	<b>2</b>
<b>VÉRIFICATION DE L'ÉTAT ET DU COMPORTEMENT DU BARRAGE.....</b>	<b>2</b>
<b>  1.1   INSPECTION DÉTAILLÉE DES COMPOSANTES DU BARRAGE .....</b>	<b>2</b>
1.1.1   MUR DE FERMETURE EN RIVE GAUCHE .....	4
1.1.2   VANNES D'ÉVACUATION ET PLATE-FORME D'OPÉRATION.....	8
1.1.3   DÉVERSOIR .....	12
1.1.4   MUR DE FERMETURE EN RIVE DROITE .....	17
1.1.5   REVANCHE HYDRAULIQUE.....	19
<b>  1.2   ANALYSE DES RÉSULTATS DES ACTIVITÉS DE SURVEILLANCE PASSÉES .....</b>	<b>20</b>
1.2.1   ACTIVITÉS DE SURVEILLANCES PASSÉES .....	20
<b>  1.3   ANALYSE DES RÉSULTATS D'AUSCULTATION.....</b>	<b>20</b>
<b>  1.4   VÉRIFICATION DE LA FONCTIONNALITÉ DES APPAREILS D'ÉVACUATION .....</b>	<b>22</b>
<b>SECTION 2.....</b>	<b>23</b>
<b>VÉRIFICATION DE LA CONCEPTION DU BARRAGE .....</b>	<b>23</b>
<b>  2.1   VÉRIFICATION DES CRITÈRES DE CONCEPTION.....</b>	<b>23</b>
<b>  2.2   ANALYSE DE STABILITÉ - BARRAGE .....</b>	<b>24</b>
2.2.1   NIVEAU D'EAU CONSIDÉRÉ .....	25
2.2.2   CAS ÉTUDIÉS .....	25
2.2.3   INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS.....	26
2.2.4   POTENTIEL DE LIQUÉFACTION .....	26
2.2.5   GRADIENT HYDRAULIQUE ET SOUS-PRESSION .....	27
2.2.6   ALLONGEMENT DU RADIER .....	27
2.2.7   STABILITÉ DES FONDATIONS SOUS L'ÉVACUATEUR DE CRUE .....	28
2.2.8   RECOMMANDATIONS .....	29
<b>  2.3   ANALYSE DE STABILITÉ - ÉVACUATEUR DE CRUES.....</b>	<b>30</b>
2.3.1   MÉTHODE DE CALCUL.....	30
2.3.2   CHARGES DE CALCULS .....	31
2.3.2.1   Généralités .....	31
2.3.2.2   Charges permanentes .....	31
2.3.2.3   Poussée hydrostatique .....	31
2.3.2.4   Sous-Pressions .....	32
2.3.2.5   Poussée statique de la glace .....	32
2.3.2.6   Charges sismiques .....	33
2.3.3   DONNÉES UTILISÉES POUR LA STABILITÉ AU GLISSEMENT .....	33
2.3.4   COMBINAISONS DES CHARGES .....	34
2.3.5   COEFFICIENTS DE SÉCURITÉ ET CONTRAINTES ADMISSIBLES .....	35
2.3.6   RÉSULTATS DES ÉTUDES DE STABILITÉ À LA BASE DE L'ÉVACUATEUR.....	36

DSB/71.08

<b>SECTION 3.....</b>	<b>41</b>
<b>DISPOSITIFS DE SÉCURITÉ DONT EST MUNI LE BARRAGE.....</b>	<b>41</b>
<b>SECTION 4.....</b>	<b>42</b>
<b>RÉVISION DU CLASSEMENT ACCORDÉ AU BARRAGE .....</b>	<b>42</b>
<b>4.1    DESCRIPTION DES RENSEIGNEMENTS .....</b>	<b>42</b>
<b>4.2    RÉVISION DU CLASSEMENT .....</b>	<b>42</b>
<b>4.3    RÉVISION DU NIVEAU DE CONSÉQUENCE .....</b>	<b>44</b>
<b>OBLIGATIONS .....</b>	<b>45</b>
<b>CALENDRIER DES TRAVAUX PROPOSÉS .....</b>	<b>46</b>
<b>CONCLUSIONS .....</b>	<b>47</b>

## ANNEXES

- ANNEXE A : COUPE TYPE DU BARRAGE ET DE L'ÉVACUATEUR DE CRUE
- ANNEXE B : FIGURES SEEP & SLOPE – ANALYSE DE STABILITÉ
- Annexe B-1 :* ÉCOULEMENT – GRADIENTS – SOUS-PRESSION
- Annexe B-2 :* ANALYSE DE STABILITÉ
- Annexe B-3 :* LIQUÉFACTION
- ANNEXE C : CARTE DES ZONES INONDABLES EN PÉRIODE DE CRUE
- ANNEXE D : PLANS
- ANNEXE E : PLAN DE GESTION DES EAUX RETENUES
- ANNEXE F : RAPPORT GÉOTECHNIQUE RÉALISÉ PAR GÉOLAB INC.

## **LISTE DES PHOTOGRAPHIES**

Photographie 1 : Mur de soutènement en rive gauche – côté amont .....	4
Photographie 2 : Section aval du mur de soutènement en rive gauche .....	5
Photographie 3 : Présence de drains dans la section aval du mur de soutènement en rive gauche .....	6
Photographie 4 : Section aval en rive gauche du mur de soutènement constituée de blocs .....	6
Photographie 5 : Eau frappant le mur de soutènement en rive gauche lors de sa sortie des vannes d'évacuation.....	7
Photographie 6 : Vannes d'évacuation au barrage North Hatley .....	9
Photographie 7 : Section inférieure des vannes corrodée .....	9
Photographie 8 : Composantes du système d'évacuation au barrage North Hatley .....	10
Photographie 9 : Face amont du pilier central et pilier externe.....	11
Photographie 10 : Vue de la face aval du barrage Massawippi.....	12
Photographie 11 : Réseau de fissures longitudinales .....	13
Photographie 12 : Fissures longitudinales profondes .....	13
Photographie 13 : Calotte de béton manquante .....	14
Photographie 14 : Vue sur les dalles en béton situées au pied aval du barrage.....	15
Photographie 15 : Affaissement d'une dalle de béton.....	16
Photographie 16 : Déplacement d'une des dalles de béton .....	16
Photographie 17 : Mur de fermeture en rive droite du barrage .....	17
Photographie 18 : Jonction entre déversoir et mur de fermeture en rive droite.....	18
Photographie 19 : Morceau de béton manquant et végétation présente sur le dessus du mur .....	18
Photographie 20 : clôture en rive gauche	
Photographie 21 : panneau signalétique.....	41

## LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Plan de localisation.....	2
Figure 2 : Schéma de localisation des différentes composantes du barrage. Vue de l'aval.....	3
Figure 3 : Courbe d'évacuation pour le barrage de la rivière Massawippi. Pleine ouverture de la vanne d'évacuation .....	23
Figure 4 : Coupe du nouveau système d'évacuation.....	28

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Méthode et conditions des analyses de stabilité .....	24
Tableau 2 : Paramètres utilisés pour les analyses de stabilité .....	24
Tableau 3 : Niveaux d'eau considérés pour les analyses de stabilités.....	25
Tableau 4 : Conductivité hydraulique des matériaux .....	25
Tableau 5 : Résultat des analyses de stabilité.....	26
Tableau 6 : Combinaisons de charges pour l'évacuateur de crues .....	34
Tableau 7 : Facteurs de sécurité, critères de stabilité et contraintes admissibles .....	35
Tableau 8 : Résultats de l'analyse de stabilité de la section 1 .....	39
Tableau 9 : Paramètres considérés pour le classement du barrage.....	43
Tableau 10 : Résumé des recommandations .....	46

## RÉFÉRENCES

**Référence 1 : Caractérisation du béton et de la fondation – Auscultation du barrage Massawippi, North Hatley, février 2008, réalisée par Géolab Inc.**

**Référence 2 : Fiche technique du barrage X0007340, Centre d'Expertise Hydrique du Québec**

**Référence 3 : Dam safety, 2007, Association canadienne des barrages.**

**Référence 4 : Dam safety guidelines, janvier 1999, Association canadienne des barrages.**

**Référence 5 : Norme Hydro-Québec, Évaluation de la stabilité des barrages-poids en béton, SB-61-08-00, 31 mai 2003**

**Référence 6 : Règlement sur la sécurité des barrages (c. S-3.1.01, r. 1), Gouvernement du Québec.**

**Référence 7 : Association Canadienne de Normalisation, Norme « CSA A23.3-04 - Design of Concrete Structures », Décembre 2004.**

## INTRODUCTION

À l'automne 2007, la Régie intermunicipale du Parc régional Massawippi regroupant les municipalités de Sainte-Catherine-de-Hatley, du Canton de Hatley, de Hatley, du Village d'Ayer's Cliff et du Village de North Hatley mandatait la firme BPR-Énergie inc. pour effectuer *l'Évaluation de la sécurité* de son barrage situé sur la rivière Massawippi, tel que requis par le règlement de la Loi sur la sécurité des barrages (LSB, 2000, c.9). L'évaluation de la sécurité vise à vérifier l'état et le comportement du barrage par le biais d'une inspection détaillée de chacune des composantes civiles et de l'analyse des activités de surveillance et des résultats d'auscultation obtenus. La vérification de la conception du barrage est aussi réalisée au moyen des études de stabilité et de la capacité d'évacuation du barrage. La révision du classement du barrage est également réalisée dans le présent rapport.

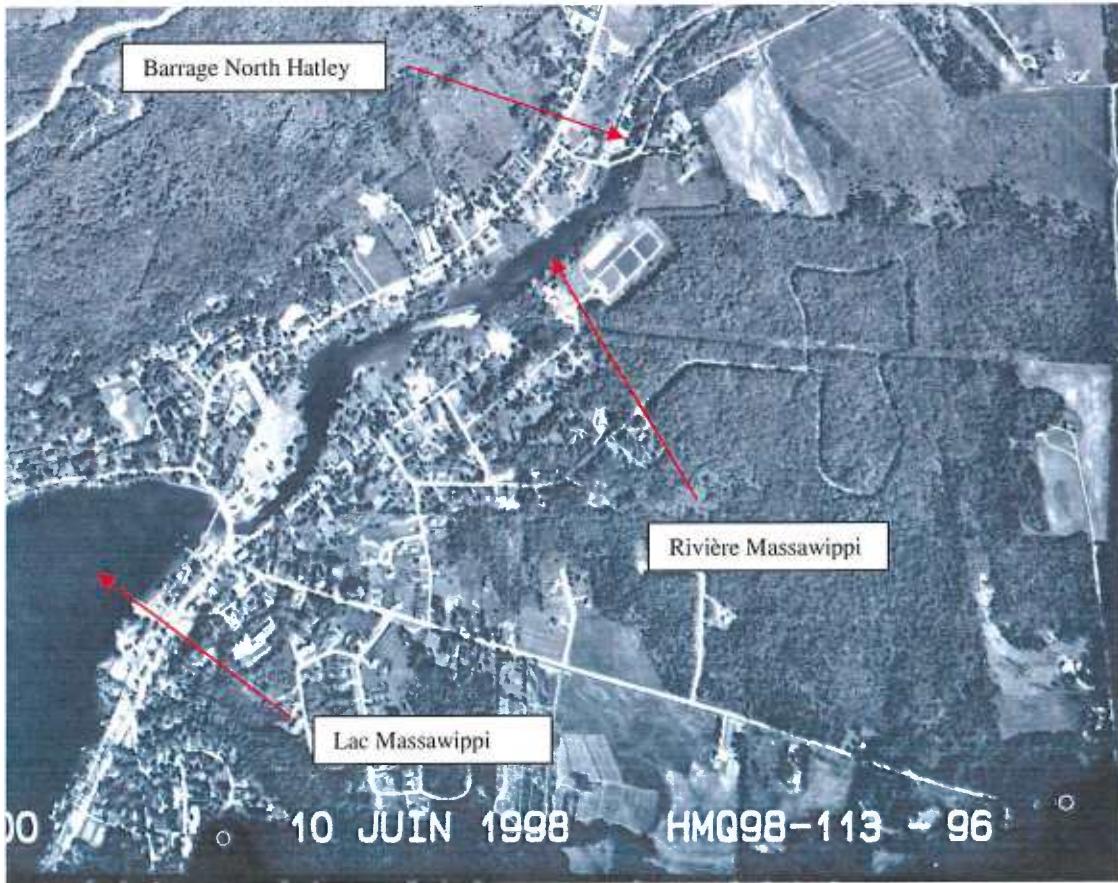
La présente étude est donc réalisée dans le but d'évaluer la sécurité du barrage et d'émettre, le cas échéant, des recommandations quant aux correctifs requis dans l'optique de réhabiliter le barrage afin d'en assurer la sécurité et la pérennité.

## SECTION 1 VÉRIFICATION DE L'ÉTAT ET DU COMPORTEMENT DU BARRAGE

### 1.1 Inspection détaillée des composantes du barrage

Le barrage est un ouvrage à crête déversante de type « béton-gravité » construit en 1964. Il sert principalement à la régulation du lac et de la rivière Massawippi. Le barrage de la rivière Massawippi est orienté Nord-Est / Sud-Ouest et se situe aux coordonnées géographiques 45°17'00" N et 71°57'48" O. La hauteur du barrage est évaluée à 4,5 mètres et la hauteur de retenue à 2,5 mètres selon la fiche du Centre d'expertise hydrique du Québec. Le barrage rehausse le niveau d'eau amont favorisant ainsi les sports nautiques et le développement récréo-touristique des municipalités riveraines. La longueur du barrage est évaluée à 54,3 mètres selon la fiche technique du MDDEP (Réf. 2).

Figure 1 : Plan de localisation



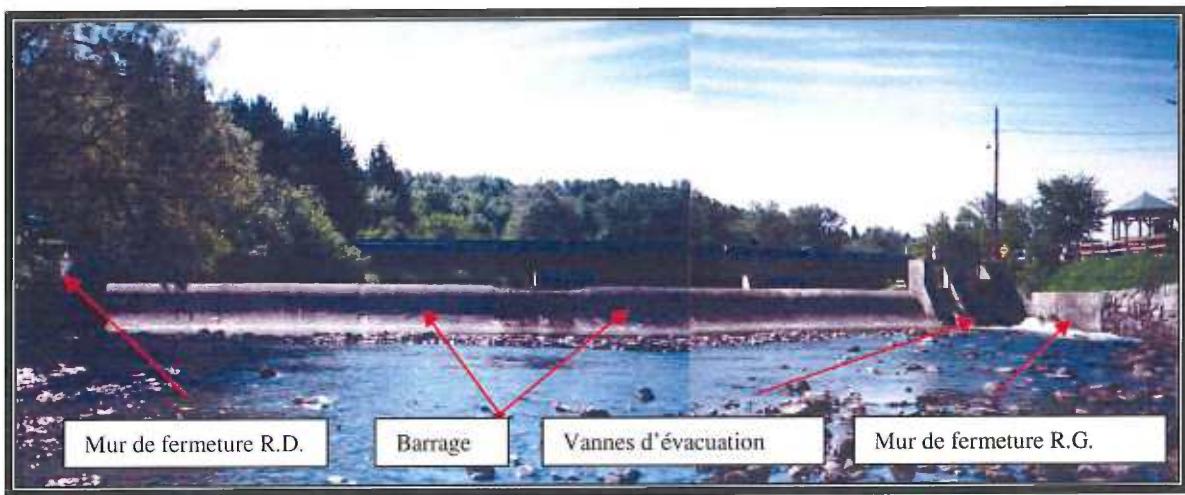
Lors de la visite du 5 septembre 2007, le niveau d'eau au barrage était à l'élévation 160,45 m. Le débit de la rivière Massawippi était de 2 m<sup>3</sup>/s selon la station hydrométrique 030220 situé à 1,6 km en aval du Lac Massawippi. Le temps était dégagé et la température ambiante était de 14° C avec des vents nuls.

Si on survole le barrage de sa rive gauche à sa rive droite, les différentes composantes se succèdent ainsi :

- mur de fermeture en rive gauche;
- vannes d'évacuation et plate-forme d'opération;
- barrage / déversoir;
- mur de fermeture en rive droite.

Le schéma de localisation des différentes composantes du barrage de la rivière Massawippi est présenté ci-dessous :

Figure 2 : Schéma de localisation des différentes composantes du barrage. Vue de l'aval.



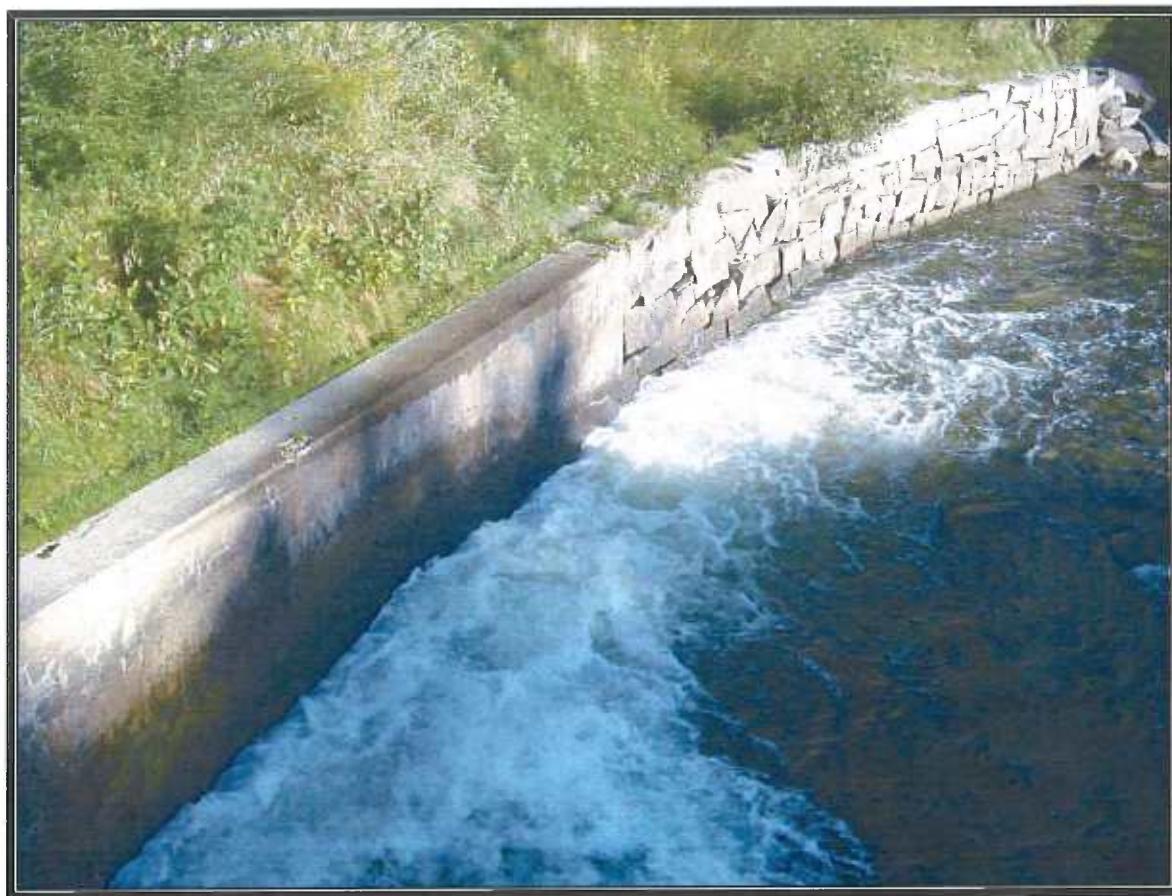
### **1.1.1 Mur de fermeture en rive gauche**

Le mur de soutènement en rive gauche a une longueur totale de 35,2 mètres. De cette longueur, 2,2 m se retrouvent en amont du barrage et 33 m en aval. La section amont agit à titre de mur de soutènement et comme mur guideau (photographie 1). Le béton de cette section est en bon état et présente quelques fissures superficielles seulement. Des blocs de béton formant un angle d'environ 45 degrés avec le muret assure la fermeture avec le rivage tout en gardant le remblai à l'arrière de ceux-ci en place (photographie 1).



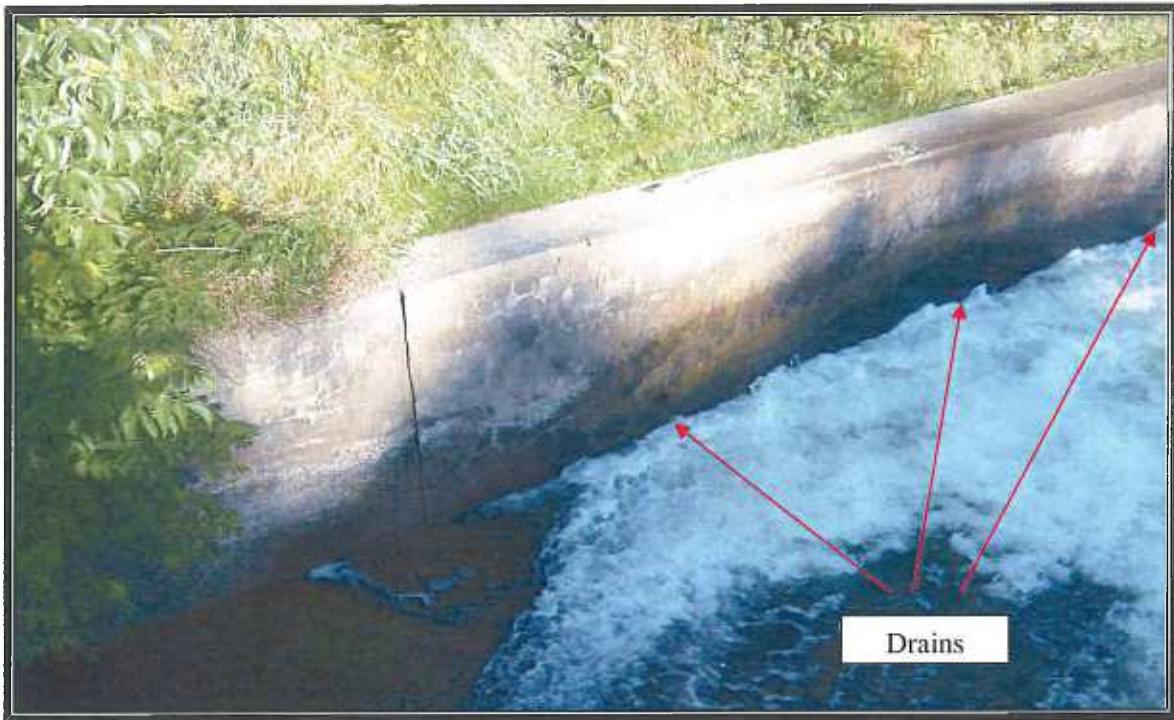
**Photographie 1 : Mur de soutènement en rive gauche – côté amont**

La section aval du mur de soutènement est divisée en deux parties qui sont chacune constituées de matériaux différents (photographie 2). La première section est un mur en béton agissant comme mur de soutènement ainsi que comme mur guideau pour l'eau sortant des vannes d'évacuation.

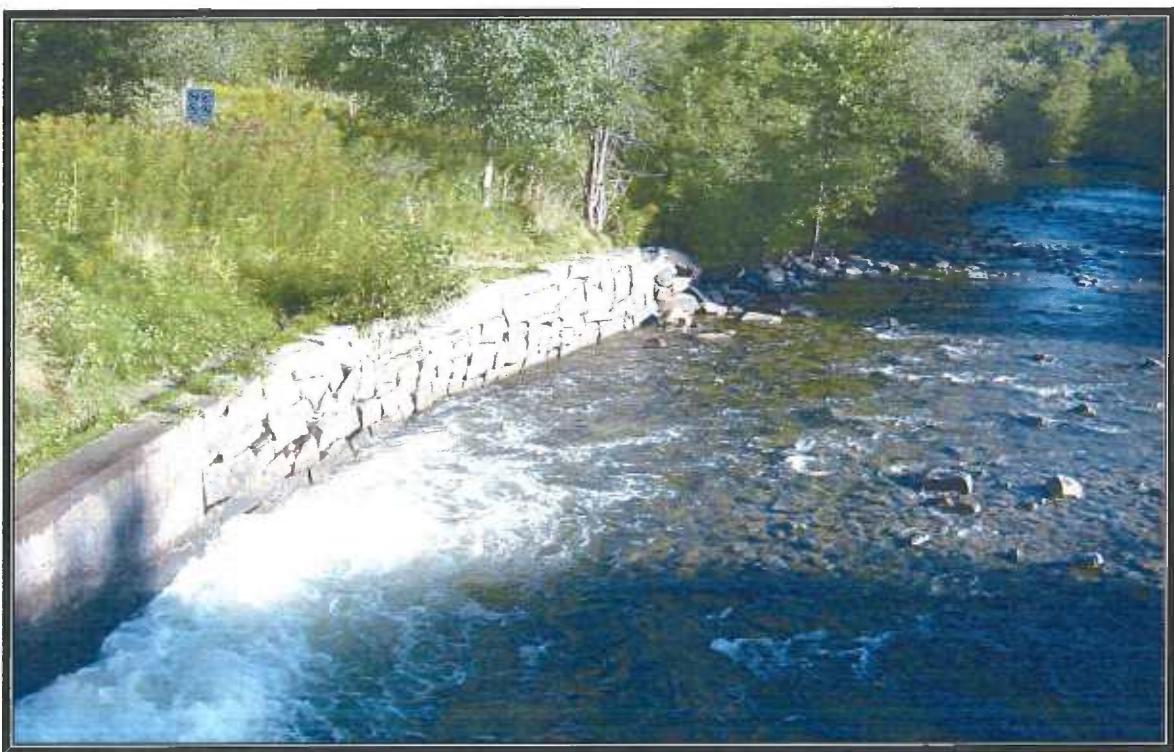


**Photographie 2 : Section aval du mur de soutènement en rive gauche**

Le béton de cette section semble être en bon état à part quelques signes d'érosion à la base de ce mur dus au passage de l'eau. Des drains horizontaux et perpendiculaires au mur de soutènement sont présents afin d'éliminer toute pression hydrostatique potentielle dans le remblai à l'arrière de ce mur (photographie 3). La deuxième section du mur de soutènement en rive gauche est constituée de blocs de grosseurs différentes et de formes asymétriques (photographie 2 et 4). Les blocs sont intercalés les uns aux autres de façon irrégulière et aucune présence de mortier n'a été détectée. Seules les forces de friction et de gravité assurent la stabilité de ce mur.



Photographie 3 : Présence de drains dans la section aval du mur de soutènement en rive gauche



Photographie 4 : Section aval en rive gauche du mur de soutènement constituée de blocs

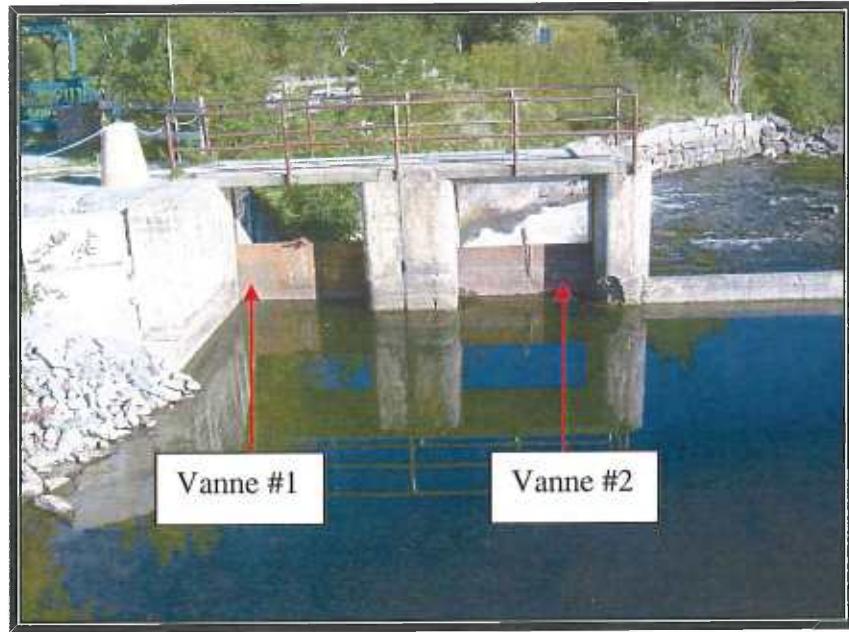
À la sortie des vannes d'évacuation, l'eau vient directement frapper la section en béton du mur de soutènement en rive gauche (photographie 5). Ceci a pour effet de provoquer une érosion accélérée du mur. Selon les plans produits par BPR-Énergie, la nouvelle vanne d'évacuation, dont l'installation est prévue à l'été 2009, assurera une évacuation adéquate de l'eau en la dirigeant dans la direction de l'écoulement naturel de la rivière Massawippi.



**Photographie 5 : Eau frappant le mur de soutènement en rive gauche lors de sa sortie des vannes d'évacuation**

### **1.1.2 Vannes d'évacuation et plate-forme d'opération**

Le barrage de la rivière Massawippi possède deux vannes d'évacuation. Les deux vannes sont de type « vanne à glissière » encastrées dans un cadre de béton (photographie 6 et 7). La dimension de ces pertuis identiques est 2,13 m de largeur par 2,79 m de hauteur. Ils servent principalement à régulariser le niveau d'eau de la rivière Massawippi en amont du barrage et par conséquent, celui du Lac Massawippi. Depuis, plusieurs années, la vanne #1 (voir photographie 6) est coincée dans son cadre, ce qui la rend non-opérationnelle. De son côté, la vanne #2 est fonctionnelle mais n'est pas considérée comme adéquate en situation d'urgence. Les deux vannes sont en acier et elles présentent des signes importants de corrosion. En effet, la rouille a fortement endommagé la section inférieure de la vanne #2 et plusieurs orifices sont maintenant présents à cet endroit (photographie 7). Un appareil de levage est requis afin d'opérer les vannes lorsque requis. Le programme de réhabilitation préparé par BPR-Énergie prévoit le remplacement de ces vannes afin d'augmenter la capacité d'évacuation. La nouvelle vanne redirigera l'eau évacuée dans la direction de l'écoulement naturel de la rivière pour ainsi diminuer l'érosion prématuée sur le mur de fermeture en rive gauche.

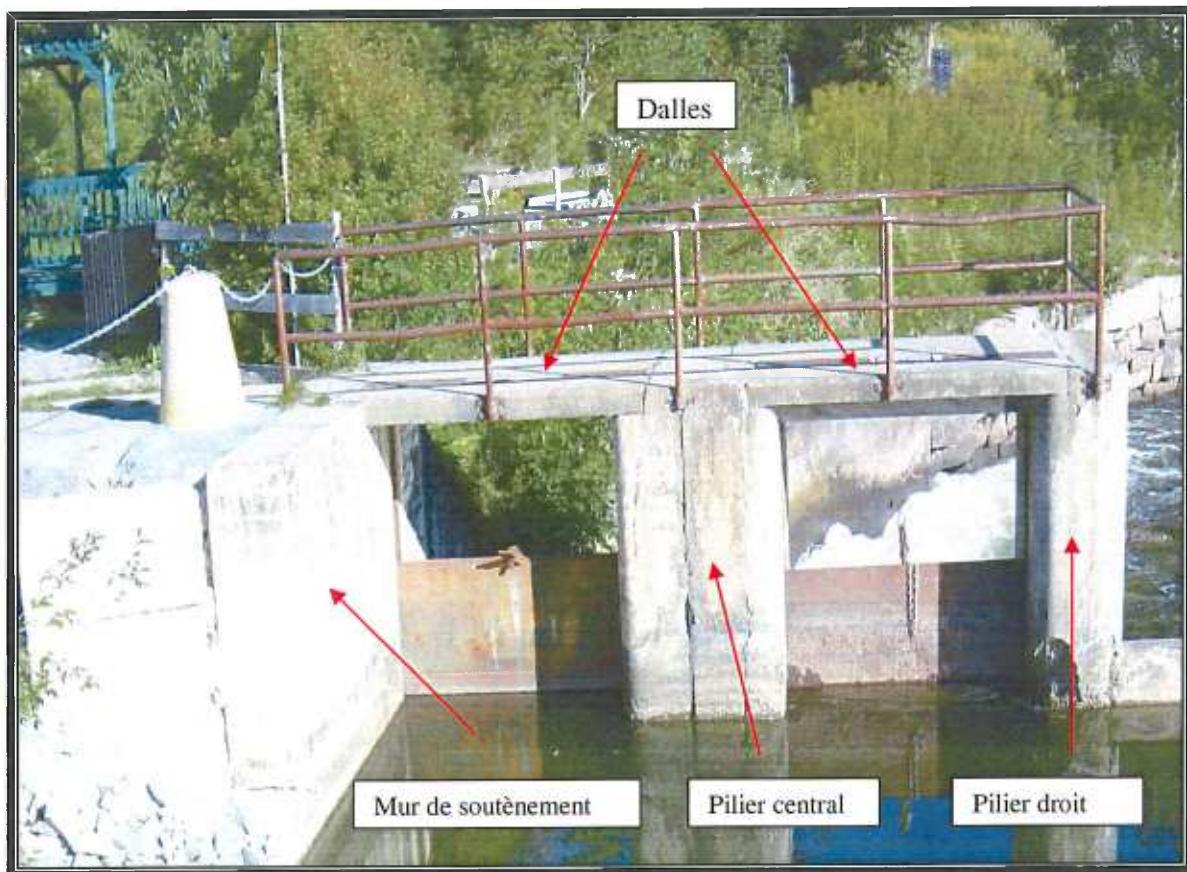


Photographie 6 : Vannes d'évacuation au barrage North Hatley



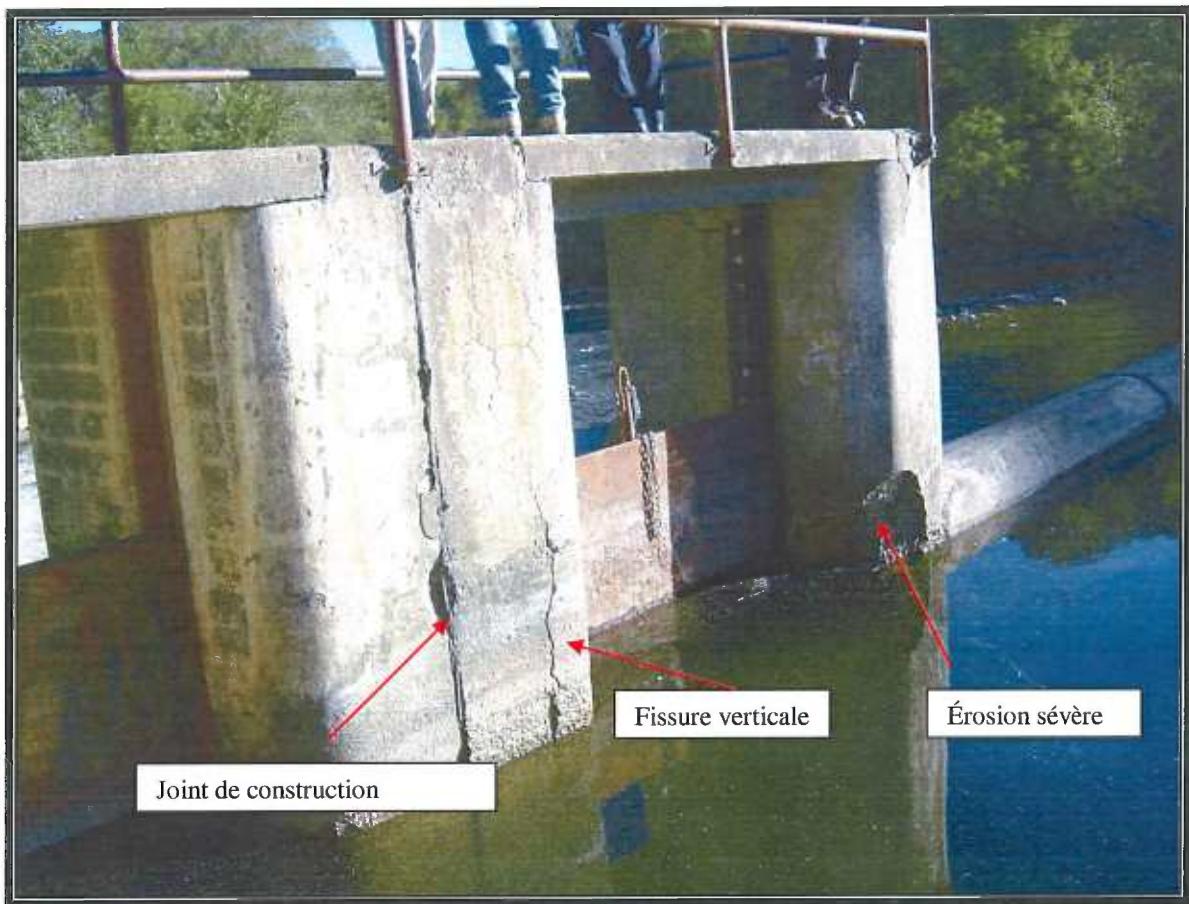
Photographie 7 : Section inférieure des vannes corrodée

La plate forme d'opération pour les vannes d'évacuation est constituée de deux piliers et du mur de soutènement en rive gauche. La passerelle a été coulée en deux dalles distinctes supportées au centre par le pilier central (photographie 8). Le béton des dalles est en bon état et ne présente pas de signes d'altération majeurs. La passerelle est entourée d'un garde-corps assurant la sécurité de l'opérateur où tout autre personne concernée. Le béton du pilier central est en bon état mais présente quelques signes d'efflorescence et d'éclatement comme on peut le voir sur les photographies 7, 8 et 9. Selon les données disponibles, le système de vannage actuel a été construit en deux (2) phases. Un premier pertuis a d'abord été construit et le deuxième s'est ajouté quelques années plus tard car on avait constaté que la capacité d'évacuation du pertuis unique était insuffisante.



Photographie 8 : Composantes du système d'évacuation au barrage North Hatley

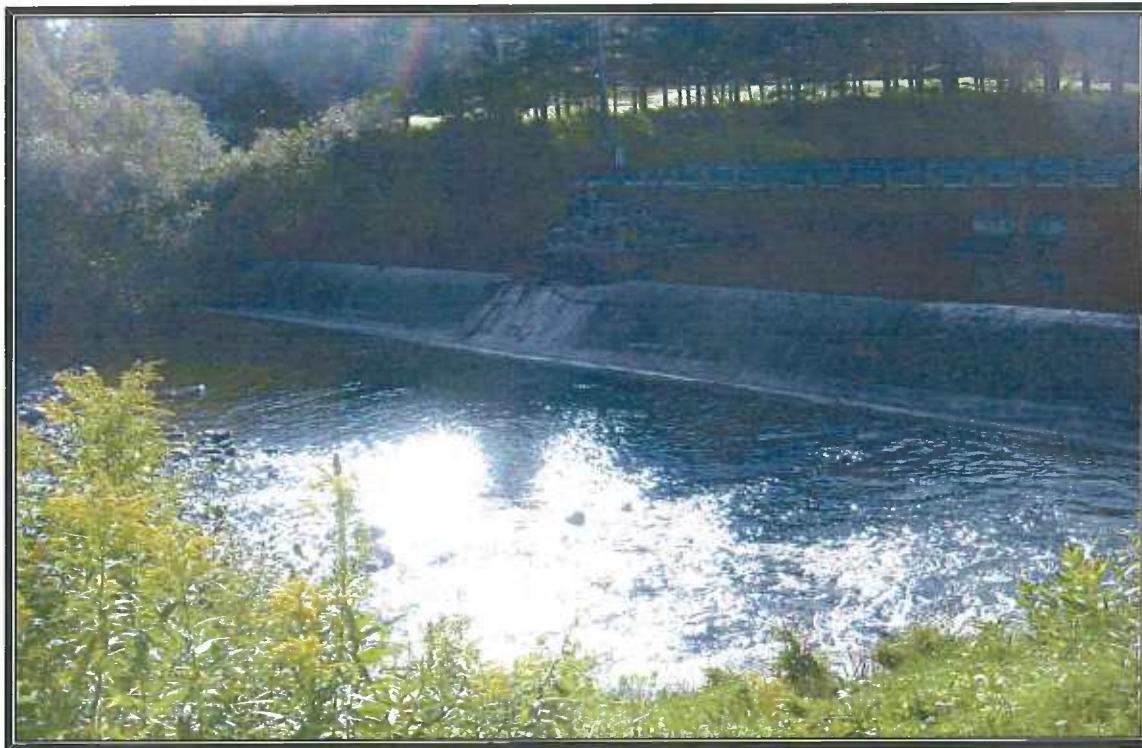
Une fissure verticale est présente sur la face amont du pilier central (photographie 9). La face amont du pilier droit présente des signes d'érosion sévères dus au passage de l'eau lors de son évacuation par la vanne #2. Un morceau de béton est manquant et les granulats sont clairement visibles. Étant donné que la vanne sera réhabilitée au plus tard à l'été 2009, une réfection du pilier est jugée non-nécessaire d'ici là. Ce pilier présente aussi des fissures longitudinales sur ses faces amont et aval. Des signes d'efflorescence sont visibles principalement sur la face aval du pilier droit (photographie 7). **La reconstruction des pertuis et de la nouvelle vanne d'évacuation éliminera tous problèmes ou défaillances énumérées précédemment.**



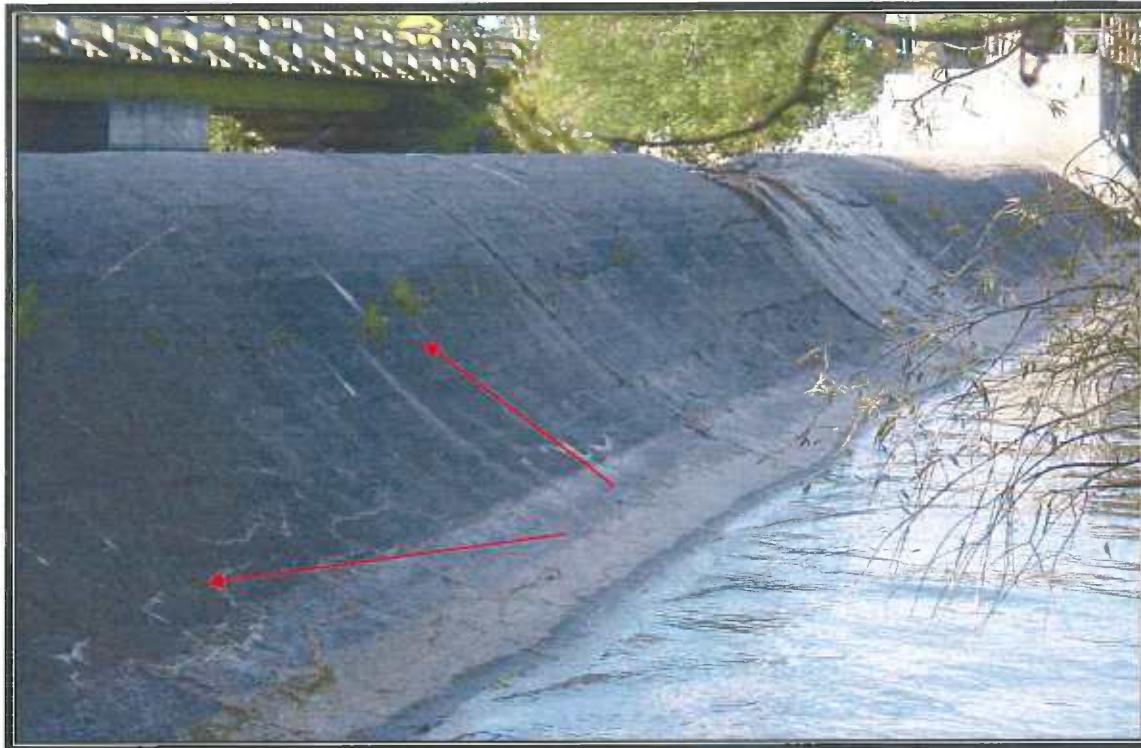
Photographie 9 : Face amont du pilier central et pilier externe

### 1.1.3 Déversoir

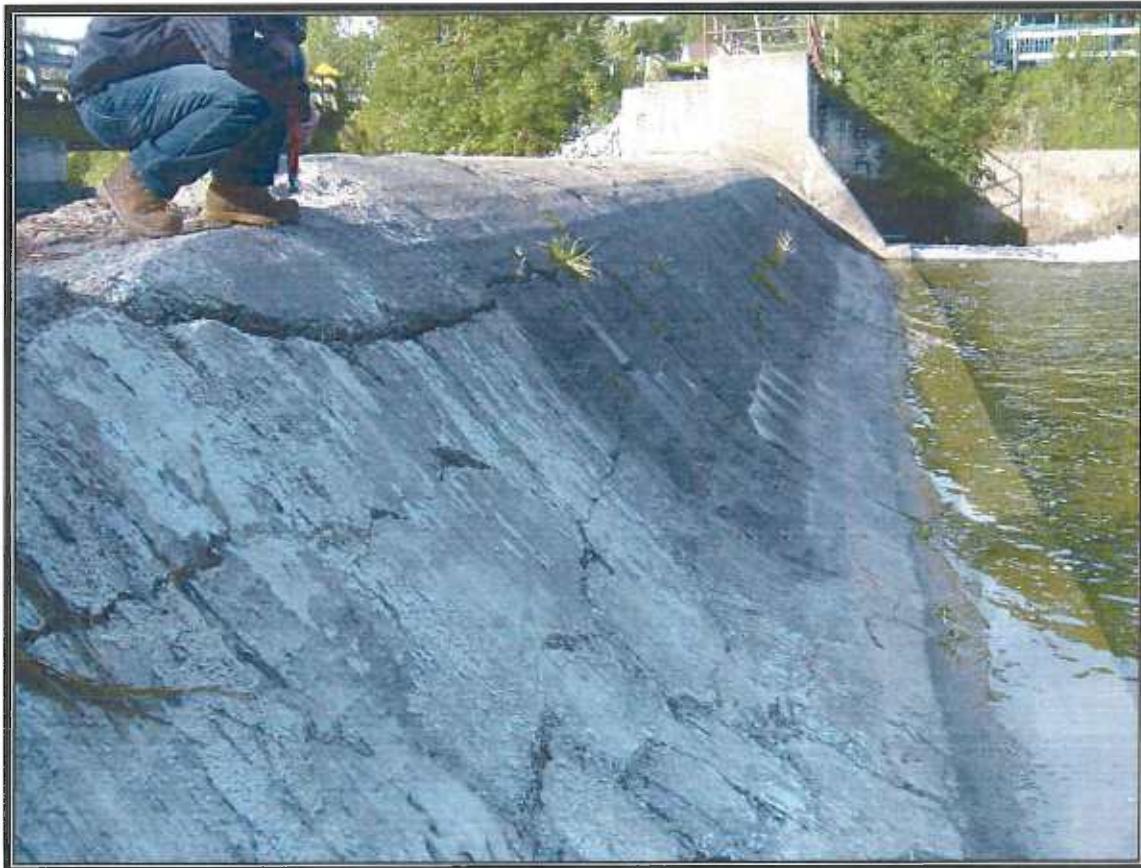
Le déversoir du barrage Massawippi est constitué de six (6) sections toutes séparées par un joint de dilatation/contraction thermique comme on peut le voir sur la figure 12. La face amont du déversoir n'a pu être observée lors de notre visite car le niveau d'eau était trop élevé. Un réseau de fissures longitudinales est présent sur l'entièvre face aval du déversoir (photographies 11 et 12). Certaine de ces fissures sont profondes et une végétation commence à s'y installer. Le remous créé par le passage de l'eau sur ces fissures accélère la dégradation de la face aval.



Photographie 10 : Vue de la face aval du barrage Massawippi



Photographie 11 : Réseau de fissures longitudinales



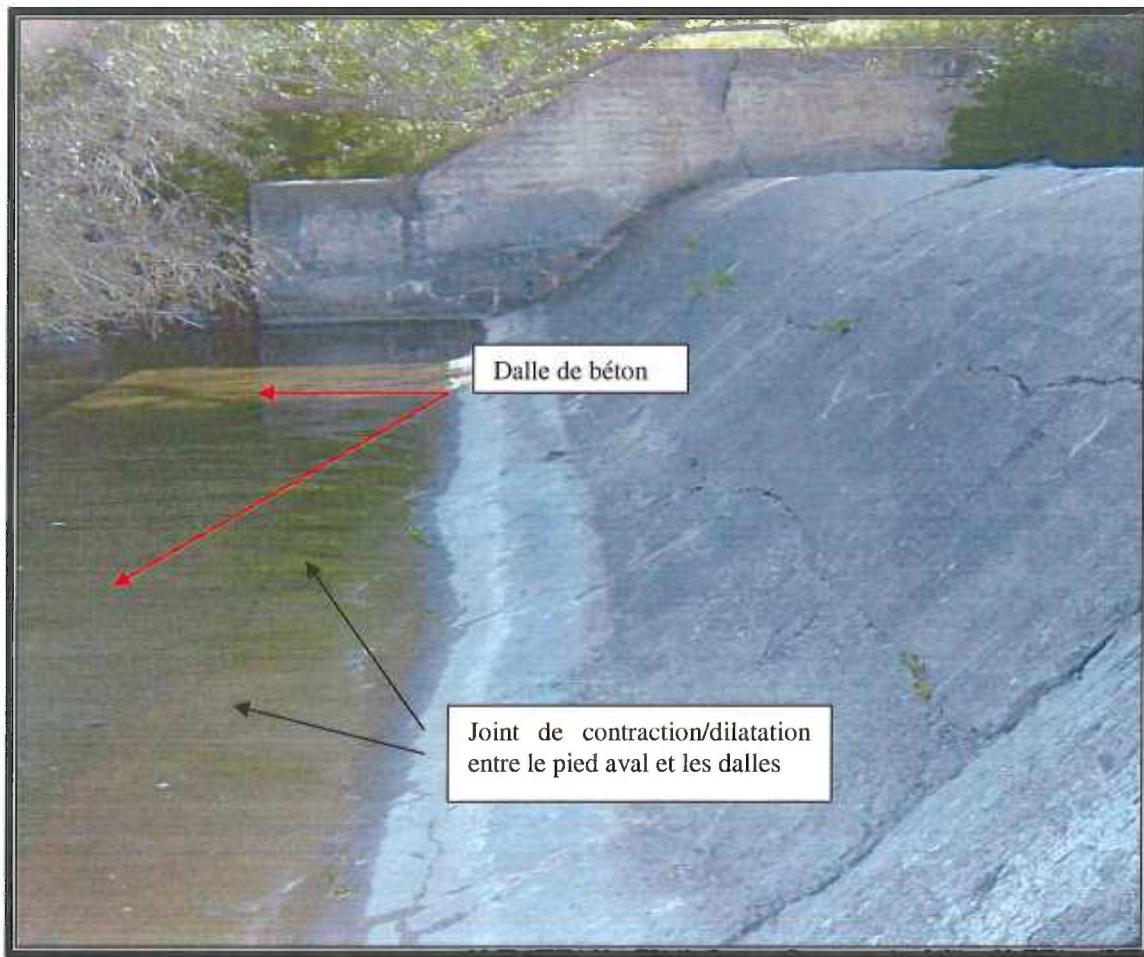
Photographie 12 : Fissures longitudinales profondes

Une calotte d'environ 2,5 mètres de longueur s'est détachée de la partie supérieure du déversoir favorisant ainsi l'érosion ponctuelle de cette section (photographie 13). Des travaux de resurfaçage partiel et d'injection des fissures du déversoir en béton est prévu pour l'été 2009 tel que proposé par le concept de réhabilitation du barrage produit par BPR-Énergie. Ce resurfaçage permettra d'assurer l'étanchéité de l'ouvrage et favorisera sa pérennité.



Photographie 13 : Calotte de béton manquante

Des dalles de béton ont été déposées au pied aval du déversoir afin de contrebalancer l'énergie provenant de la dissipation des gradients hydrauliques au pied aval du barrage (photographie 14). Les dalles ont une épaisseur de six (6) pouces (150 mm) chacune et reposent sur un remblai de gravier et sable selon les plans originaux datant de 1968. Un joint de dilatation est présent entre le pied aval du déversoir et les dalles. Un affaissement et un déplacement vers l'aval de deux dalles s'est produit au fil du temps (photographies 15 et 16). Il s'agit d'un phénomène très ponctuel. **Une réhabilitation de ces dalles et de l'ensemble du pied aval du barrage est prévue dans le concept de réhabilitation produit par BPR-Énergie. C'est travaux devront être exécutés à l'été 2009.**



Photographie 14 : Vue sur les dalles en béton situées au pied aval du barrage



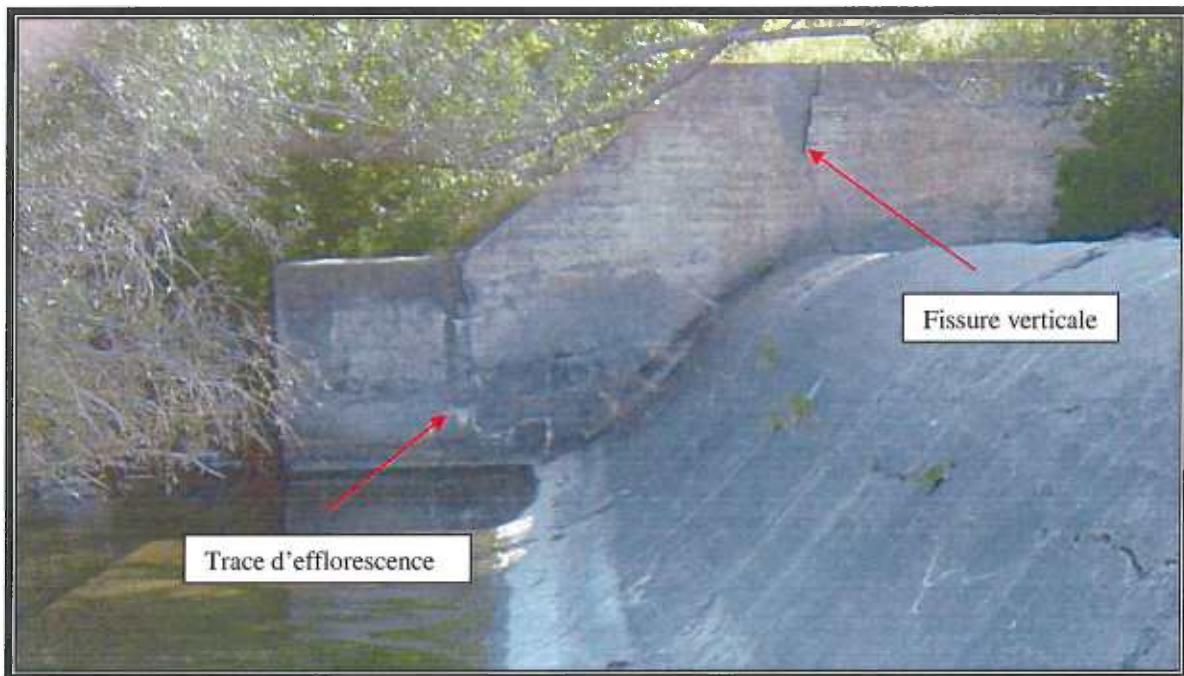
**Photographie 15 : Affaissement d'une dalle de béton**



**Photographie 16 : Déplacement d'une des dalles de béton**

#### 1.1.4 Mur de fermeture en rive droite

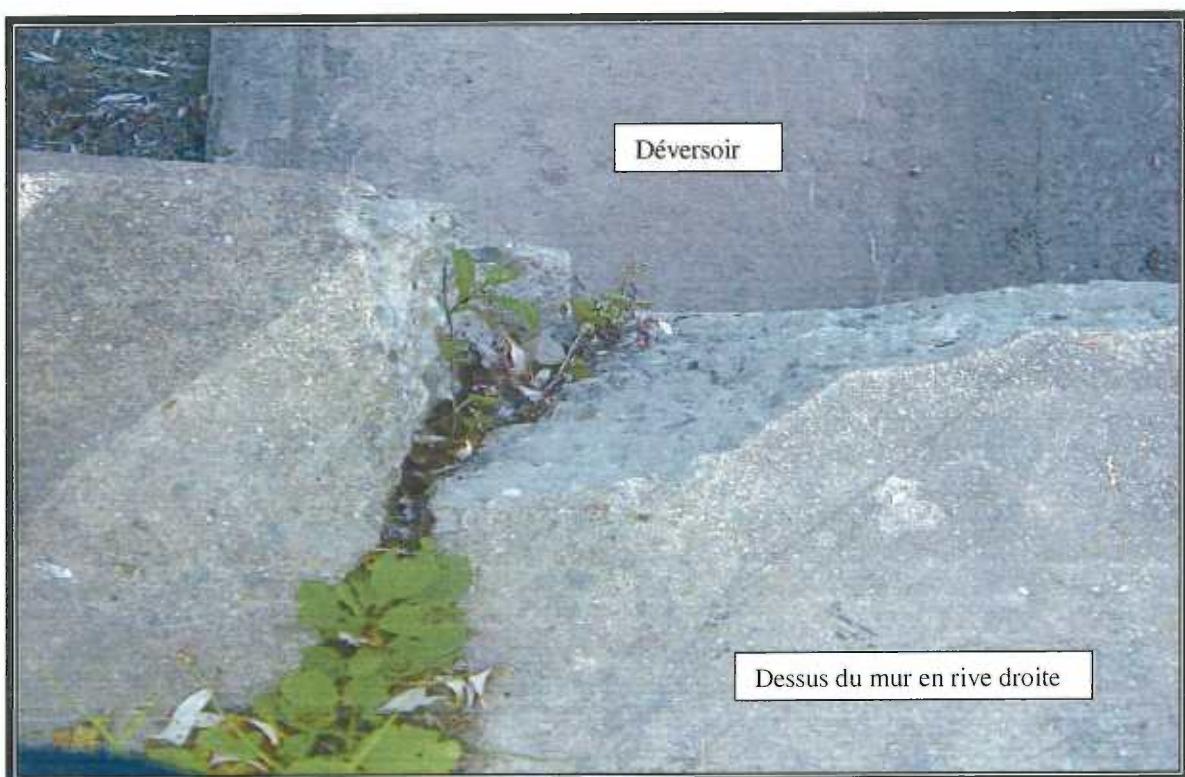
Un mur de fermeture d'une longueur de 7,7 mètres est présent en rive droite du barrage. Une fissure verticale est visible sur la face interne du mur et le béton montre quelques signes d'éclatement sporadiques (photographie 17). Des signes d'efflorescence sont également visibles à la base du mur. Le déversoir vient s'appuyer contre le mur et un joint de contraction/dilatation a été inséré entre ces deux entités lors de la construction (photographie 18). Un morceau de béton est manquant sur le dessus du mur de fermeture et la végétation commence à proliférer à cet endroit (photographie 19). **Un suivi adéquat est recommandé afin de préserver le bon fonctionnement du mur de fermeture en rive droite.**



Photographie 17 : Mur de fermeture en rive droite du barrage



Photographie 18 : Jonction entre déversoir et mur de fermeture en rive droite



Photographie 19 : Morceau de béton manquant et végétation présente sur le dessus du mur

### **1.1.5 Revanche hydraulique**

Le barrage de North Hatley n'est pas sujet à l'érosion comme un ouvrage en terre pourrait l'être étant donné qu'il s'agit d'un ouvrage à crête déversante.

Des murets sont présents tant en rive gauche qu'en rive droite du barrage Massawippi. Leurs élévations sont supérieures à celle de la crue centenaire (162,28 m). Ils sont donc aptes à contenir la crue de sécurité. Voir la section 3.0 du plan de gestion des eaux retenues intitulée « Niveau maximal d'exploitation » pour plus de détails.

Un refoulement à l'aval se produit en période de crue dû à la présence de l'île naturelle située à environ 100 m à l'aval du barrage. Une végétation dense composée d'arbres matures et d'arbustes jonche les rives droites et gauches du site. Cette végétation agit à titre de protection naturelle face à l'érosion qui pourrait se produire en période de crue. De plus, le barrage est maintenant présent depuis 45 ans et aucun problème d'érosion des berges n'a été rapporté. Nous croyons donc qu'il est difficilement justifiable de recommander des travaux de stabilisation des rives.

## **1.2 Analyse des résultats des activités de surveillance passées**

Cette section vise à faire un suivi de toute évolution possible du barrage à l'aide des activités de surveillance passées qui pourraient affecter le comportement de celui-ci.

### **1.2.1 Activités de surveillances passées**

Conformément à la *Loi sur la sécurité des barrages*, le propriétaire du barrage de la rivière Massawippi doit réaliser, sur une base régulière, des visites de reconnaissance et des inspections régulières. Une inspection détaillée du barrage et de ses composantes a été effectuée en septembre 2007, dans le cadre de l'étude de l'évaluation de sécurité en cours. Le registre du barrage indique que les visites de reconnaissance ont été effectuées. Les inspections régulières sont toutefois absentes du registre du barrage. Ces activités permettent de juger de l'évolution dans le temps de l'état des différentes composantes.

**Étant donné que le barrage de North Hatley est de classe « C » selon la fiche technique du MDDEP (Réf. 1) et validée dans la présente étude, il est recommandé que le propriétaire respecte la fréquence des activités de surveillance sur une base annuelle, soit deux (2) inspections régulières et une (1) visite de reconnaissance. La prochaine inspection statutaire devra être réalisée en 2012.**

*(en révision à ?)*

## **1.3 Analyse des résultats d'auscultation**

Une étude géotechnique du barrage North Hatley réalisée entre les 17 et 19 décembre 2007 est annexée au présent rapport. Cette étude géotechnique a été effectuée par la firme sherbrookoise Géolab Inc. L'étude avait pour but de déterminer certaines propriétés physiques et mécaniques du béton constituant le déversoir présent sur le site ainsi que de la fondation sous le barrage. Selon l'étude, le béton est de bonne qualité et ne présente aucune discontinuité ouverte dans l'élément de béton. La résistance en

compression du béton varie entre 28 et 40 MPa<sup>1</sup>. Aucun vide au niveau du contact béton/sol n'a été constaté. Le matériau d'assise est un remblai granulaire composé d'un sable graveleux gris avec des proportions de particules fines ( $\leq 80\mu\text{m}$ ) comprises entre 5 et 13%. La compacité du remblai est qualifiée de lâche avec des indices « N » généralement compris entre 6 et 9. Sous le remblai granulaire, un dépôt naturel de silt gris avec un peu d'argile et des traces de sable et gravier est présent jusqu'à une profondeur de 3,1 m (fin du forage). La compacité du dépôt naturel est qualifiée de compacte en se basant sur les valeurs de l'indice « N » oscillant entre 12 et 23.

---

<sup>1</sup> Caractérisation du béton et de la fondation – Auscultation du barrage Massawippi, North Hatley, février 2008, réalisée par Géolab Inc.

## **1.4 Vérification de la fonctionnalité des appareils d'évacuation**

Cette section présente la capacité d'évacuation du barrage actuelle de la rivière Massawippi. Le barrage comprend deux pertuis avec chacun une vanne de type guillotine. La dimension de ces pertuis identiques est 2,13 m de largeur et 2,79 m de hauteur. La vanne #1 (voir fig. 8) est considérée comme défaillante. Son mécanisme de levage est non-opérationnel. Un équipement lourd est requis pour abaisser ou éléver la vanne opérationnelle. Les vannes ont la capacité d'évacuer environ  $12 \text{ m}^3/\text{s}$  avant que le plan d'eau amont atteigne le niveau de la crête du déversoir soit à l'élévation 160,75 m. La notion de la fonctionnalité des appareils d'évacuation est donc jugée « Inadéquate ». ✓

**Une nouvelle vanne d'évacuation sera installée au barrage de la rivière Massawippi à l'été 2009 en conformité avec le devis technique produit par BPR-Énergie. Après la réalisation de ces travaux, la fonctionnalité des appareils d'évacuation pourra être jugée « Adéquate »**

La section 2.1 présente la capacité d'évacuation du barrage Massawippi en considérant la vanne d'évacuation qui sera installée à l'été 2009.

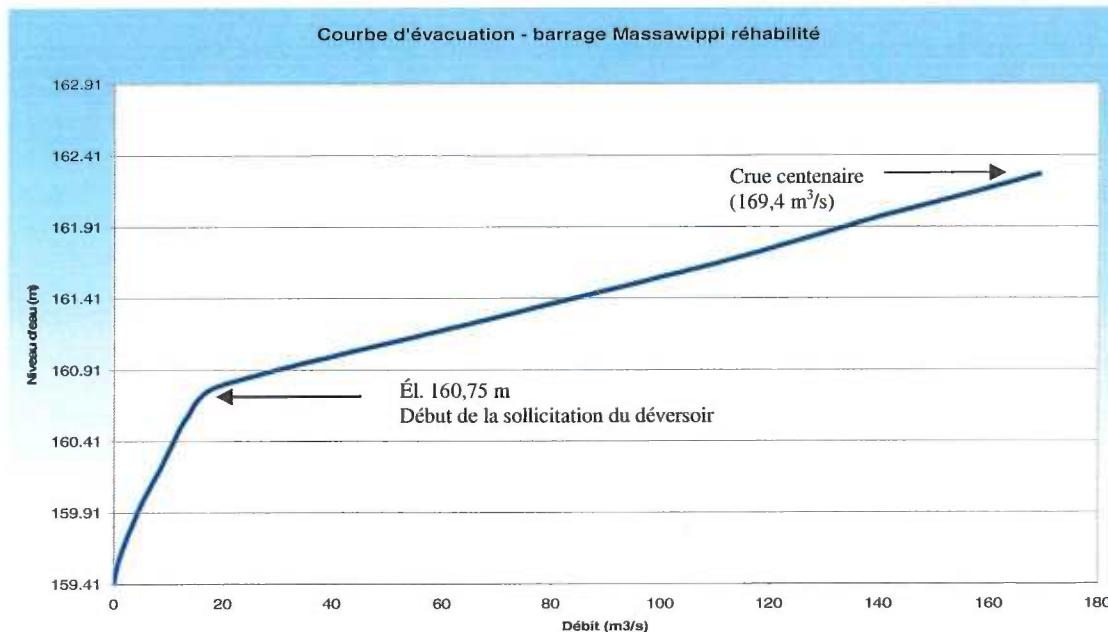
## SECTION 2

### VÉRIFICATION DE LA CONCEPTION DU BARRAGE

#### 2.1 Vérification des critères de conception

Le barrage de la rivière Massawippi est un barrage à forte contenance principalement utilisé afin de garder le niveau d'eau du Lac Massawippi à une élévation permettant aux citoyens d'en faire bonne utilisation au niveau récréo-touristique. Le barrage est de type « déversoir à crête libre » et possèdera une seule vanne d'évacuation en rive gauche du barrage une fois les travaux de réhabilitation complétés à la fin de l'été 2009. La nouvelle vanne a une capacité maximale d'évacuation d'environ  $20 \text{ m}^3/\text{s}$ . La figure 3 présente la courbe de tarage du barrage en considérant la pleine ouverture de la nouvelle vanne. Cette figure se retrouve également dans le plan de gestion des eaux retenues annexé au présent document. La crue centenaire correspond à un débit de  $169,4 \text{ m}^3/\text{s}$  avec un facteur de crue instantané de 1,15. Cette valeur a été déterminée à partir de l'étude hydrologique provenant du rapport intitulé : « Plan de Gestion des Eaux Retenues (PGER) », annexé au document présent.

**Figure 3 : Courbe d'évacuation pour le barrage de la rivière Massawippi. Pleine ouverture de la vanne d'évacuation**



## 2.2 Analyse de stabilité - barrage

Les analyses de stabilité des différents cas étudiés ont été réalisées à l'aide du logiciel SLOPE/W 2000 de Géo-Slope International Ltd. Elles ont été effectuées en contraintes effectives selon la méthode de Morgenstern-Price.

La méthode ainsi que les conditions d'analyse de stabilité sont présentées dans le tableau 1 suivant :

**Tableau 1 : Méthode et conditions des analyses de stabilité**

CAS ÉTUDIÉ	MÉTHODE UTILISÉE	TYPE DE RUPTURE	CONDITIONS	FACTEUR DE SÉCURITÉ ADMISSIBLE
Barrage Massawippi	Morgernstern-Price	Circulaire	Statique	$\geq 1.5$
			Pseudo-statique	$\geq 1.1$

Les paramètres géotechniques utilisés dans les analyses de stabilité en rapport avec les différents matériaux sont présentés au tableau 2. Ces données proviennent de la littérature et représentent des valeurs types à l'exception des valeurs considérées pour le sol naturel en place (silt avec trace d'argile) qui proviennent du rapport géotechnique produit par Géolab Inc. en février 2008. Ces valeurs devront être validées lorsque les vraies propriétés géotechniques des matériaux seront connues lors de la réfection du barrage Massawippi à l'été 2009. Une masse volumique de 2400 kg/m<sup>3</sup> avec un angle de friction de 55° et une cohésion de 300 kPa ont été considérées pour la masse de béton formant le déversoir.

**Tableau 2 : Paramètres utilisés pour les analyses de stabilité**

MATÉRIAUX (Référence au dessin no. AYR8322-3)	POIDS VOLUMIQUE (KN/M <sup>3</sup> )	PARAMÈTRES DE RÉSISTANCE	
		c'	ø'
Glaise (amont du barrage)	15,7	0	29°
Couche de gravier (remblai au pied aval du barrage)	20	0	31°
Couche de sable (remblai au pied aval du barrage)	18,6	0	30°
Silt avec un peu d'argile	18,6	0	29°

## 2.2.1 Niveau d'eau considéré

Les niveaux d'eau en période normale d'exploitation et en période de crue ont été considérés pour les analyses de stabilité. Le tableau 3 résume les différents niveaux d'eau considérés selon le cas. Le réseau d'écoulement ainsi que les sous-pressions sous le barrage Massawippi ont été déterminées et modélisées à l'aide du logiciel SEEP/W 2004 de Geo-Slope International ltd. Les fonctions de conductivité hydraulique utilisée pour les différents matériaux sont présentées dans le tableau 4. Les coefficients de perméabilité proviennent de la littérature et représente des valeurs types à l'exception de la valeur considérée pour le sol naturel en place (silt avec trace d'argile) qui provient du rapport géotechnique produit par Géolab Inc.

**Tableau 3 : Niveaux d'eau considérés pour les analyses de stabilités**

CAS	AMONT	aval
Niveau d'eau en condition normale d'exploitation	160,75 m	158,8 m
Niveau d'eau en période de crue	162,28 m	162,14 m

**Tableau 4 : Conductivité hydraulique des matériaux**

MATÉRIAUX	CONDUCTIVITÉ HYDRAULIQUE – $K_{sat}$ (m/s)
Glaise (amont du barrage)	$1,0 \times 10^{-11}$
Couche de gravier (remblai au pied aval du barrage)	$1,0 \times 10^{-3}$
Couche de sable (remblai au pied aval du barrage)	$2,15 \times 10^{-4}$
Silt avec trace d'argile	$5,0 \times 10^{-9}$

## 2.2.2 Cas étudiés

Trois (3) cas ont été soumis à l'analyse de stabilité soit le niveau normal d'exploitation en période estivale, le niveau normal d'exploitation en période hivernale et le niveau d'eau en période de crue. Un coefficient maximal d'accélération ( $a_{max}$ ) de 0,05g a été

considéré tel que prescrit par la carte sismique du Centre d'expertise hydrique du Québec en zone 2 pour le cas pseudo-statique. Les résultats des analyses de stabilité sont présentés dans le tableau 5.

**Tableau 5 : Résultat des analyses de stabilité**

CAS À L'ÉTUDE	FIGURE	CONDITION	FACTEUR DE SÉCURITÉ
Niveau normal d'exploitation – condition estivale	7	Statique	5.307
	8	Pseudo-statique	4.142
Niveau normal d'exploitation – condition hivernale (glace 150 kN/m)	9	Statique	1.764
Crue	10	Statique	22.643

### 2.2.3 Interprétation des résultats

Tous les cas étudiés sont conformes aux facteurs de sécurité prescrits par l'Association canadienne des barrages (ACB). De plus, les valeurs utilisées pour les angles de friction et les masses volumiques sont conservatrices. Les valeurs réelles pourront être ajustées lorsqu'elles seront connues lors de la réfection du barrage Massawippi à l'été 2009.

Les figures montrant les cercles de rupture et le facteur de sécurité pour chaque cas étudié sont présentées en annexe au présent document à l'annexe B-2.

### 2.2.4 Potentiel de liquéfaction

L'évaluation du potentiel de liquéfaction des sols à l'endroit du barrage a été faite selon le rapport sommaire : « Liquefaction Resistance of Soils : Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils » publié en octobre 2001 par le « Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ». Pour fins d'analyses, nous avons considéré une

$K = 0.05$   
NON APR > K

accélération maximale  $a_{max}$  de 0,05g (zone 2 de la carte sismique du Québec). Une valeur de 7,5 en magnitude sur l'échelle de Richter a été considérée pour déterminer le rapport des contraintes cyclique. Les résultats montrant graphiquement le rapport des contraintes cycliques induites et le rapport de résistance cyclique à la liquéfaction sont présentés à l'annexe C-3 du présent document. Selon les paramètres utilisés et les données géotechniques disponibles dans le rapport géotechnique produit par Géolab Inc. en février 2008, la fondation du barrage Massawippi ne semble pas présenter un potentiel de liquéfaction.

## 2.2.5 Gradient hydraulique et sous-pression

En considérant le niveau d'eau en période normale d'exploitation statué à l'élévation 160,75 m, le gradient présent au pied aval du barrage est de 0,05. La dissipation des gradients hydrauliques est présentée à l'annexe B-1 du présent document. Un gradient hydraulique très faible de 0,005 est présent au pied aval du barrage en période de crue dû au laminage naturel de la rivière se produisant durant cette période. Les figures 1 et 2 et les figures 4 et 5 présentées à l'annexe B-1 montrent les sous pressions considérées sous le barrage Massawippi pour les analyses de stabilité en période normale d'exploitation et en période de crue respectivement.



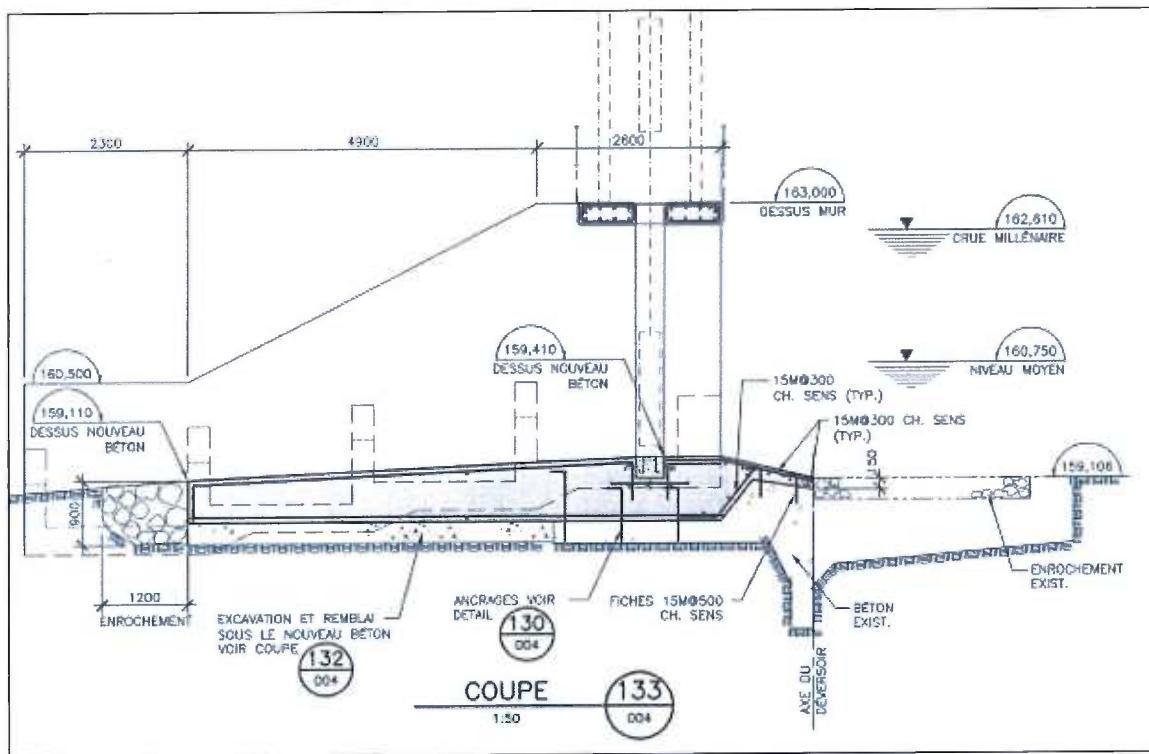
## 2.2.6 Allongement du radier

L'allongement du radier permet d'augmenter quelque peu les pertes de charges à travers la fondation étant donné que la distance parcourue par l'eau avant d'atteindre le pied aval du barrage est augmentée de quatre (4) pieds. L'allongement du radier n'a quasi aucun impact sur l'augmentation du facteur de sécurité du barrage. Le but premier recherché en allongeant le radier est de permettre la construction d'un nouveau puits de décompression afin de bien dissiper le gradient hydraulique présent au pied aval du barrage réduisant ainsi le risque de boulance. Par ailleurs, les unités présentées dans le rapport sont en relation avec les plans originaux du barrage datant de 1963.

## 2.2.7 Stabilité des fondations sous l'évacuateur de crue

La stabilité du terrain de fondation sous la vanne d'évacuation en rive gauche peut être dérivée de l'analyse de stabilité produite pour le déversoir à l'aide des logiciels SEEP et SLOPE. La distribution des charges provenant de la vanne d'évacuation et de son cadre est transmise à la fondation par une dalle de béton comme on peut le voir à la figure 4.

Figure 4 : Coupe du nouveau système d'évacuation



Pour fin d'analyse, la constitution du sol de fondation sous la dalle de béton de la vanne d'évacuation est considérée identique à la composition du sol naturel présent sous le déversoir décrite par le forage F-1 de l'étude géotechnique produite par Géolab inc. La surface de contact entre la dalle de béton de la vanne d'évacuation et le sol de fondation est environ trois (3) fois plus grande que la surface de contact entre le déversoir et ledit sol. En considérant que les charges appliquées sur le système de vannage sont identiques à celles appliquées sur le déversoir et en considérant les charges permanentes du système d'évacuation égales à celles du déversoir, les

contraintes transmises au sol de fondation sont les même pour les deux entités. Due à une surface de contact trois (3) fois plus grande entre la dalle de béton de la vanne et le sol de fondation, la résistance au cisaillement générée par le sol sous la dalle de béton sera plus grande que la résistance au cisaillement du sol sous le déversoir. Les facteurs de sécurité associés à une rupture du sol sous la dalle seront supérieurs à ceux déterminés dans le cas de l'analyse du déversoir. Le déversoir et le système de vannage étant reliés ensemble à l'aide d'armature, le système devrait être régi par les facteurs de sécurité les plus faibles, soient ceux du déversoir (voir section 2.2.2 du présent rapport). En considérant que le déversoir du barrage Massawippi respecte en tout point les facteurs de sécurité prescrit par l'ACB 2007, il serait justifié de conclure que la fondation présente sous le système d'évacuation est apte à supporter un tel ouvrage et présente des facteurs de sécurité adéquats contre la rupture par cisaillement du sol en fonction des différents cas considérés, soient les même que ceux du déversoir.

## 2.2.8 Recommandations

Une réfection du puits de décompression au pied aval du barrage est recommandée afin de bien dissiper les gradients hydrauliques présents à cet endroit. Une remise à niveau des dalles pourrait également être effectuée du même coup. Un resurfaçage est également recommandé afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage et prolonger la vie utile du barrage. Une réfection majeure du système de vannage en rive gauche devra également être faite afin d'avoir un système d'évacuation des eaux efficace et adéquat.

Les recommandations énumérées ci-haut seront toutes effectuées au cours de l'été 2009 et ce, dans le cadre du projet de réhabilitation produit par BPR-Énergie Inc. Ces actions aideront à préserver l'intégrité structurale du barrage et assurer la pérennité de l'ouvrage tout en prolongeant sa durée de vie utile.

## **2.3 Analyse de stabilité - évacuateur de crues**

### **2.3.1 Méthode de calcul**

L'étude de stabilité de l'évacuateur de crues proposé couvre tous les modes de rupture potentiels de l'ouvrage. Le nouvel évacuateur de crues est construit sur la base du barrage existant. Ainsi, la section typique avec clé telle que considérée pour la stabilité du déversoir est aussi disponible à la section d'évacuateur pour résister aux efforts de glissement. Il a été démontré à la section 2.2.7 que la stabilité du terrain de fondation sous l'évacuateur était assurée. Globalement, celui-ci peut donc être considéré comme stable.

Dans un second temps, on doit évaluer la stabilité individuelle du nouvel évacuateur. Pour la résistance au glissement, on doit s'assurer que l'interface entre le nouvel ouvrage et la base existante est en mesure de transférer les forces appliquées. Les efforts ainsi ramenés à la base seront repris par la section typique du barrage dont la capacité a déjà fait l'objet d'une vérification.

Pour la résistance au soulèvement et au renversement, une étude de stabilité bidimensionnelle (2D) par analyse de corps rigides a été réalisée selon les critères recommandés par la norme SB-61-08-01.

Le modèle 3D utilisé pour l'analyse de stabilité est présenté à l'annexe A. Bien que ce modèle soit tridimensionnel, l'analyse de stabilité a été effectuée dans la direction amont-aval uniquement. Cette même annexe contient également deux coupes illustrant la géométrie de l'ouvrage et sur lesquelles sont identifiées les données utilisées pour le calcul des charges appliquées. Les dessins « pour demande de C.A. » du nouvel évacuateur de crues ainsi que les dessins de référence datant de la construction du barrage se trouvent à l'annexe D.

## 2.3.2 Charges de calculs

### 2.3.2.1 Généralités

Les charges de calcul pour les analyses de stabilité comprennent :

- les charges permanentes;
- la poussée hydrostatique;
- les sous-pressions;
- la poussée statique de la glace;
- les charges sismiques.

### 2.3.2.2 Charges permanentes

Ces charges incluent le poids propre de l'évacuateur de crues. La masse volumique du béton utilisée pour les analyses de stabilité est de 2400 kg/m<sup>3</sup>. Le poids propre de la vanne, ainsi que celui de la superstructure en acier ont été négligés. Une valeur de résistance en compression  $f'_c$  de 30,0 MPa a été retenue pour la présente étude, tel que spécifié sur le dessin A1-64247E135-S-006 (Annexe A). Pour le niveau d'eau normal, le poids de l'eau (1000 kg/m<sup>3</sup>) sur le radier de béton devant la vanne (sur une longueur de 800 mm) a été considéré dans les calculs. En condition de crue, une grande portion de la structure est submergée et ainsi, un poids important d'eau a pu être considéré. En cas de crue, on a considéré que la vanne était ouverte, étant donné que le niveau du bief amont en de telles circonstances dépasse largement son sommet.

### 2.3.2.3 Poussée hydrostatique

Les charges dues à la poussée hydrostatique sont calculées en tenant compte des niveaux d'eau des biefs amont et aval en fonction de l'étude hydraulique de l'ouvrage de retenue. Les niveaux d'eau considérés sont les suivants :

- Bief amont :
  - niveau normal d'exploitation : 160,75 m
  - crue de sécurité : 162,28 m (référence 1 : 100 ans)

- Bief aval :
  - niveau normal d'exploitation : élévation du pied aval de l'ouvrage (158,075 m).
  - crue de sécurité : 162,14 m.

#### 2.3.2.4 Sous-Pressions

Aucun système de drainage n'a été prévu au nouvel évacuateur. Le profil des pressions agissant sous le radier de la vanne et le mur rive gauche ainsi que celui sous la passe à poissons sont établis de façon indépendante. Dans le premier cas, les sous-pressions varient linéairement de la pleine pression hydrostatique à l'amont à la pression hydrostatique aval (nulle en condition normale). Les sous-pressions agissant sous la passe à poissons varient aussi de la pleine pression hydrostatique à l'amont à la pression hydrostatique aval, mais en tenant compte de la présence de paliers à différentes élévations.

Aucune contrainte de traction n'est permise à la base de l'ouvrage et on considère l'apparition d'une fissure à partir de la face amont quand tel est le cas. La sous-pression au droit de cette fissure correspond à la pleine pression du bief amont et la propagation de la fissure doit être étudiée par itération jusqu'à un point d'équilibre où elle se stabilise. À ce point d'équilibre, les coefficients de sécurité sont réévalués. ✓

#### 2.3.2.5 Poussée statique de la glace

Pour l'évacuateur de crues du barrage Massawippi, des poussées statiques de glace de 100 kN/m et de 150 kN/m ont été considérées pour les cas normal et inhabituel respectivement. La charge de glace est appliquée à 300 mm sous le niveau d'exploitation (160,75 m) soit à l'élévation 160,45 m.

### **2.3.2.6 Charges sismiques**

#### **Accélération horizontale**

Pour l'étude des charges sismiques, une analyse pseudo-statique a été réalisée. Un coefficient sismique  $k$  de 0,05 est utilisé pour établir les charges horizontales en fonction de la zone 2 de la carte de la Commission Géologique du Canada. Ce coefficient correspond à une accélération de pointe au rocher (APR) de 0,1g et à une accélération soutenue au rocher (ASR) de 0,05g.

JK

#### **Accélération verticale**

La norme SB-61-08-01 prévoit une force sismique verticale égale aux deux tiers de la force horizontale. De plus, statistiquement, les forces maximales ne se produisent pas simultanément selon les deux directions. Par conséquent, on utilise 30 % de la force verticale maximale en combinaison avec la pleine charge horizontale.

### **2.3.3 Données utilisées pour la stabilité au glissement**

Tel que mentionné précédemment, le glissement est vérifié uniquement à l'interface entre le nouveau béton et la section de béton existante. La résistance de l'interface est établie en conformité avec les exigences de la section 11.5 (Interface Shear Transfer) de la norme A23.3-04. Les paramètres suivants ont été considérés :

Cohésion béton-béton (c) : 0

Coefficient de friction ( $\mu$ ) : 1,0       $45^\circ$

Ces valeurs sont en accord avec les recommandations de la norme SB-61-08-01 pour la vérification de la résistance en glissement résiduel d'une interface béton-béton. La norme A23.3-04 suggère l'utilisation d'un coefficient de friction de 1,0 et d'une cohésion de 0,50 MPa pour établir la résistance d'un joint rugueux. Les valeurs utilisées dans la présente étude sont donc conservatrices en fonction de cette norme.

### 2.3.4 Combinaisons des charges

Le tableau 6 résume les combinaisons de charges utilisées, qui ont été établies en fonction de la norme SB-61-08-01.

**Tableau 6 : Combinaisons de charges pour l'évacuateur de crues**

Cas	Charges considérées
<b>Normal</b>	
1.1 Normal, été	$D + H_n + U_{ND}$ ✓
1.2 Normal, hiver glace de 100 kN/m	$D + H_n + I + U_{ND}$ ✓
<b>Inhabituel</b>	
2.1 Post-séisme, glace 100 kN/m	$D + H_n + I + U_{PQ}$ ✓
2.2 Normal, glace de 150 kN/m	$D + H_n + I + U_{ND}$ ✓
<b>Extrême</b>	
3.1 Crue de sécurité	$D + H_{cs} + U_{ND}$ ✓
3.2 Séisme maximum, SMD	$D + H_n + Q_{smd} + U_Q$ ✓
Notes :	
<p>D = Poids propre et charges permanentes des structures et équipements  H<sub>n</sub> = Niveau maximal normal d'exploitation du bief amont, combiné au niveau critique du bief aval  H<sub>t</sub> = Niveau transitoire amont à l'élévation du coursier, combiné au niveau critique du bief aval  H<sub>cs</sub> = Niveau maximal d'exploitation du bief amont en période de crue de sécurité, combiné au niveau correspondant du bief aval.  I = Poussée statique ou dynamique, selon la valeur maximale exercée par les glaces  U<sub>ND</sub> = Sous-pressions dans les corps du barrage ou dans sa fondation ; en situation non-drainée, U=U<sub>ND</sub>  U<sub>PQ</sub> = Sous-pressions dans une condition post-séisme  U<sub>Q</sub> = Sous-pressions dans une condition séisme  Q<sub>smd</sub> = Séisme maximum de dimensionnement (SMD) : forces horizontales et verticales</p>	

### 2.3.5 Coefficients de sécurité et contraintes admissibles

Lors de l'étude de stabilité, plusieurs critères ont été considérés tel que décrit dans le tableau 7. Ces critères sont établis conformément aux exigences de la norme SB-61-08-01.

**Tableau 7 : Facteurs de sécurité, critères de stabilité et contraintes admissibles**

Indicateur de performance	Combinaisons de charges		
	Normale	Inhabituelle	Extrême
Position de la résultante (F.S. au renversement)	1/3 central	1/2 central	Base
F.S. au glissement	1,5	1,3	1,0
	2,0	1,5	1,1
	3,0	2,0	1,3
F.S. au soulèvement	1,2	1,1	1,1
Contraintes dans le béton	0	0,025 f'c	0,05 f'c
	0	0,05 f'c	0,10 f'c
	0,33 f'c	0,5 f'c	0,67 f'c
Contraintes de traction à l'interface béton-sol	0	0	0
Contraintes de compression sur la fondation	0,25 $\sigma_r$	0,50 $\sigma_r$	0,50 $\sigma_r$

### 2.3.6 Résultats des études de stabilité à la base de l'évacuateur

La stabilité au glissement à l'interface entre le nouveau béton et le radier existant a été vérifiée à l'aide de l'article 11.5 de la norme A23.3-04. Selon cet article, la résistance en cisaillement d'une interface béton-béton peut être obtenue à l'aide de l'équation suivante :

$$\nu_r = \lambda \phi_c (c + \mu \sigma) + \phi_s \rho_v f_y \cos \alpha_f$$

Où       $\sigma = \rho_v f_y \sin \alpha_f + \frac{N}{A_g}$

- $\phi_c$  : Coefficient de pondération de la résistance du béton  
 $\phi_s$  : Coefficient de pondération de la résistance de l'acier  
 $c$  : Cohésion (MPa)  
 $\mu$  : Coefficient de frottement (tangente de l'angle de friction)  
 $\rho_v$  : Aire d'acier / Aire de la section de béton  
 $f_y$  : Limite élastique de l'acier (MPa)  
 $\alpha_f$  : Angle entre le plan de glissement et l'acier d'armature ( $^{\circ}$ )  
 $N$  : Force axiale agissant sur le plan de glissement (N)  
 $A_g$  : Aire de la section de béton ( $\text{mm}^2$ )

Selon les plans « Pour demande de C.A. » à l'annexe D du présent rapport, le béton du nouvel évacuateur est relié au radier existant à l'aide de 20 ancrages 25M. À l'amont de l'ouvrage projeté, des fiches 15M espacées à 300 mm dans chaque direction sont également présentes pour assurer le lien entre le radier existant et le prolongement du nouveau radier. Si on néglige la résistance des fiches 15M ainsi que le terme  $\frac{N}{A_g}$  dans le calcul de la contrainte verticale, la résistance en cisaillement de l'interface est la suivante :

$$V_r = \lambda \phi_c (\cancel{A} + \mu A_v f_y \sin \alpha_f) + \phi_s \rho_v f_y \cos \alpha_f$$

Avec :  $c = 0$

$$\mu = 1,0$$

$$A_v = 20 \cdot 500 = 10000 \text{ mm}^2$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha_f = 90^\circ$$

$$V_r = 1 \cdot 0,65 \cdot (1,0 \cdot 20 \cdot 500 \cdot 400 \cdot \sin 90^\circ) = \underline{\underline{2600 \text{ kN}}}$$

La force horizontale maximale appliquée sur l'ouvrage est égale à 1814 kN, ce qui correspond au cas de chargement inhabituel avec glace (cas 2.2). Ainsi, le facteur de sécurité au glissement obtenu en considérant le coefficient de pondération appliqué sur la résistance du béton est de :

$$F.S.G. = \frac{2600 \text{ kN}}{1814 \text{ kN}} \cdot \frac{1}{0,65}$$

$$F.S.G. = \underline{\underline{2,21}}$$

Toujours en compression ?

Ce facteur de sécurité est supérieur aux limites du tableau 7 en friction simple pour tous les cas de chargement et ce même en négligeant la force axiale de compression agissant sur le plan de glissement. On peut donc conclure que la stabilité au glissement à l'interface entre la nouvelle structure et le radier existant est assurée.

Le tableau 8 présente les résultats des analyses de stabilité à la base de l'évacuateur de crues pour la stabilité au soulèvement et la position de la résultante (stabilité au renversement). Il est à noter que les calculs ont été réalisés en considérant la structure montrée sur le modèle tridimensionnel de l'annexe A. Le poids propre et les charges

appliquées sur les structures existantes (radier de l'ancien barrage et murs de soutènement en rive gauche) ont été négligés dans les calculs. La stabilité d'ensemble du nouvel évacuateur et de la section existante au soulèvement et au renversement étant supérieure à celle de la nouvelle structure prise seule, il est conservateur de vérifier la stabilité de l'évacuateur illustré à l'annexe A, sans tenir compte des éléments existants. Pour que l'affirmation précédente soit vraie, on doit supposer une résistance en traction nulle à l'interface entre le béton existant et la nouvelle structure. Si tel n'était pas le cas, la vérification de la position de la résultante pour la structure complète pourrait s'avérer plus critique. D'autre part, le profil de sous-pressions adopté est conservateur, puisque la pleine pression hydrostatique du bief amont a été considérée à la face amont du modèle. En réalité, une diminution des sous-pressions se produit sous la dalle existante.

- Malgré l'utilisation d'hypothèses très conservatrices, les facteurs de sécurité au soulèvement sont respectés pour tous les cas de chargement. La position de la résultante répond également aux critères définis au tableau 7, sauf en ce qui a trait au cas inhabituel avec glace (cas 2.2). Pour ce cas de chargement, la position de la résultante est située dans la base et non à l'intérieur du demi-médian. Nous considérons toutefois que ce résultat est satisfaisant. En effet, le mur de en rive gauche de l'évacuateur est solidement ancré dans les murs de soutènement existants à l'amont et à l'aval, ce qui augmente considérablement la stabilité au renversement de l'ouvrage. De plus, l'apport du radier existant a été négligé, de même que le poids de la vanne et celui de sa structure de support. À titre indicatif, il suffirait de considérer environ  $4 \text{ m}^3$  (95 kN) de béton à l'amont du nouvel ouvrage pour obtenir une résultante localisée dans le demi-médian. Les fiches reliant le mur de soutènement existant à l'amont et le nouveau mur de l'évacuateur sont en mesure de reprendre une charge verticale beaucoup plus importante.

Tableau 8 : Résultats de l'analyse de stabilité de la section 1

Combinaisons de charges		Niveaux		Contraintes à la base		Position de la résultante (renversement)	Remarques
		Niveau Amont (m)	Niveau Avail (m)	Facteur de sécurité au soulèvement	Amont (kPa) avant fissuration	Aval (kPa)	Longueur de la fissuration (m)
<b>1.0 Cas Normal</b>				$FS > 1.20$	> 0		
1.1 Normal, été		160.75	158.08	2.77	19.22	19.84	Doit être dans 1/3 médian Tiers médian
1.2 Normal, hiver (glace 100 kN/m)		160.75	158.08	2.81	1.45	45.14	Poids du béton ajouté à l'amont du mur rive gauche considéré dans le calcul
<b>2.0 Cas Inhabituel</b>				$FS > 1.10$	> 0		
2.1 Post-Séisme		160.75	158.08	N/A	N/A	N/A	
2.2 Normal, hiver (glace 150 kN/m)		160.75	158.08	1.93	0.00 -8.41	70.18	Dans la base Fissure : 3.66 Poids du béton ajouté à l'amont du mur rive gauche considéré dans le calcul
<b>3.0 Cas Extrême</b>				$FS > 1.10$	> 0		
3.1 Crue de sécurité		162.28	162.14	1.46	24.15	7.02	Doit être dans la base Tiers médian
3.2 Séisme maximum de dimensionnement (SMD)		160.75	158.08	2.71	14.55	24.78	Tiers médian 0.00
<b>Municipalité de North Hatley</b>							
Projeté par :	Annie Limoges, ing. jr.						Barrage de North Hatley
Approuvé par :							Stabilité de l'évacuateur
							Tableau 3

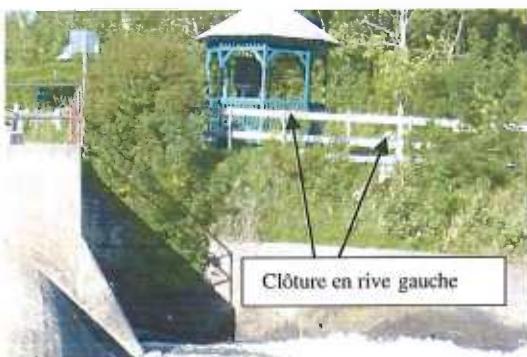
Les études de stabilité réalisées dans la présente étude indiquent que la résistance en glissement du nouvel évacuateur à l'interface avec le radier de béton existant est assurée. De plus, il a été démontré à la section 2.2.7 que la stabilité du terrain de fondation sous le nouvel ouvrage était assurée. La stabilité au renversement (position de la résultante) et au soulèvement est également considérée comme satisfaisante pour tous les cas de chargement. Seule la position de la résultante pour le cas 2.2 est légèrement à l'extérieur des standards de la norme SB-61-08-01. Cependant, compte tenu des nombreuses hypothèses conservatrices adoptées, nous considérons que le résultat obtenu est acceptable. On peut donc conclure que le nouvel ouvrage sera stable.

## **SECTION 3**

### **DISPOSITIFS DE SÉCURITÉ DONT EST MUNI LE BARRAGE**

Le barrage de la rivière Massawippi n'est muni d'aucun dispositif de sécurité permettant l'opération du barrage en situation d'urgence. La gestion du niveau d'eau au barrage est donc sujette aux variations naturelles du débit lorsque celui-ci atteint une valeur supérieure à  $20 \text{ m}^3/\text{s}$ . Ce débit correspond à la capacité maximale d'évacuation de la nouvelle vanne qui sera installée au cours de l'été 2009. Une sonde pour le débit est présente sur la rivière Massawippi. Elle est située à 1,6 km en aval du lac Massawippi.

Seule une chaîne empêche l'accès à la plate-forme d'opération des vannes situées en rive gauche. Une clôture d'environ 50 m longe la piste cyclable en rive gauche. Un panneau signalétique interdisant le droit de passage est également présent en rive gauche.



**Photographie 20 : clôture en rive gauche**



**Photographie 21 : panneau signalétique**

Un travailleur municipal arpente le territoire de la municipalité de North Hatley durant la semaine. Il est donc susceptible de remarquer toute anomalie et de prendre les mesures nécessaires en temps et lieu. Ces mesures consistent principalement à aviser les autorités municipales responsables.

## **SECTION 4**

### **RÉVISION DU CLASSEMENT ACCORDÉ AU BARRAGE**

#### **4.1 Description des renseignements**

La révision du classement du barrage a été effectuée selon la procédure définie par le Centre d'expertise hydrique dans le cadre du règlement de la Loi sur la Sécurité des barrages (2000,c.9) (réf. 6). Les informations de base nécessaires à cette classification sont les suivantes (provenant de la fiche détaillée du barrage, Réf. 2):

- Hauteur maximale du barrage : 4,5 m
- Type de barrage : Béton gravité
- Nature des fondations : Alluvion
- Longueur de refoulement : 54,3 m
- Volume d'eau retenue : 46 603 900 m<sup>3</sup>
- Année de construction 1964
- Zone de séismicité : 2
- Fiabilité des appareils d'évacuation : Inadéquate
- État de l'ouvrage : Acceptable
- Niveau de conséquence en cas de rupture : Faible (voir section 4.3)

#### **4.2 Révision du classement**

Les points accordés pour chacun des paramètres à considérer sont attribués selon le système de pointage défini aux annexes II et III du règlement de la Loi sur la sécurité des barrages (Réf. 6). Les détails de cette classification sont présentés dans le tableau 9 à la page suivante.

Tableau 9 : Paramètres considérés pour le classement du barrage

CRITÈRES	POINTS
Paramètres Physiques Constants (Pc)	
Hauteur	1
Type de barrage	2
Nature des fondations	10
Capacité de retenue	2,9
Moyenne arithmétique Pc	3,98
Paramètres Variables (Pv)	
Âge du barrage	7,8
Zone de séismicité	1
Fiabilité d'évacuation	10
État du barrage	5
Moyenne arithmétique Pv	5,95
Vulnérabilité ("V") = $Pc \times Pv =$	23,68
Mesure des conséquences «Faible» ("C")	2
VALEUR "P" = $V \times C =$	47,4

La valeur "P" représente un indice quantitatif du risque. Dans le cas du barrage de Massawippi, cette valeur est de 47,4. Par conséquent, selon l'article 10 du règlement de la Loi sur la sécurité des barrages (c. S-3 1.01, r.1, a.10), l'ouvrage doit être considéré de classe « C » puisque la valeur critique de "P" est comprise entre 25 et 70, donc aucun changement comparativement à l'évaluation préliminaire faite par le CEHQ.

#### 4.3 Révision du niveau de conséquence

Le niveau de conséquence du barrage a été établi à « Faible » par le MDDEP. Selon les articles 17 et 18 de la Loi sur la sécurité des barrages (c. S-3 1.01, r.1, a.17-18), le propriétaire d'un barrage ayant un niveau de conséquence « Faible » n'est pas tenu de produire un plan de mesures d'urgence mais bien une description sommaire du territoire ainsi que de ses zones inondables associées à la rupture de ce barrage. Une carte des zones inondables en période de crue est présentée à l'annexe C du présent document.

La révision du niveau de conséquence du barrage Massawippi a été exécutée en observant les zones inondables dues à la rupture du barrage et en se basant sur l'annexe V de la Loi sur la sécurité des barrages. Le barrage Massawippi préserve son niveau de conséquence statué à « Faible ».

## OBLIGATIONS

Compte tenu de la classification discutée au paragraphe précédent, la crue centenaire retenue pour le calcul de la crue de sécurité est adéquate suivant le niveau de conséquences « Faible » révisé par BPR-Énergie.

En vertu de la classe « C » du barrage et du niveau de conséquences « Faible », l'ouvrage est soumis à un plan de gestion des eaux retenues (PGER) et à une description sommaire des zones inondables en cas de rupture du barrage. Le "Plan de gestion des eaux retenues" et la "Description sommaire des zones inondables" ont été rédigés par BPR-Énergie dans le cadre du présent mandat et son annexés à la présente étude.

Comme mentionné auparavant, l'ouvrage devra faire l'objet de deux activités de surveillance annuellement tel que prescrit par la Loi sur la sécurité des barrages et qui devront être inscrites au Registre du barrage. Celles-ci incluent :

- Une (1) visite de reconnaissance par année au minimum, de même qu'à la suite d'événements majeurs tels une crue, un séisme ou des vents importants.
- Deux (2) inspections régulières par année.
- Une (1) inspection statutaire à tous les cinq (5) ans effectuée par un ingénieur selon les détails contenus dans le règlement de la Loi sur la sécurité des barrages (c. S-3 1.01, r.1, a.41). La prochaine devra être effectuée en 2012.

## CALENDRIER DES TRAVAUX PROPOSÉS

Les recommandations ayant parues dans le présent rapport sont résumées dans le tableau 10 suivant :

**Tableau 10 : Résumé des recommandations**

<b>Recommandations</b>	<b>Articles du Règlement</b>	<b>Page</b>	<b>Action</b>
<b>Activités de surveillance</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Visite de reconnaissance</li> <li>➤ Inspection régulière</li> <li>➤ Inspection statutaire</li> </ul>	41-1° 41-2° 41-3°	20 20 20	1/Année 2/Année 2012
<b>Observation de la face amont du barrage</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>➤ L'observation de la face amont du barrage pourra se faire lors des travaux de réhabilitation prévus au cours de l'été 2008/2009</li> </ul>		---	Été 2009
<b>Inspection détaillée</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Remplacement du système de vannage en rive gauche.</li> </ul>		11	Été 2009
<b>➤ Resurfaçage partiel du déversoir en béton.</b>		14	Été 2009
<b>➤ Réfection du puits de décompression au pied aval du barrage.</b>		15	Été 2009

## CONCLUSIONS

L'évaluation de la sécurité a permis d'avoir une meilleure idée de l'état actuel du barrage de la rivière Massawippi en effectuant principalement une inspection détaillée de toutes les composantes civiles du barrage. Ceci a permis d'établir un calendrier détaillé des correctifs à apporter et des différentes interventions requises à court et moyen termes.

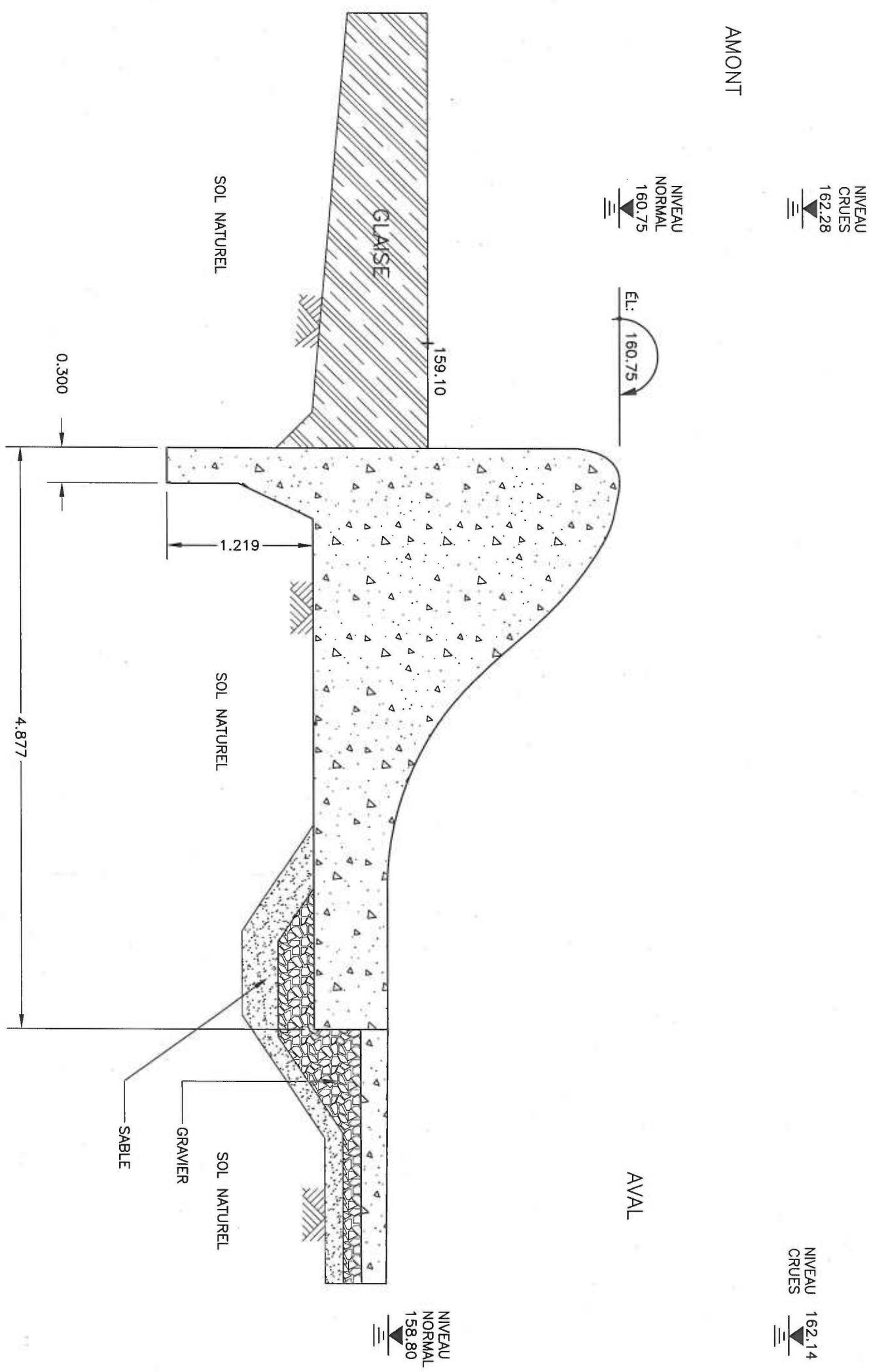
Somme toute, l'aspect sécuritaire du barrage situé dans la municipalité de North Hatley est jugé bon suite à l'évaluation de la sécurité requise par la Loi à l'exception du système de vannage en rive gauche qui s'avère déficient. Les correctifs mentionnés dans le présent rapport seront apportés au barrage au cours de l'été 2009 en conformité avec le concept de réhabilitation et les plans produits par BPR-Énergie.

Suite à l'évaluation de la sécurité nous sommes d'avis que le barrage de la rivière Massawippi n'est pas sujet à un reclassement général. Le barrage maintient donc la cote « C » d'après le pointage calculé à la section 4. Cette évaluation de la sécurité est une partie intégrante des étapes à franchir dans la sécurité des barrages et devra être intégrée au Registre du barrage de la rivière Massawippi.

**ANNEXE A**

---

**COUPE TYPE DU BARRAGE ET DE L'ÉVACUATEUR DE  
CRUE**



**BPR**

BPR-ENERGIE INC.  
2835 rue Hertel  
Sherbrooke (QC) Canada J1L 1Y3  
Téléphone: (819) 562-7266  
Télécopieur: (819) 562-7210

REVISION	DESCRIPTION
/ /	REVISIONS ET EMISSIONS

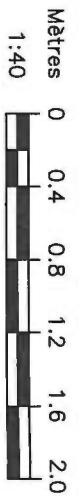
PROJET  
**ÉVALUATION DE LA  
SÉCURITÉ, BARRAGE DE LA  
RIVIÈRE MASSAWIPPI**

CLIENT  
**RÉGIE INTERMUNICIPALE  
DU PARC RÉGIONALE  
MASSAWIPPI**

TITRE

COUPE DE BARRAGE  
SECTION DÉVERSOIR  
CAS ÉTUDE

date	concu	dessiné	approuvé
MARS 2009	L.C. B.ing.	C.B. Tech.	
échelle 1:40	projet consultant	projet client	64247E162



LD-64247E162-PL-01      1

Mètres  
0 0.4 0.8 1.2 1.6 2.0

1:40

dessin numero  
revision

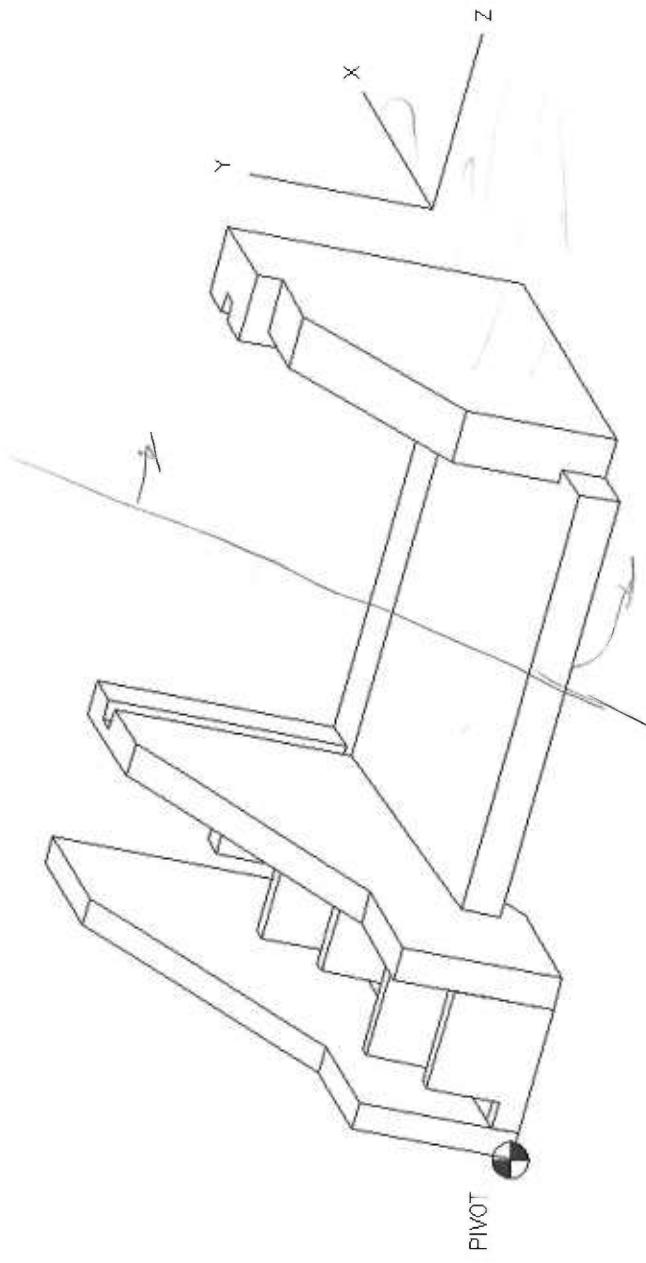
## MODÈLE TRIDIMENSIONNEL

### PROPRIÉTÉS DE L'ÉVACUATEUR

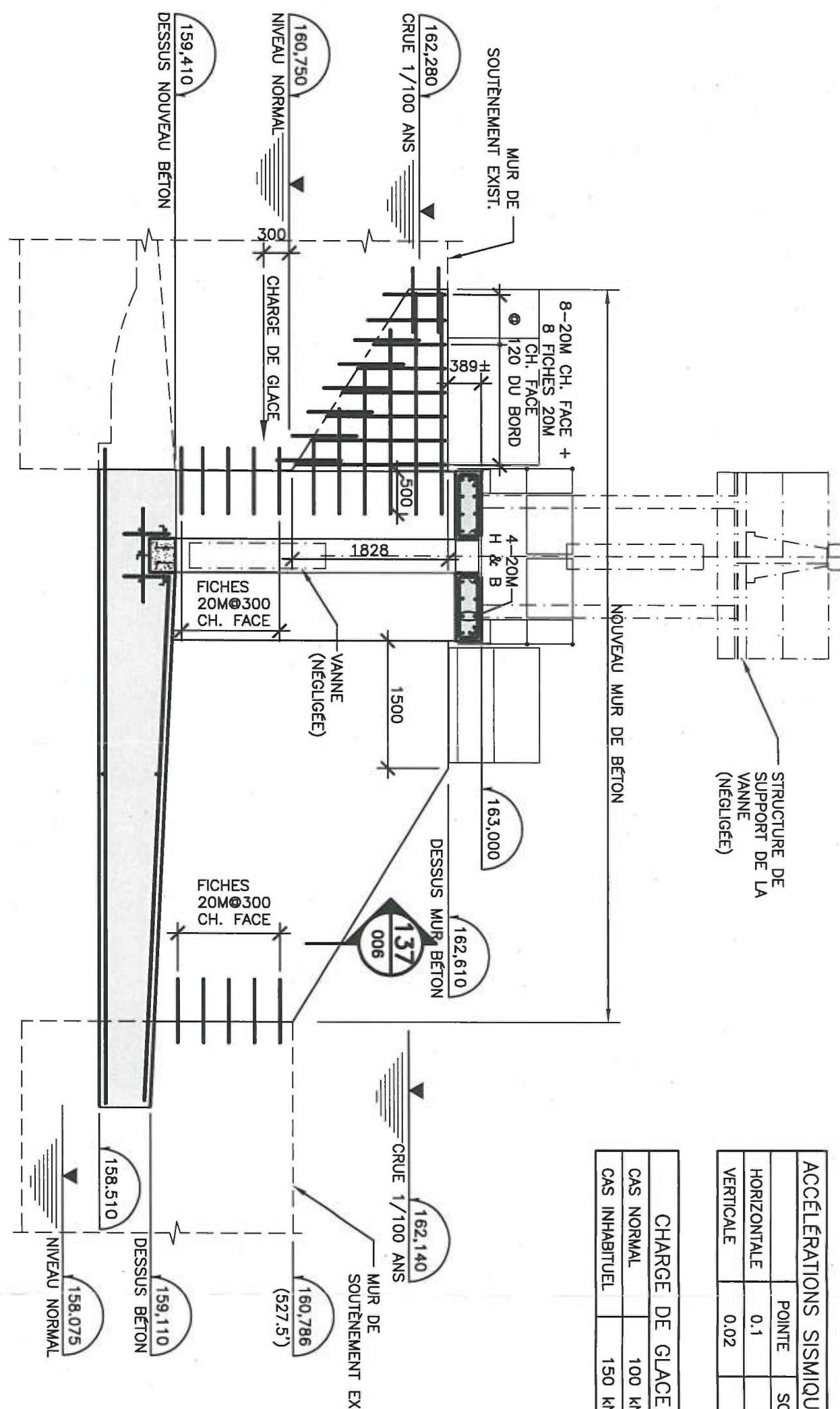
Volume: 97,13 m<sup>3</sup>

Zone de contour:  
X: 0 --- 9,800  
Y: 0 --- 4,926  
Z: 0 --- 9,800

Centre de gravité:  
(par rapport au pivot)  
X: 6,05  
Y: 1,585



## COUPE MUR RIVE GAUCHE ET RADIER DE LA VANNE



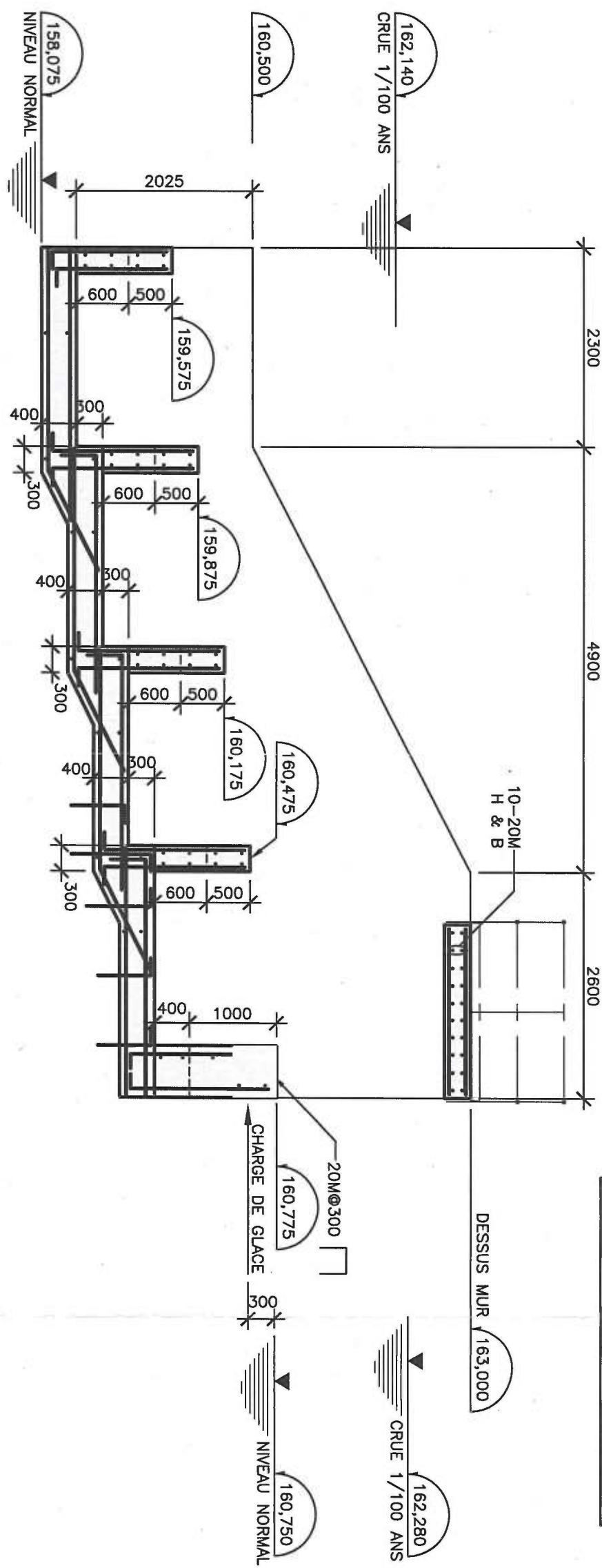
CLIENT		TITRE	
<b>LE PARC RÉGIONAL MASSAWIPPI</b>		BARRAGE RIVIÈRE MASSAWIPPI RÉFÉCTION DU SYSTÈME D'ÉVACUATION	
REVISION	PAR DATE	PROJET	ECHELLE
		64247E135	N.A.E.
DESSINE PAR	APPROUVE PAR	NUMERO DE DESSIN	FEUILLE
S.O.	A.L.	S-001	DE

**BPR**

FORMAT AH imperial 11"X8.5"

CLIENT	
<b>LE PARC RÉGIONAL MASSAWIPPI</b>	
TITRE	BARRAGE RIVIÈRE MASSAWIPPI
REFÉCTION DU	SYSTÈME D'ÉVACUATION
NO.	PROJET 64247E135
REVISION	ECHELLE N.A.E.
PAR	DATE 2009-03-03
DATE	REVISION 0
DESSINE PAR S.O.	APPROUVE PAR A.L.
FEUILLE DE	NUMERO DE DESSIN S-002

## COUPE PASSE À POISSONS



ACCÉLÉRATIONS SISMIQUES (g)	
POINTE	SOUTENUE
HORizontale	0.1
Verticale	0.02

CHARGE DE GLACE	
CAS NORMAL	100 kN/m
CAS INHABITUEL	150 kN/m

## **ANNEXE B**

---

### **FIGURES SEEP & SLOPE – ANALYSE DE STABILITÉ**

## ÉCOULEMENT – GRADIENT – SOUS-PRESSION

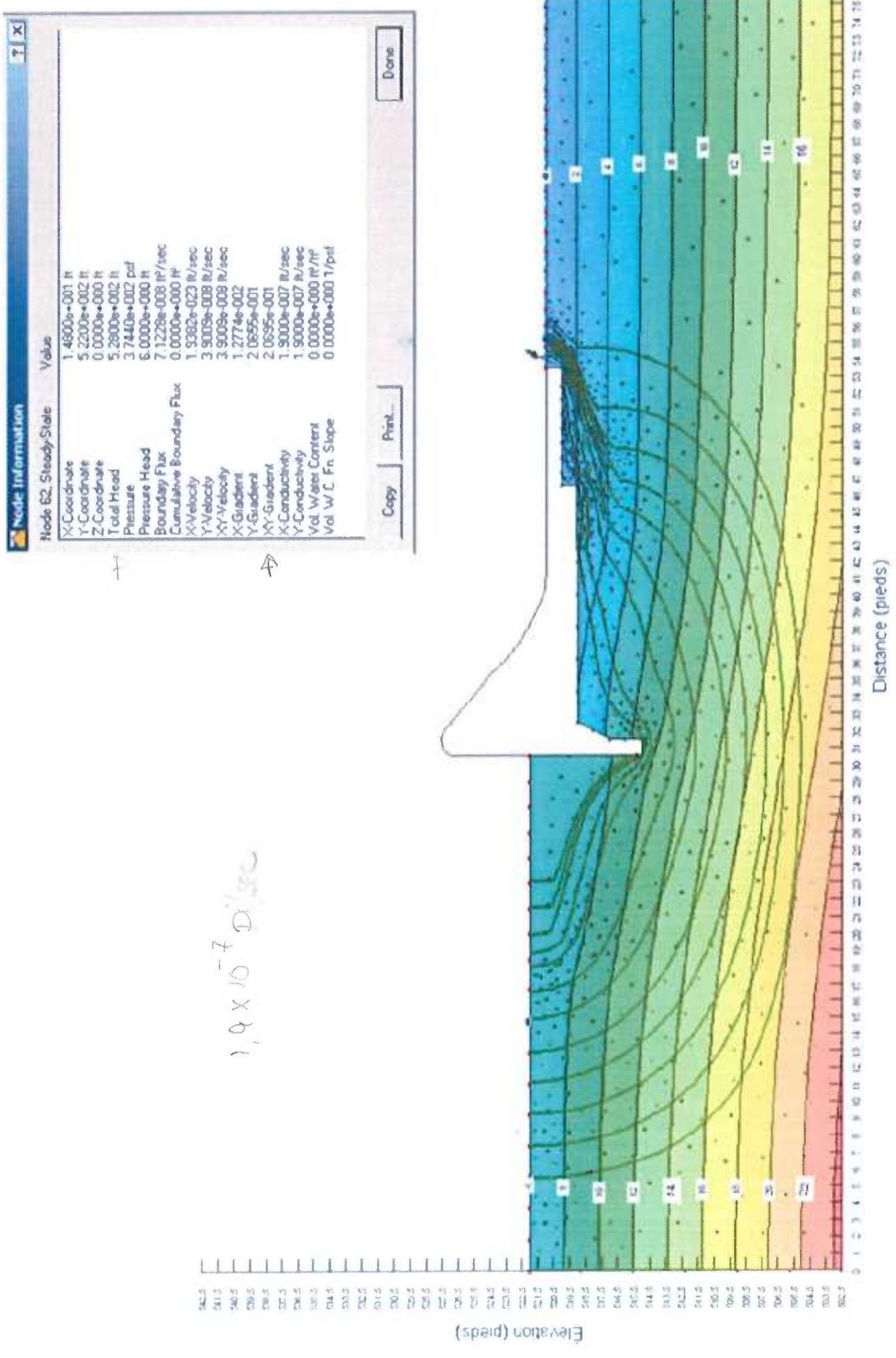


Figure 1 : Sous-pression considérées pour les analyses de stabilité – conditions normales d'exploitation

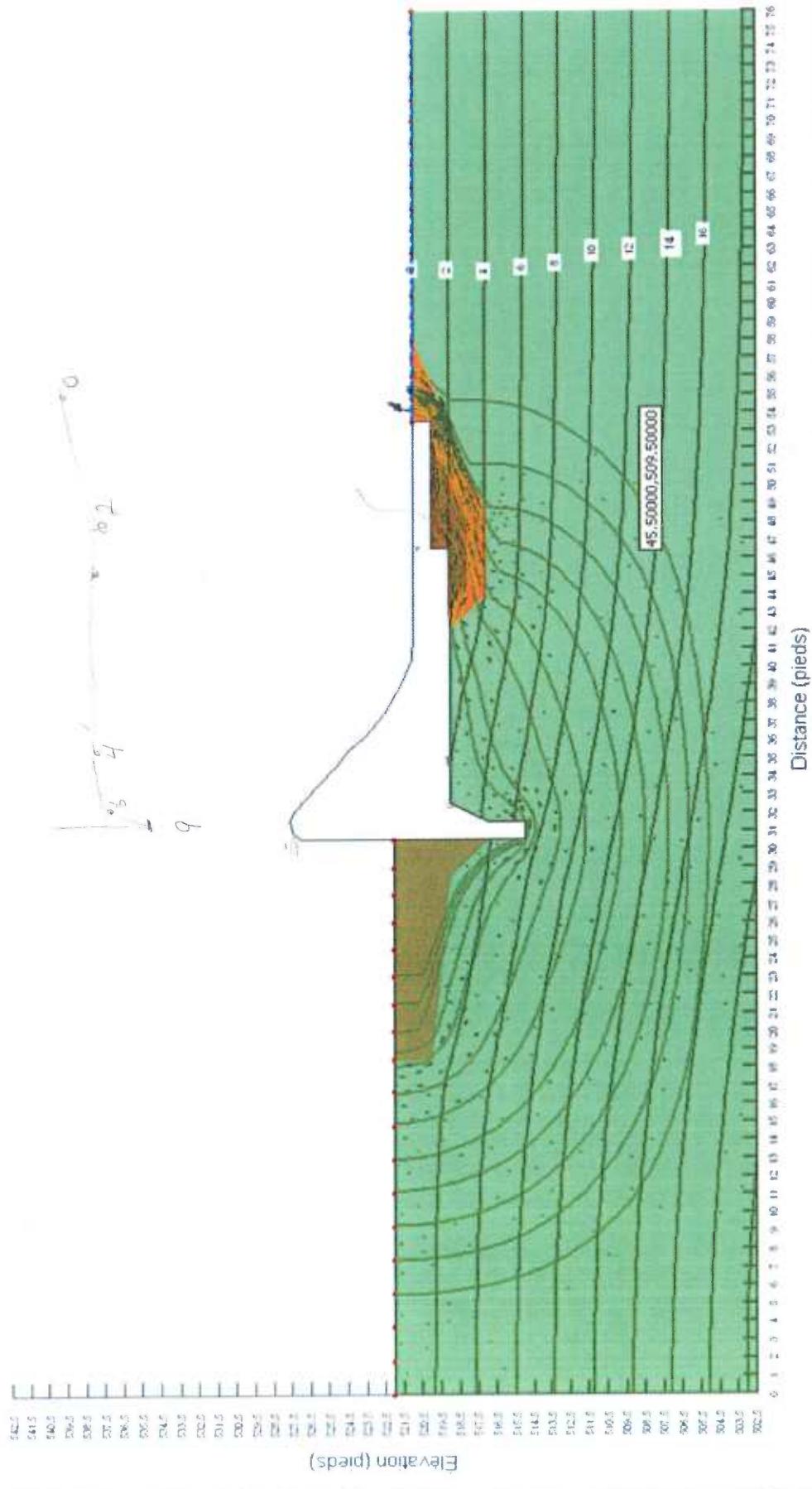


Figure 2 : Sous-pression considérées pour les analyses de stabilité - conditions normales d'exploitation – Puits de décompression considéré dans les analyses de stabilité

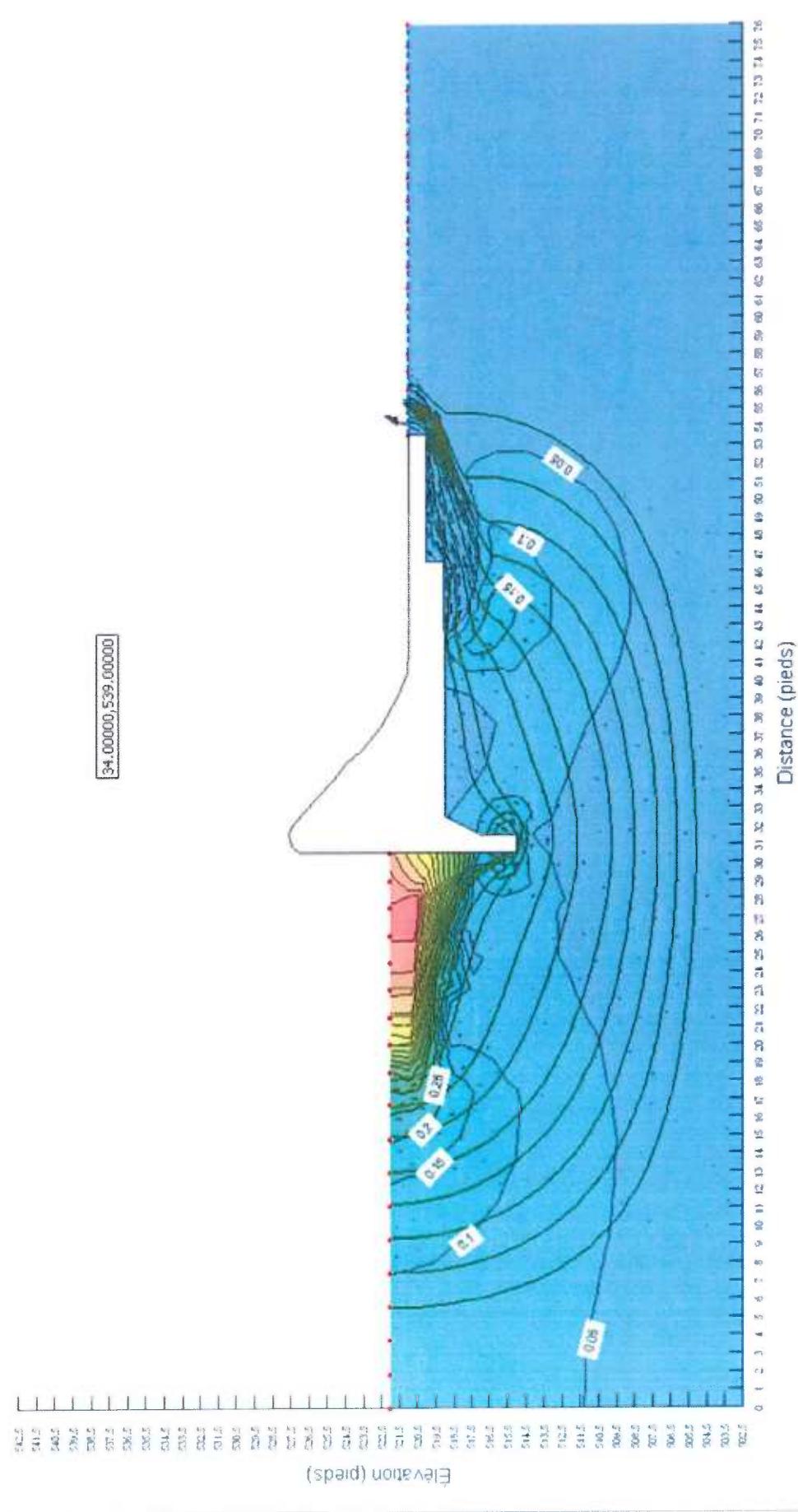


Figure 3 : Gradient hydraulique dans la fondation du barrage - conditions normales d'exploitation

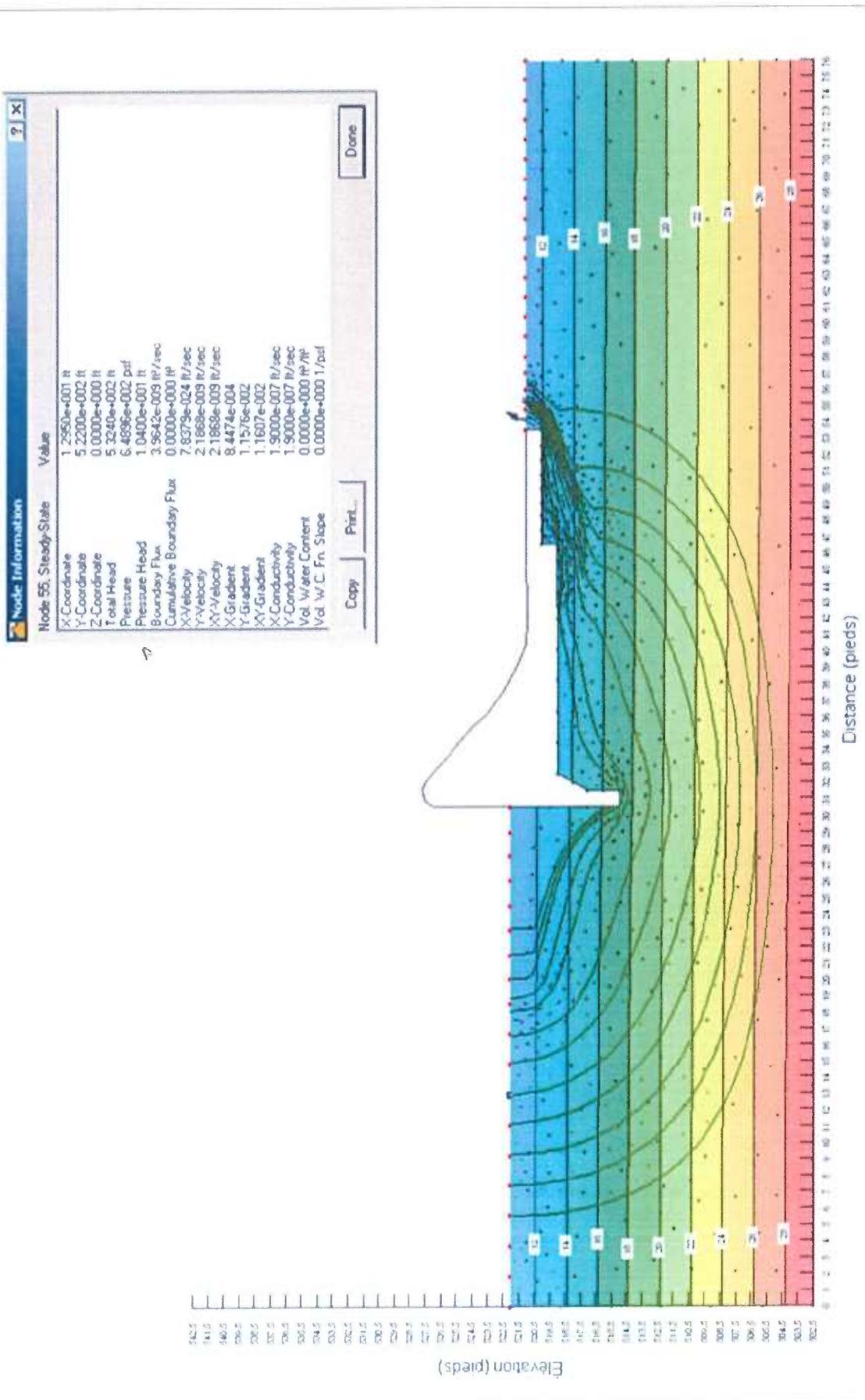


Figure 4 : Sous-pression considérées pour les analyses de stabilité – période de crue

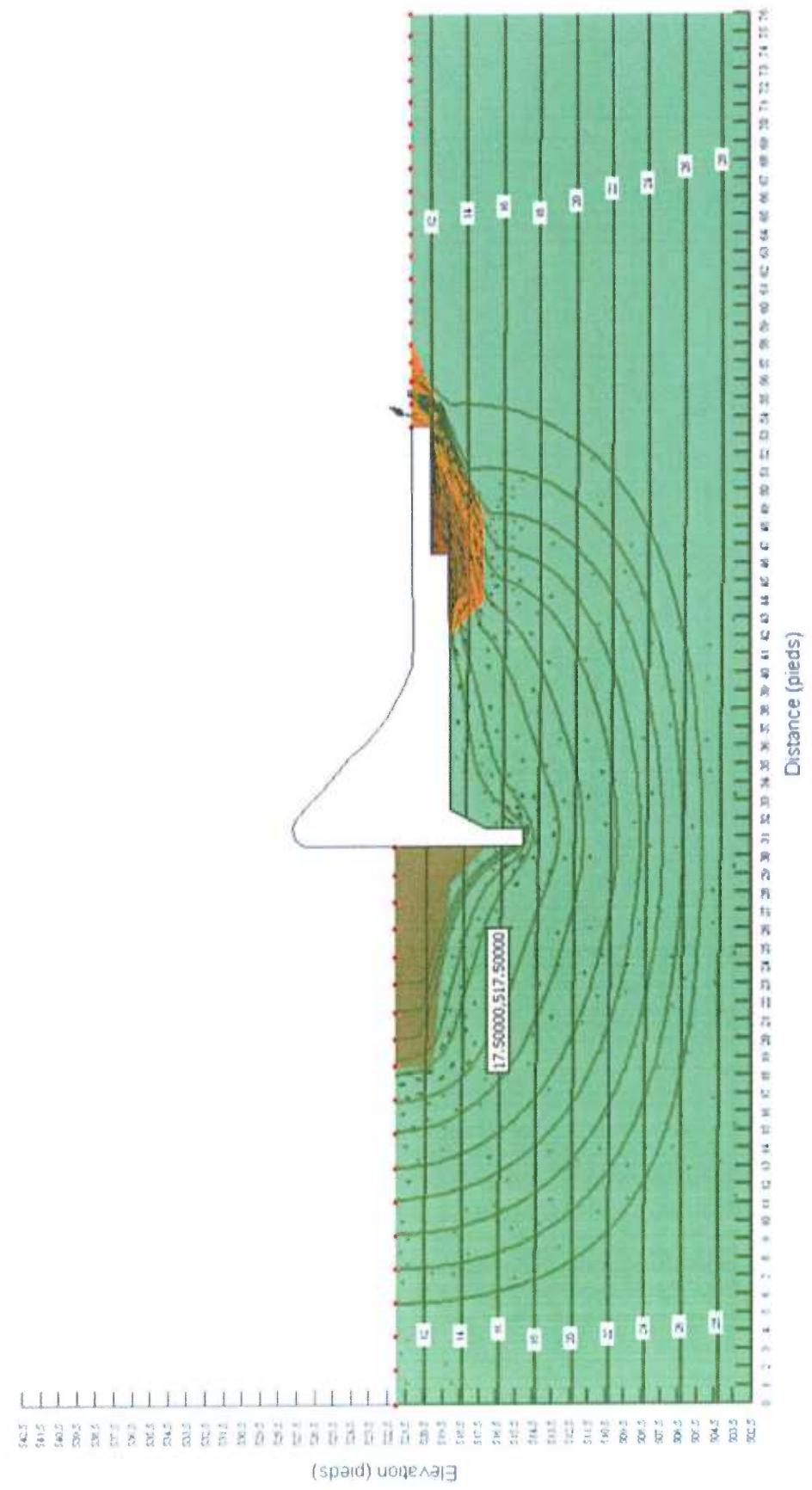


Figure 5 : Sous-pression considérées pour les analyses de stabilité – période de crue – Puits de décompression considéré dans les analyses de stabilité

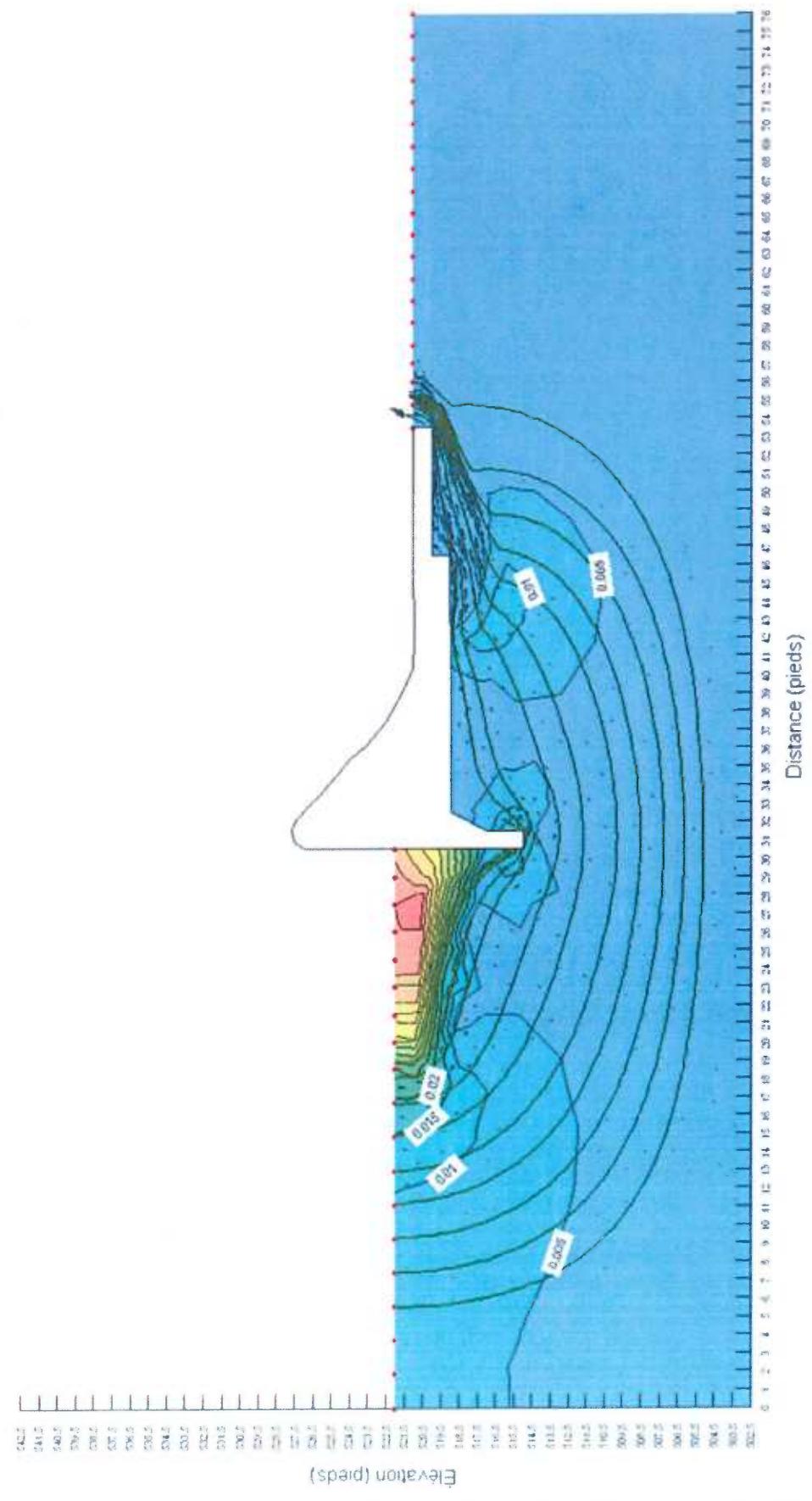
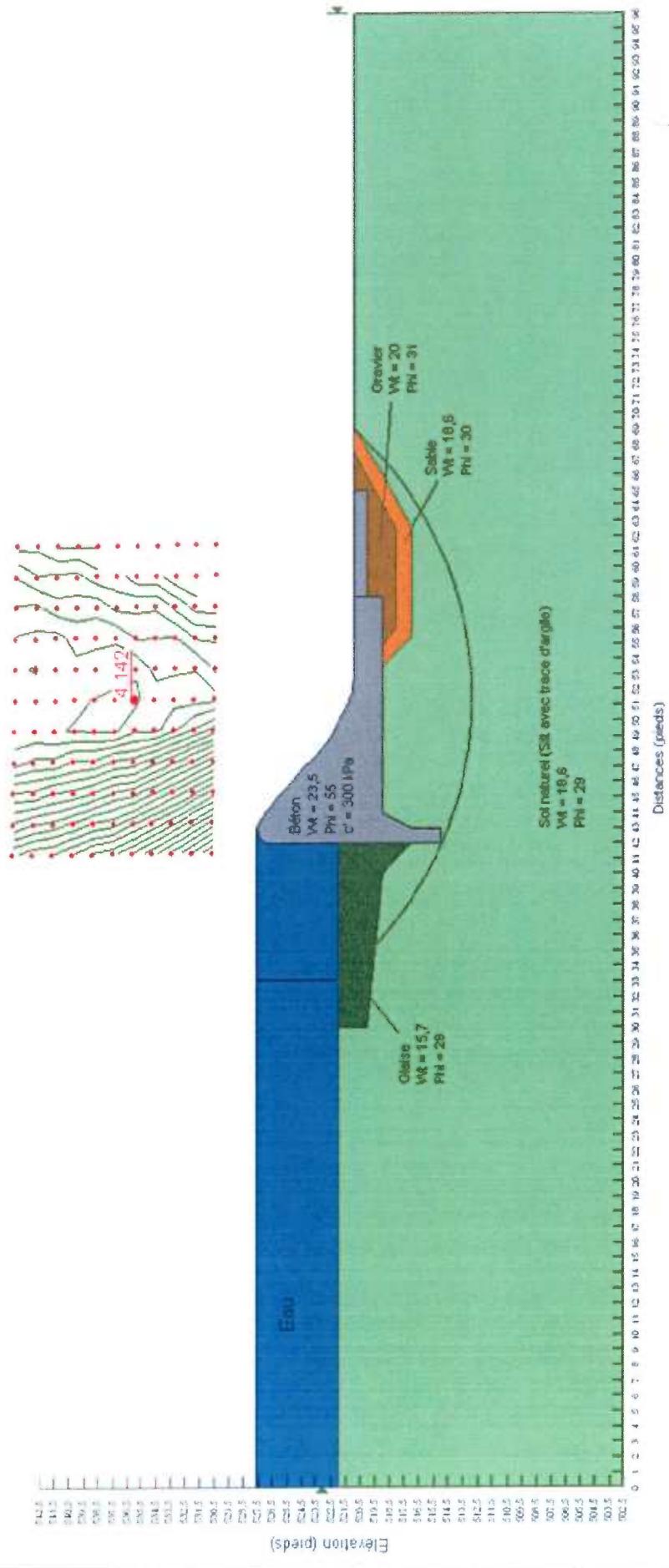
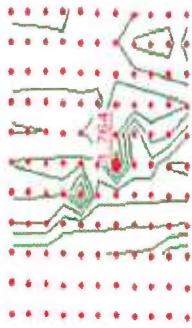


Figure 6 : Gradient hydraulique dans la fondation du barrage – période de crue

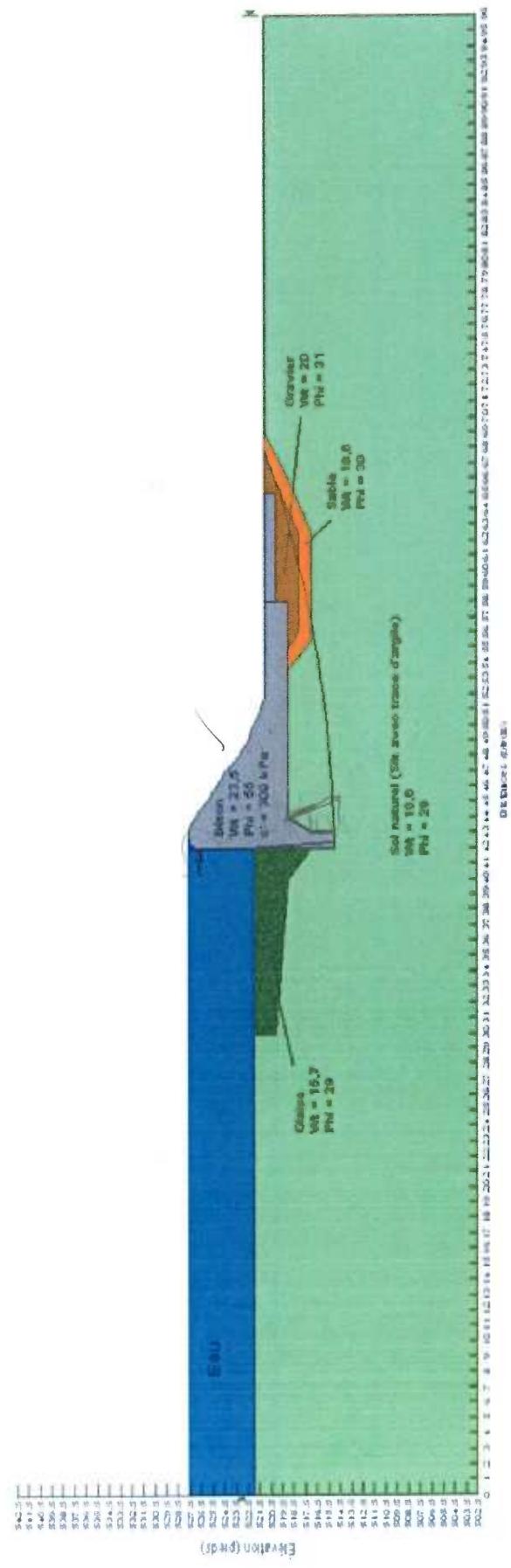
## ANALYSE DE STABILITÉ

Figure 8  
Barrage Massawippi  
Condition estivale  
Pseudo-statique -  $\gamma_{max} = 0.05\text{ g}$   
Niveau d'eau = 160.75 m (527.4')

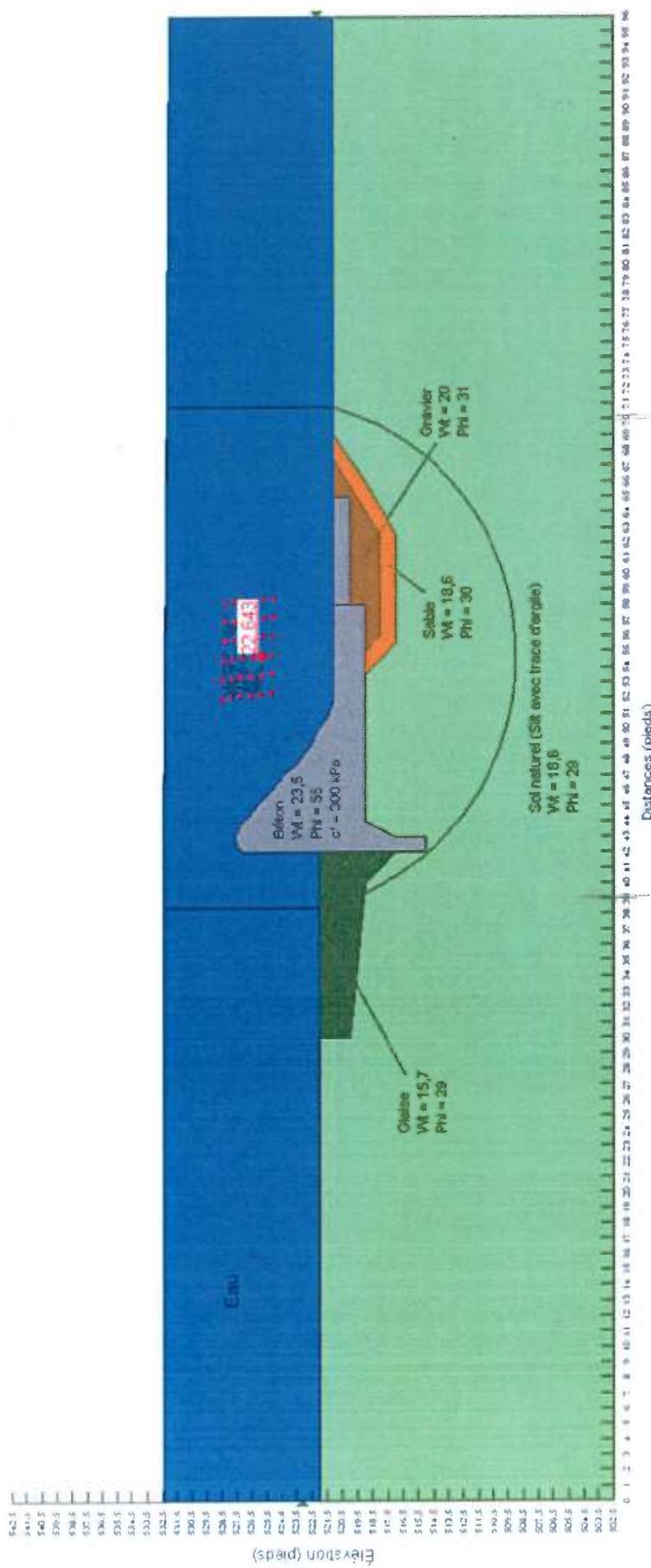




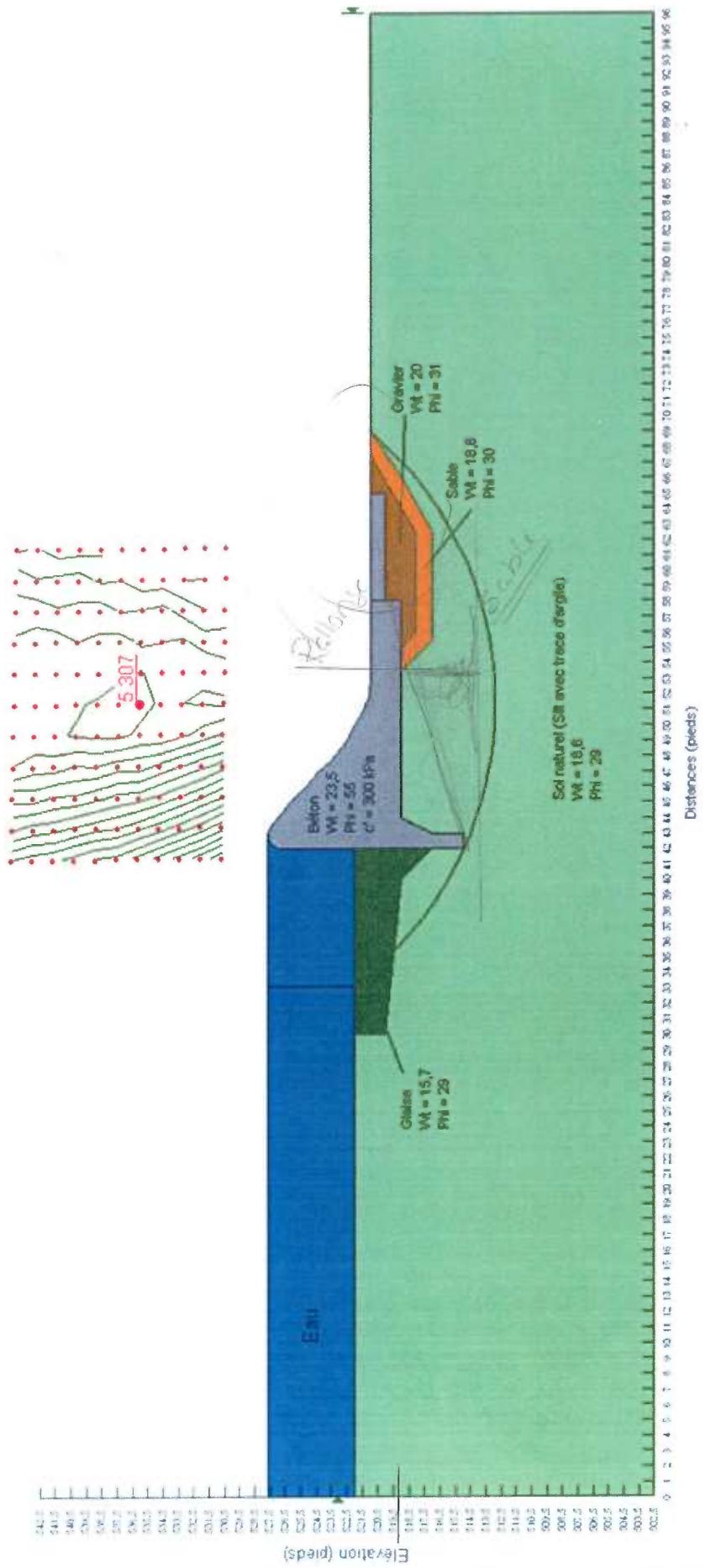
**Figure 9**  
Barrage Massawippi  
Condition hivernale - glace 150 kNm  
Stationne  
Niveau d'eau = niveau de la glace = 160,45 m (526,6')



**Figure 10**  
**Barrage Massawippi**  
**Période de crue centenaire**  
**Statique**  
**Niveau d'eau amont = 162,28 m**  
**Niveau d'eau aval = 162,14 m**



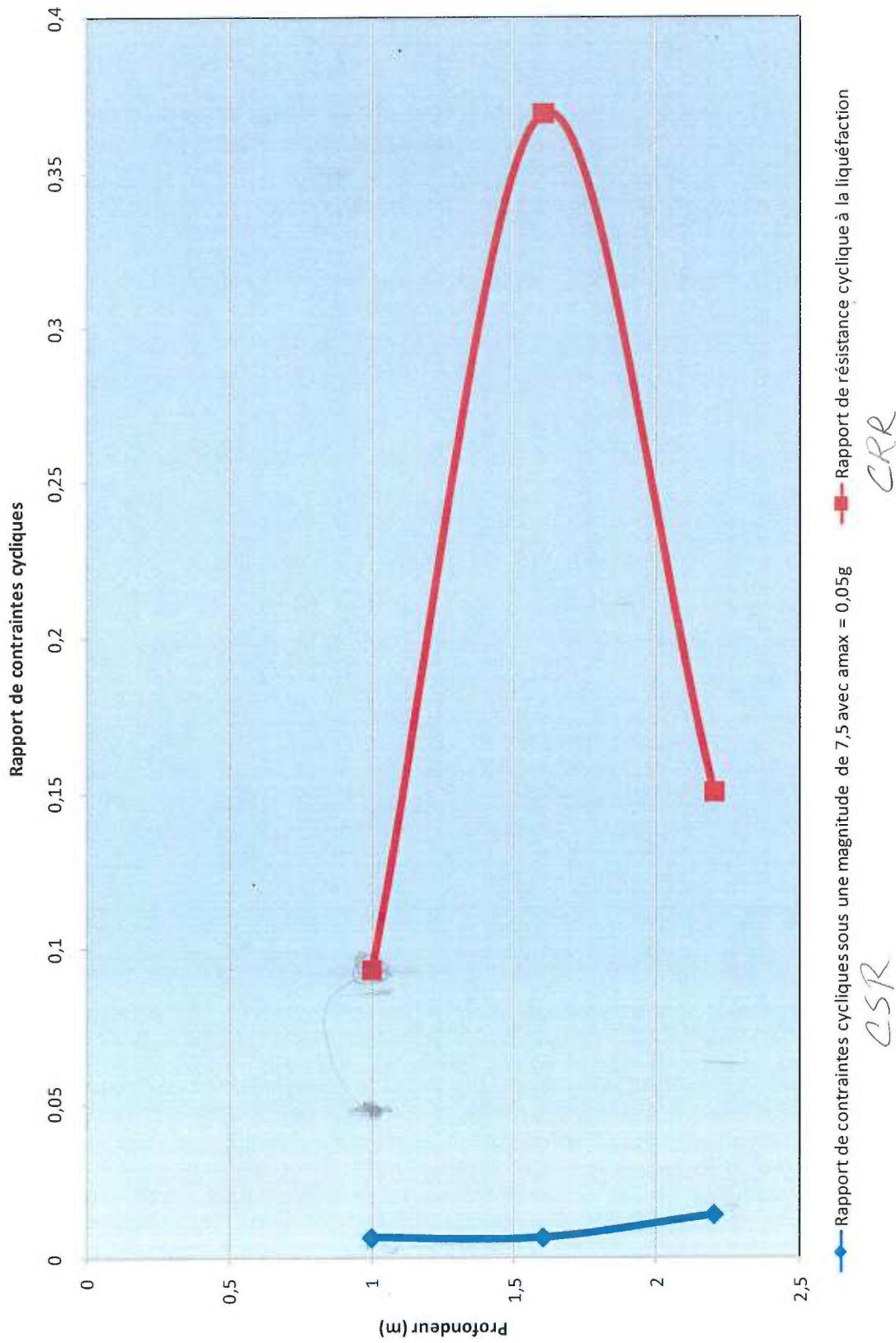
**Figure 7**  
**Barrage Massawippi**  
**Condition estivale**  
**Statique**  
**Niveau d'eau = 160.75 m (527.4')**



## LIQUÉFACTION

# Évaluation du potentiel de liquéfaction

## Barrage Massawippi



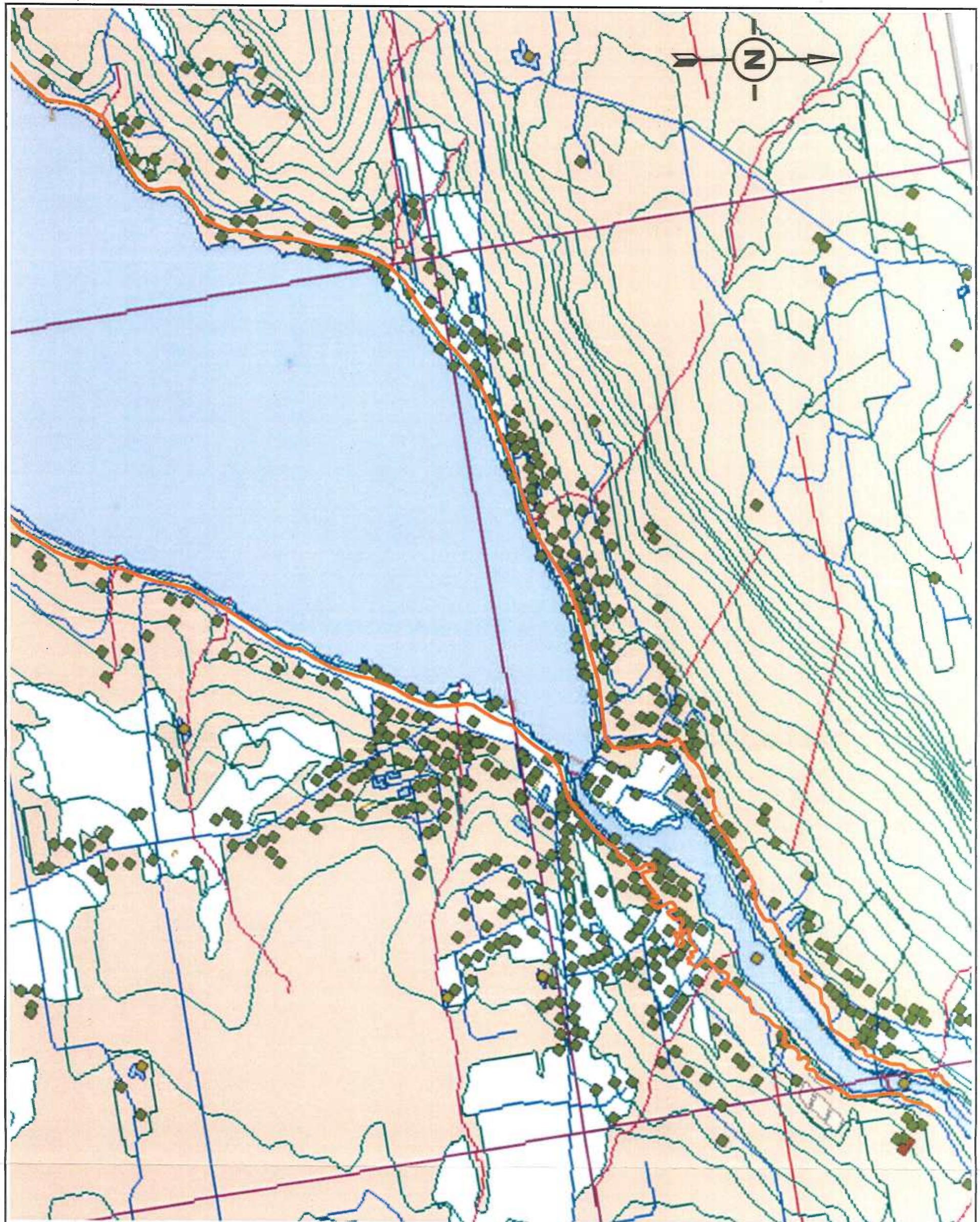
---

**ANNEXE C**

---

**CARTE – ZONES INONDABLES**

---

LEGENDE

PROFILE DES COURBES DE REMOUS

100 ANS  
BÂTIMENT

Km 0 0.1 0.2 0.3 0.4 0.5

1 / 1	REVISIONS ET EMISSIONS
REV. TECH.	DATE D'EMISSION

SCEAUX

BPR-ÉNERGIE INC.  
2835 rue Hertel  
Sherbrooke, (Québec) J1L 1Y3  
Téléphone: (819) 562-7266  
Télécopieur: (819) 562-7210

BPR

CLIENT

RÉGIE INTERMUNICIPALE  
DU PARC RÉGIONALE  
MASSAWIPPIPROJET  
ÉVALUATION DE LA  
SÉCURITÉ, BARRAGE DE LA  
RIVIÈRE MASSAWIPPI

TIÈRE

ZONES INONDABLES  
CRUE 100 ANS

date	concu	dessiné	approuvé
Mars 2009	L.C. B.ing.	C.B. Tech.	
échelle	projet consultant	projet client	
1:10 000		64247E162	

dessin numero  
BH-64247E162-PL01  
revision  
0

---

**ANNEXE D**  
**PLANS**

# LE PARC RÉGIONAL MASSAWIPPI

## BARRAGE RIVIÈRE MASSAWIPPI

### RÉFLECTION DU SYSTÈME D'ÉVACUATION

SCP - BPR

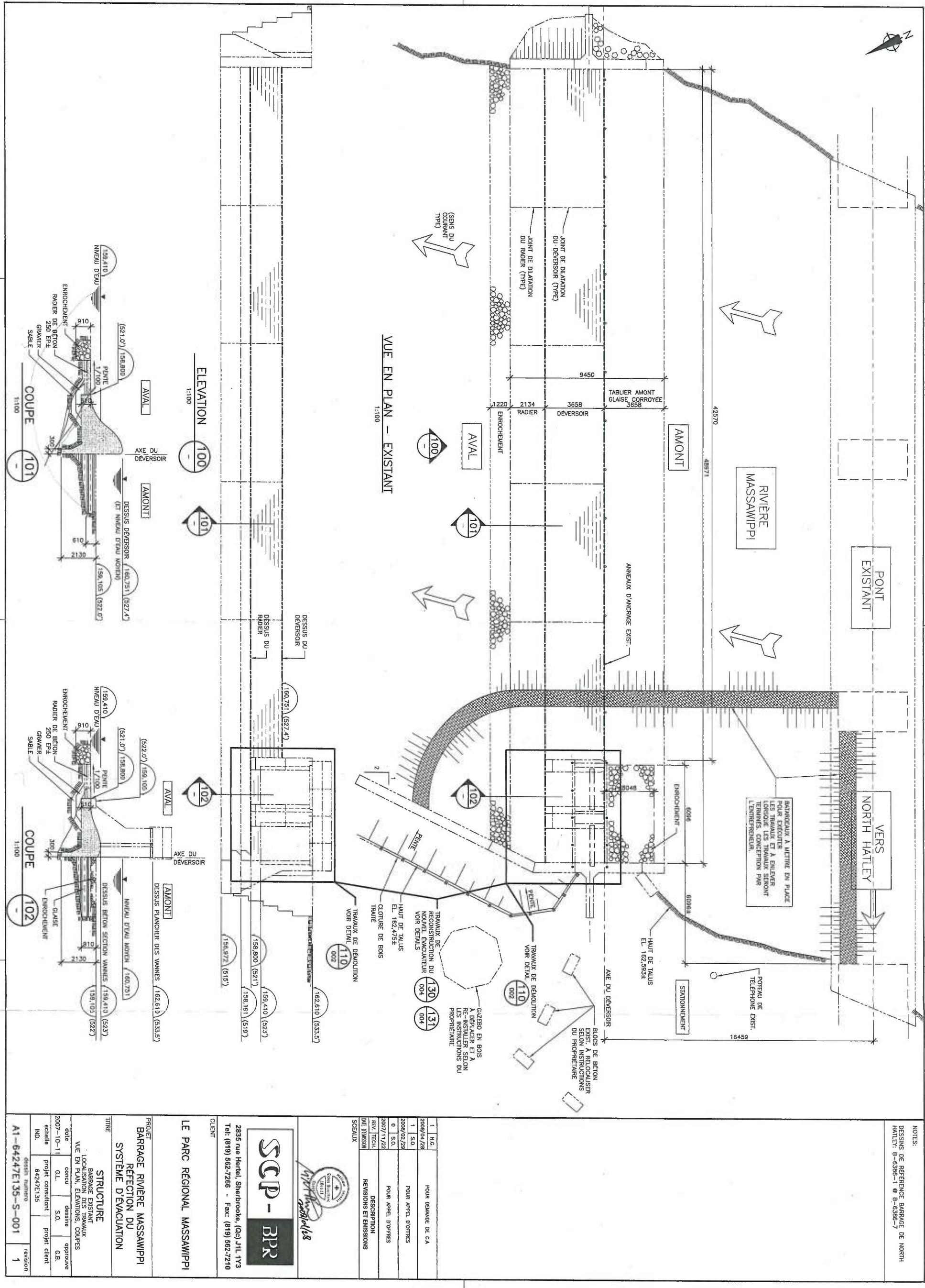
#### INDEX DES DESSINS

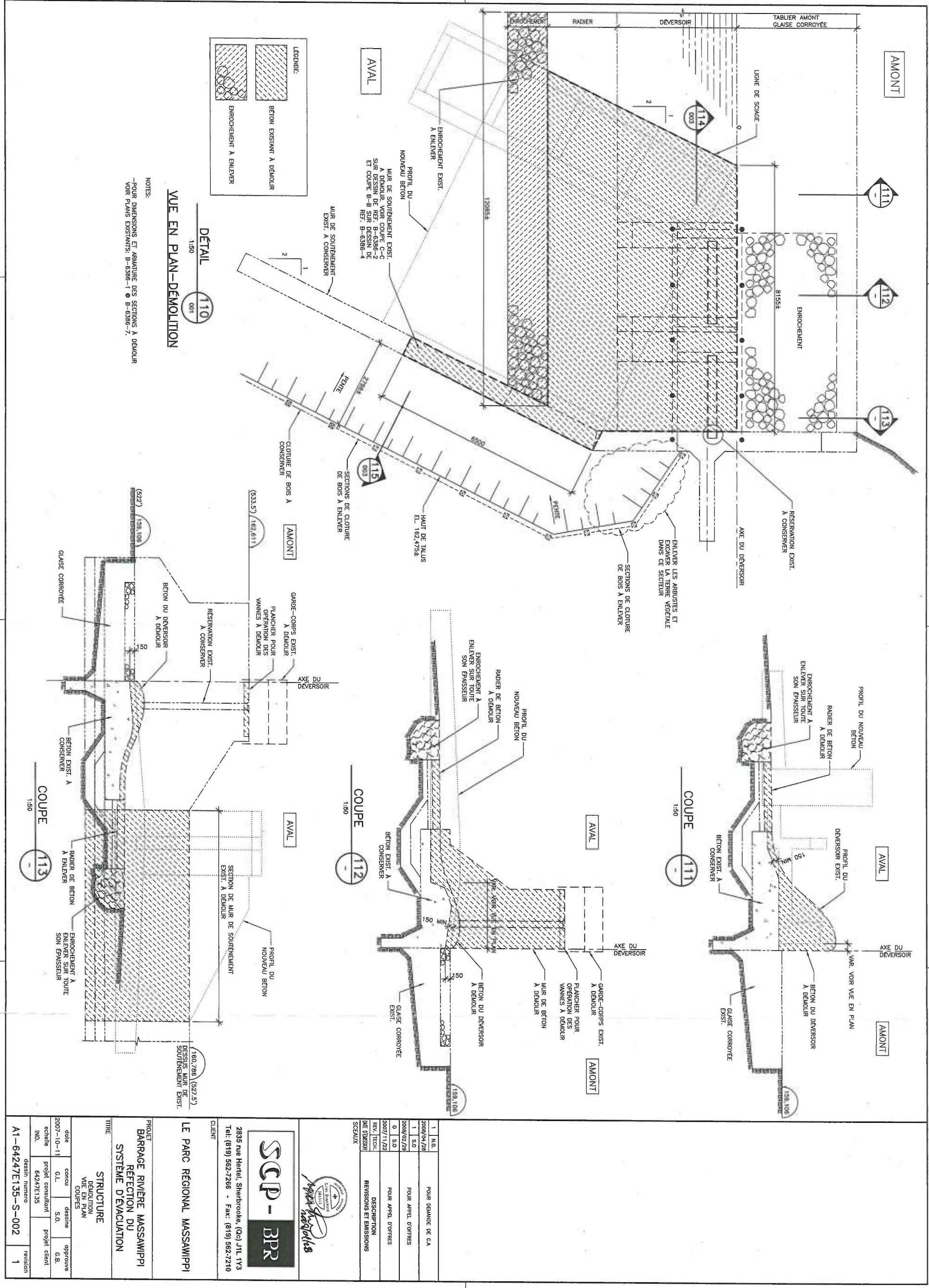
##### STRUCTURE

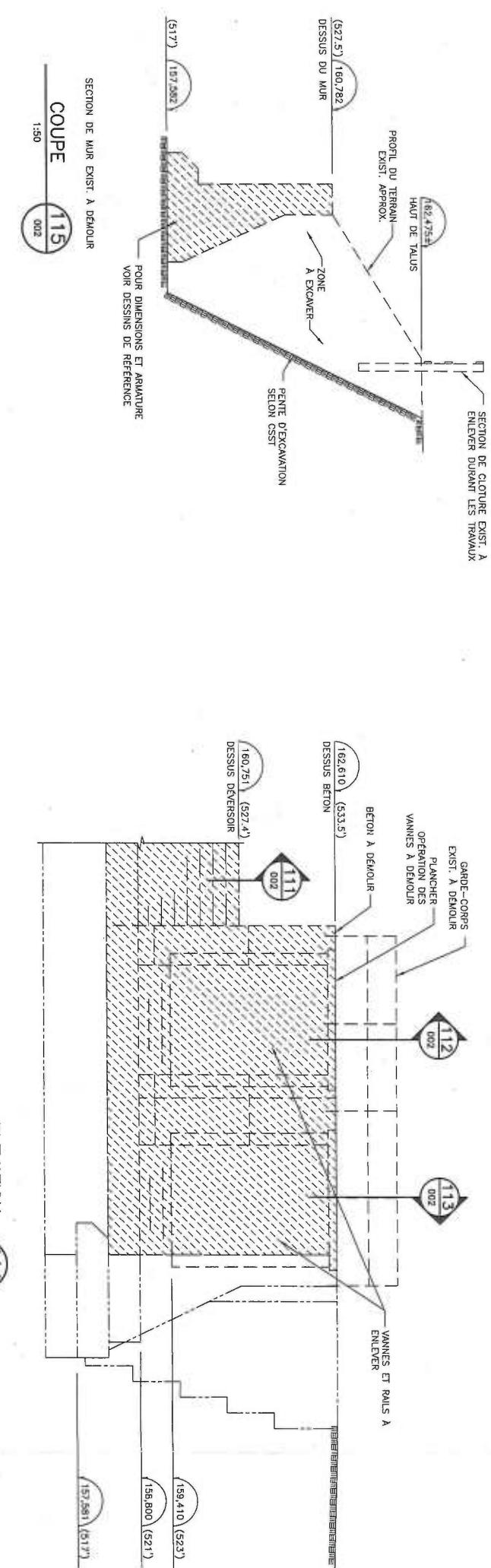
- S-000 - PAGE TITRE ET LISTE DES DESSINS
- S-001 - BARRAGE EXISTANT, LOCALISATION DES TRAVAUX VUE EN PLAN, ÉLÉVATIONS ET COUPES
- S-002 - DÉMOLITION, VUE EN PLAN ET COUPES
- S-003 - DÉMOLITION, COUPES ET DÉTAILS
- S-004 - CONSTRUCTION, VUES EN PLAN
- S-005 - CONSTRUCTION, COUPES ET DÉTAILS
- S-006 - ÉVACUATEUR, COUPES ET DÉTAILS ET NOTES GÉNÉRALES
- S-007 - RÉPARATIONS DU BARRAGE, VUE EN PLAN, ÉLÉVATION ET COUPE

##### DESSINS DE RÉFÉRENCE:

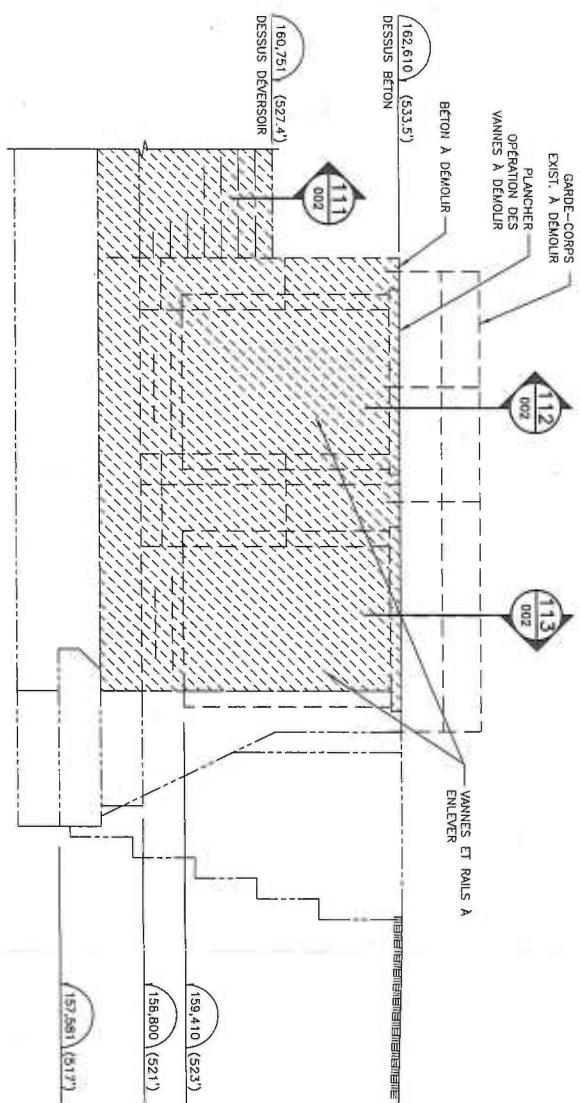
- B-6386-1 BARRAGE À NORTH HATLEY
- B-6386-2 BARRAGE À NORTH HATLEY
- B-6386-3 BARRAGE À NORTH HATLEY
- B-6386-4 BARRAGE À NORTH HATLEY  
CONSTRUCTION D'UN MUR DE BÉTON  
(PROJET NON-RÉALISÉ)
- B-6386-5 BARRAGE À NORTH HATLEY  
ADDITION D'UNE VANNE ET D'UN MUR DE SOUTÈNEMENT
- B-6386-6 BARRAGE À NORTH HATLEY  
ADDITION D'UNE VANNE, COUPES ET DÉTAILS
- B-6386-7 BARRAGE À NORTH HATLEY  
VANNE MÉTALLIQUE







ELEVATION 114



N.G.	POUR DEMANDE DE C.A.
2009/04/28	
1	S.O.
	POUR APPEL D'OFFRES
2009/02/28	
0	S.O.
	POUR APPEL D'OFFRES
2007/11/22	
REV. TECH.	DESCRIPTION
DIR. DÉSIGN.	REVISIONS ET ÉMISSIONS
SCEAUX	



**SCP - BPR**

2835 rue Hertel, Sherbrooke, Québec J1L 1Y3  
Tél: (819) 562-7266 - Fax: (819) 562-7210

CLIENT

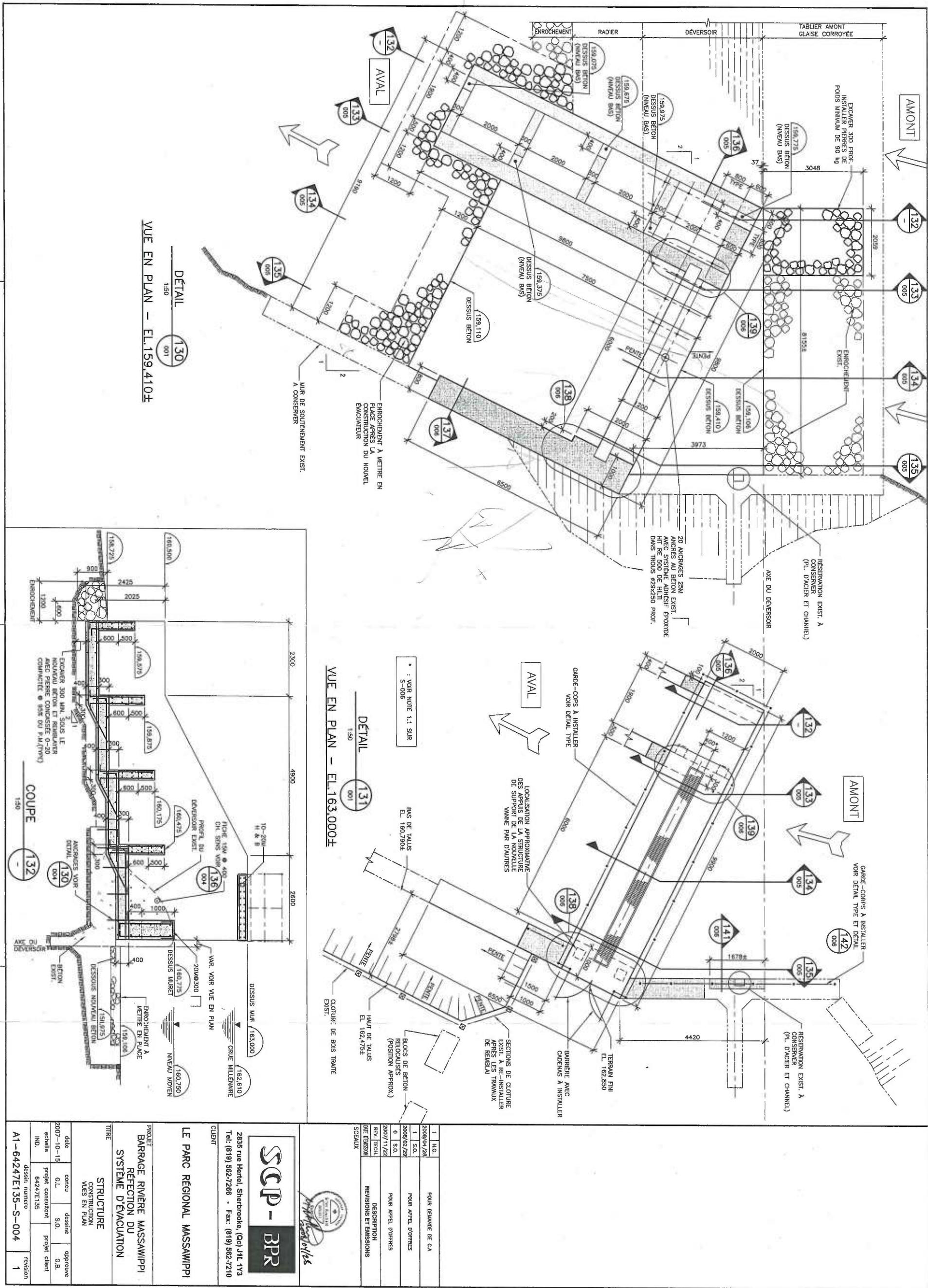
LE PARC RÉGIONAL MASSAWippi

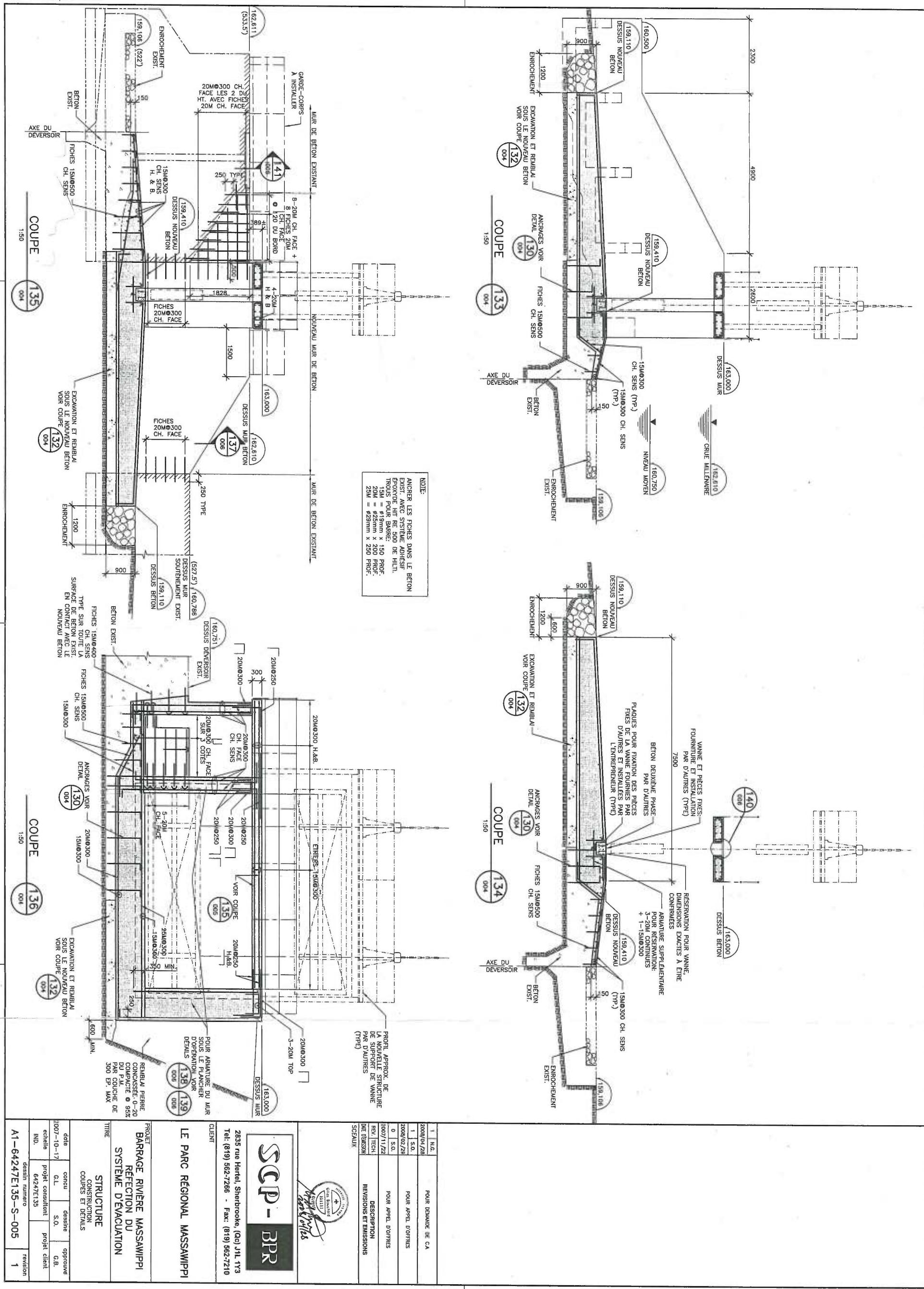
PROJET  
BARRAGE RIVIÈRE MASSAWippi  
RÉFÉCTION DU  
Système d'évacuation

TITRE  
STRUCTURE  
DÉNOUCTION  
. COUPES ET DÉTAILS

date	conçu	dessiné	approuvé
2007-10-15	G.L.	S.O.	G.B.
échelle	projet consultant	projet client	
IND.	64247E135		

dessin numero: A1-64247E135-S-003 revision 1



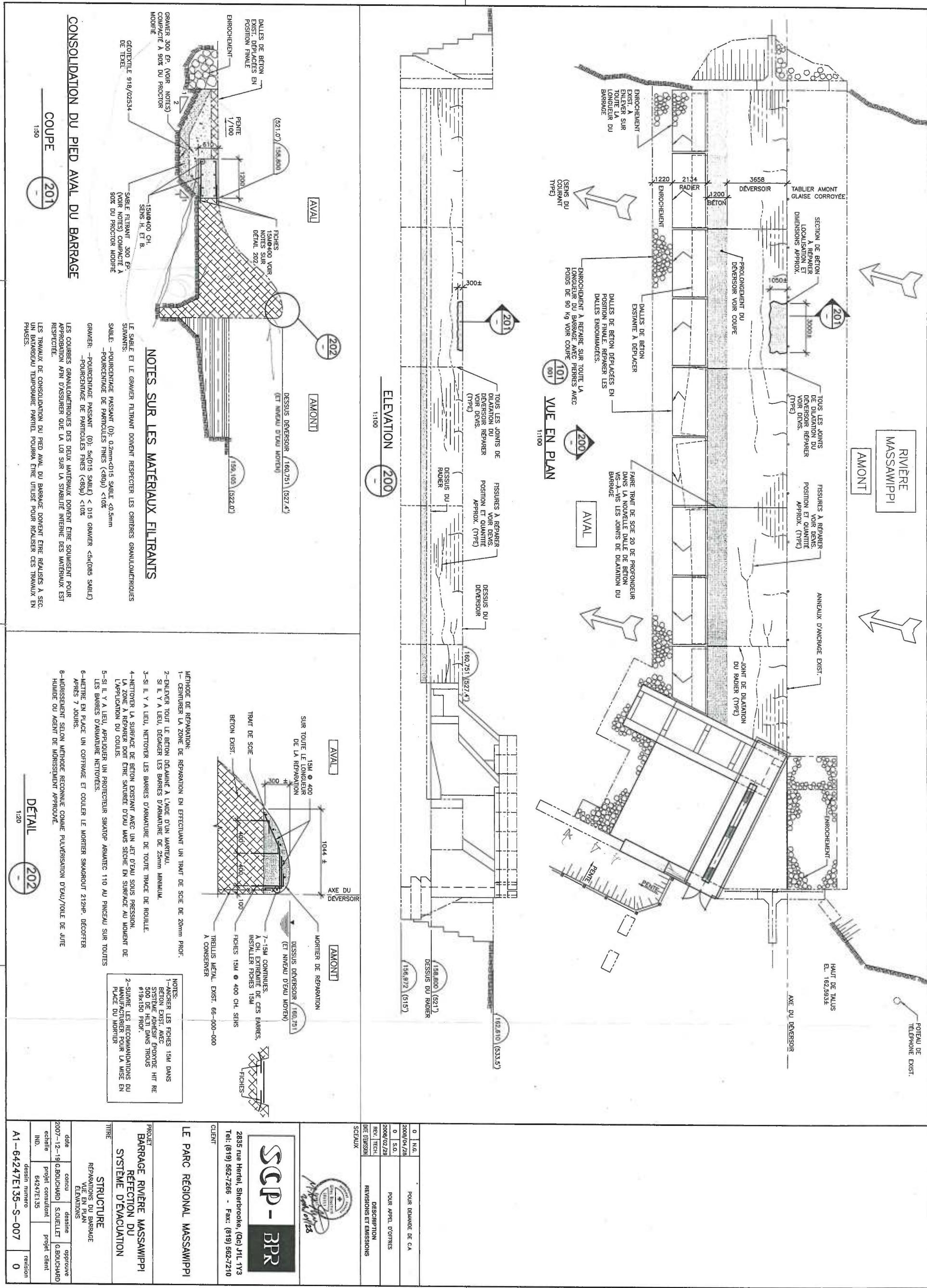


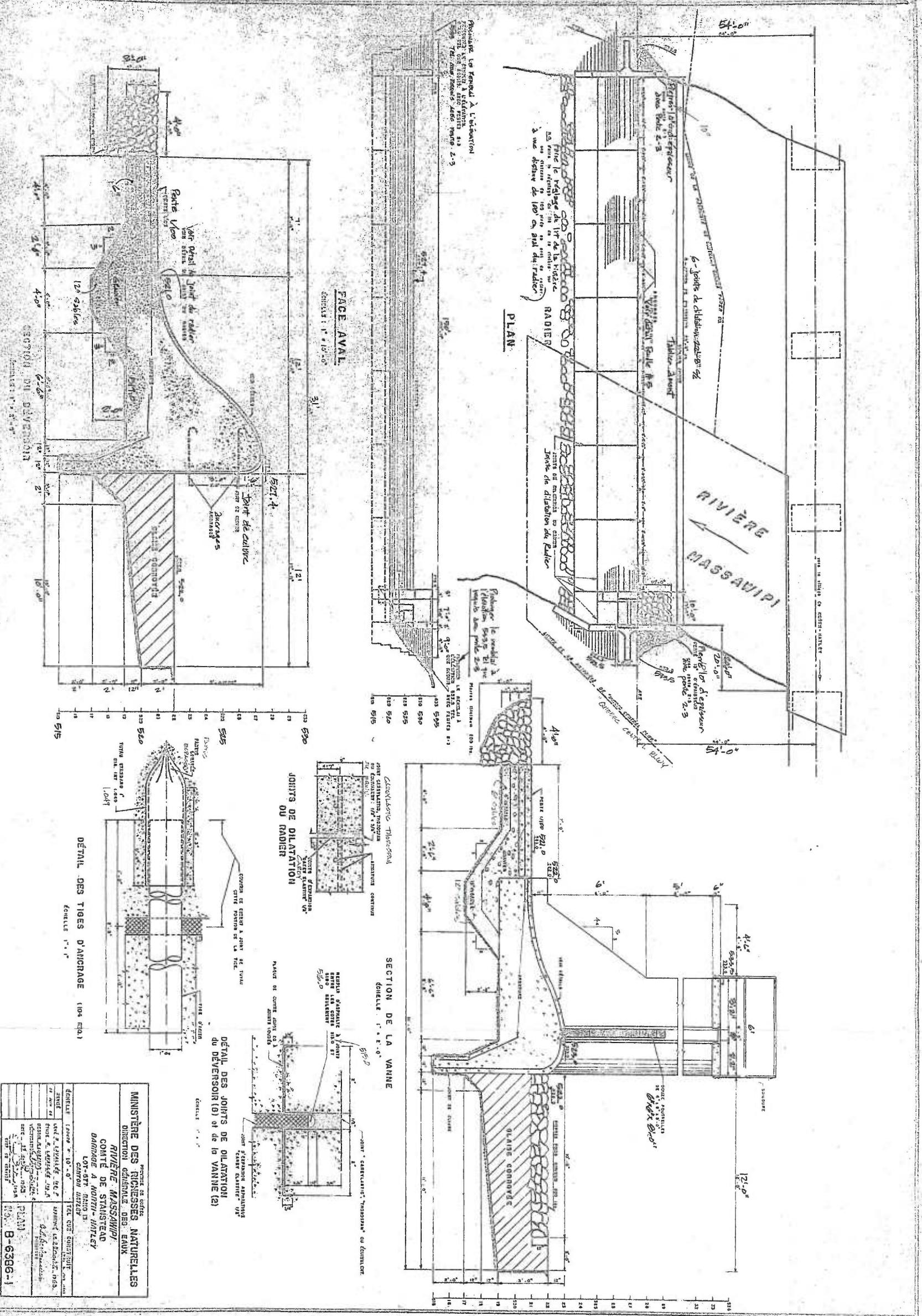
S&C/P-  
BPR

# LE PARC RÉGIONAL MASSAWIPI

date	concu	dessine	approuve
2007-10-17	G.L.	S.O.	G.B.
échelle	consultant	client	
RND.	64247E135		
projet numero	revision		
A1-64247E135-S-005	1		

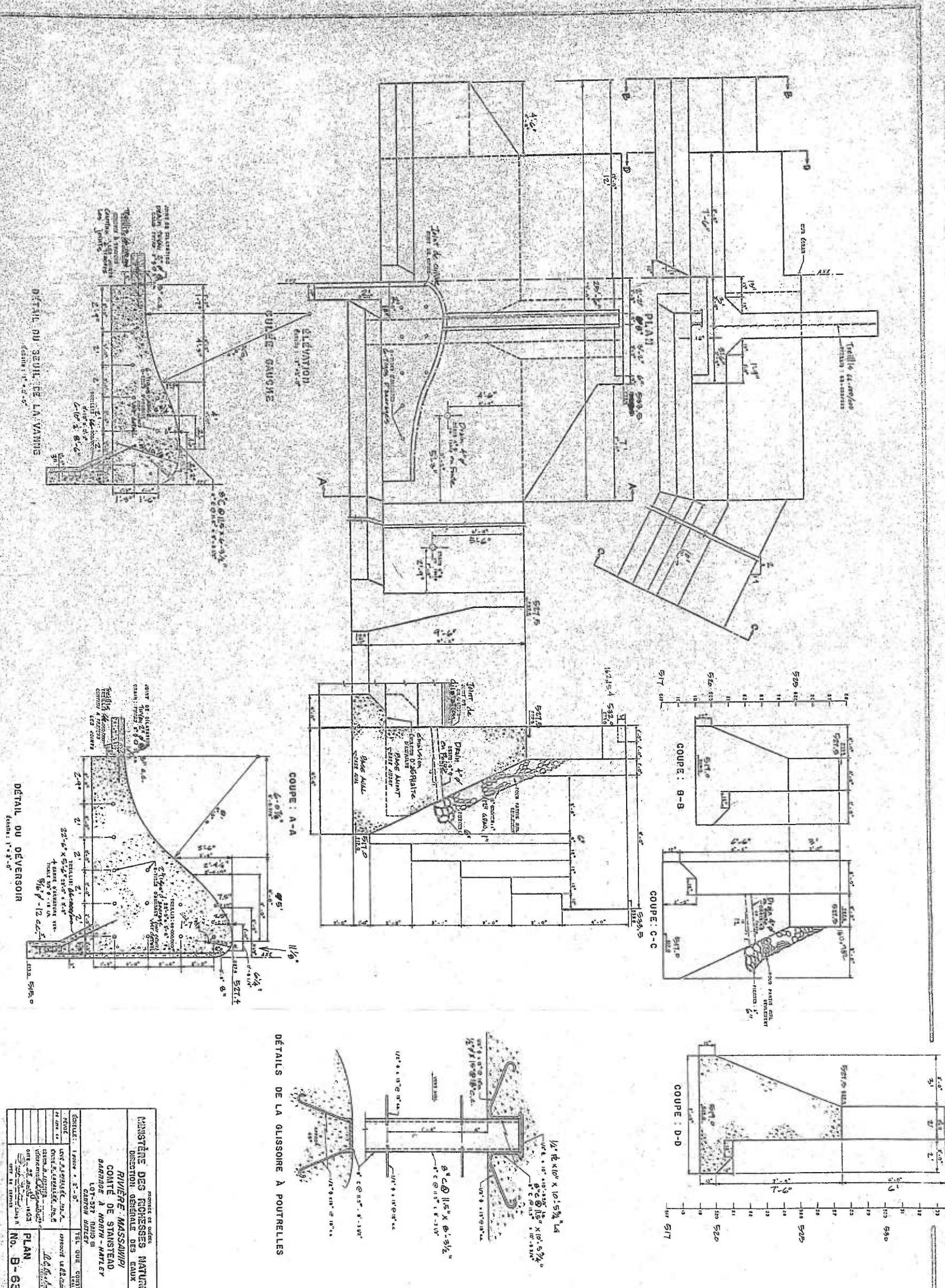


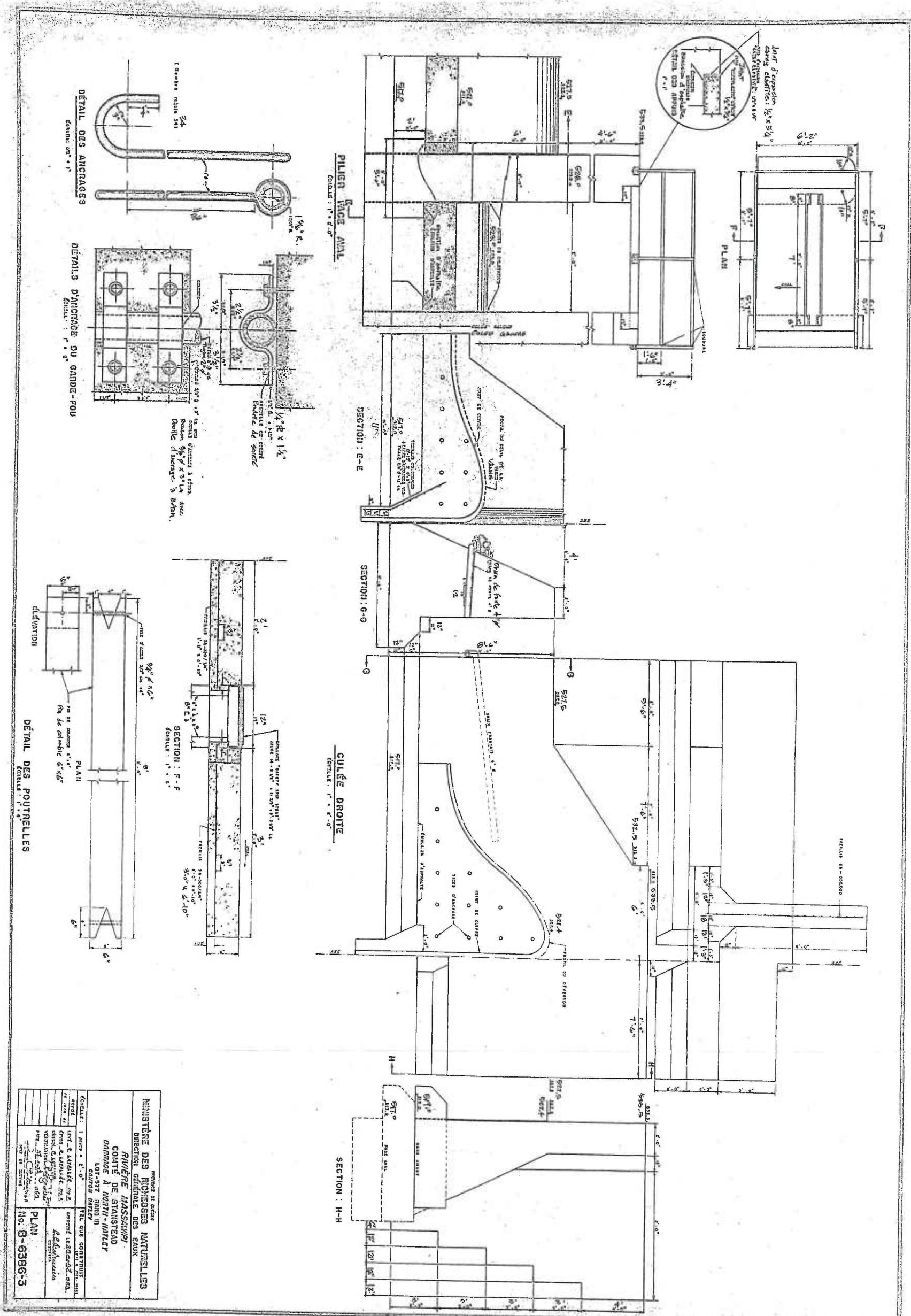


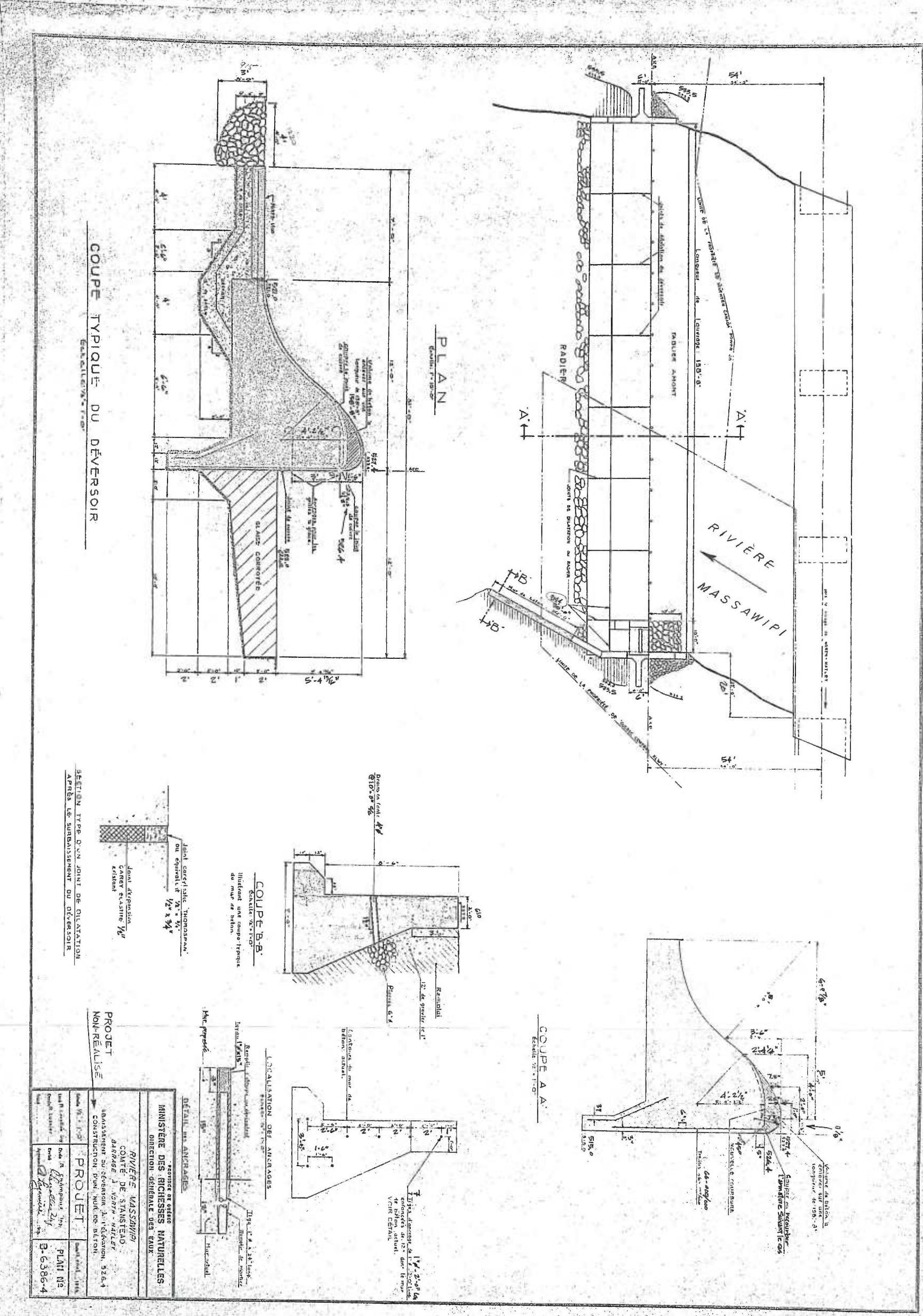


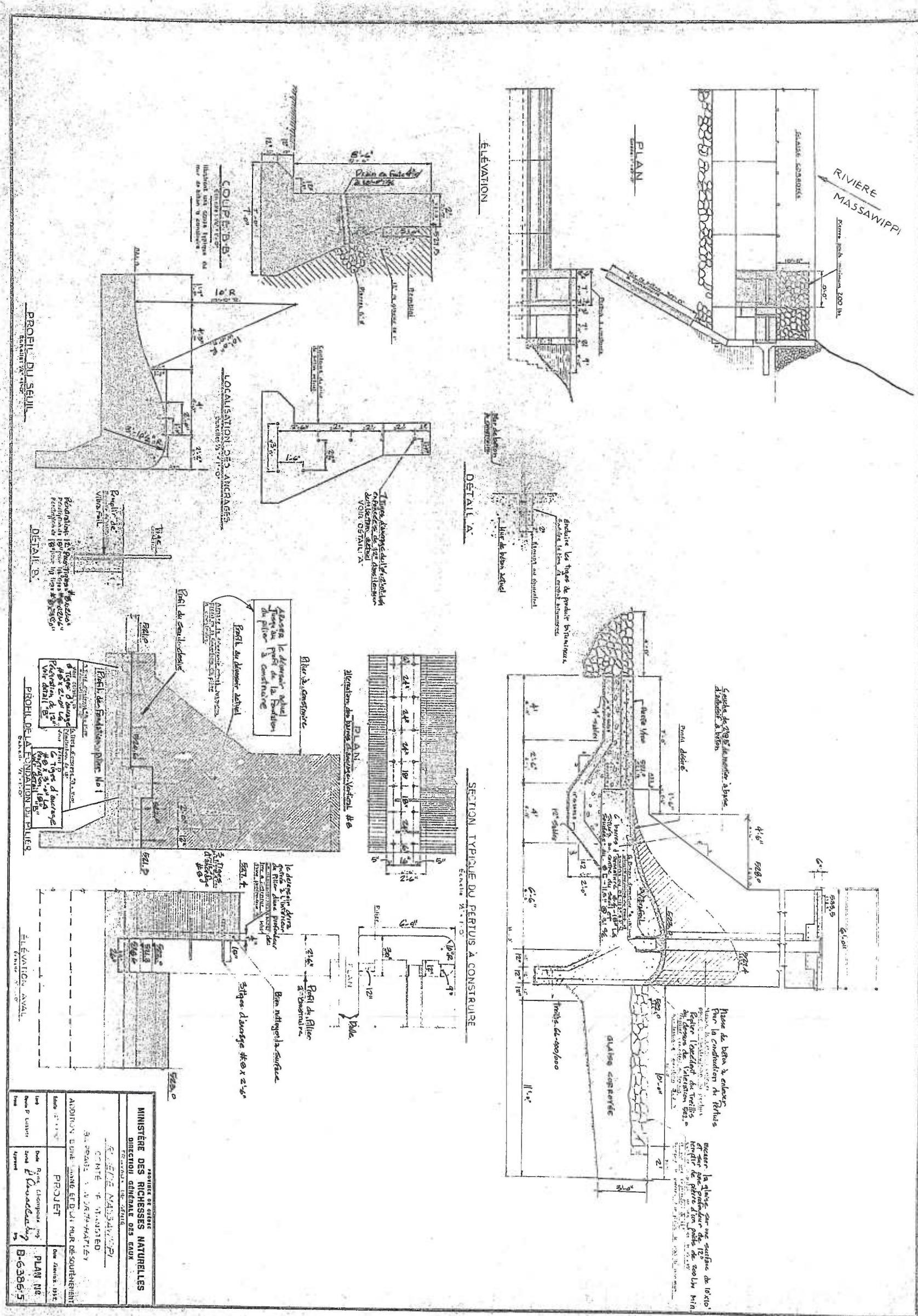
卷之三

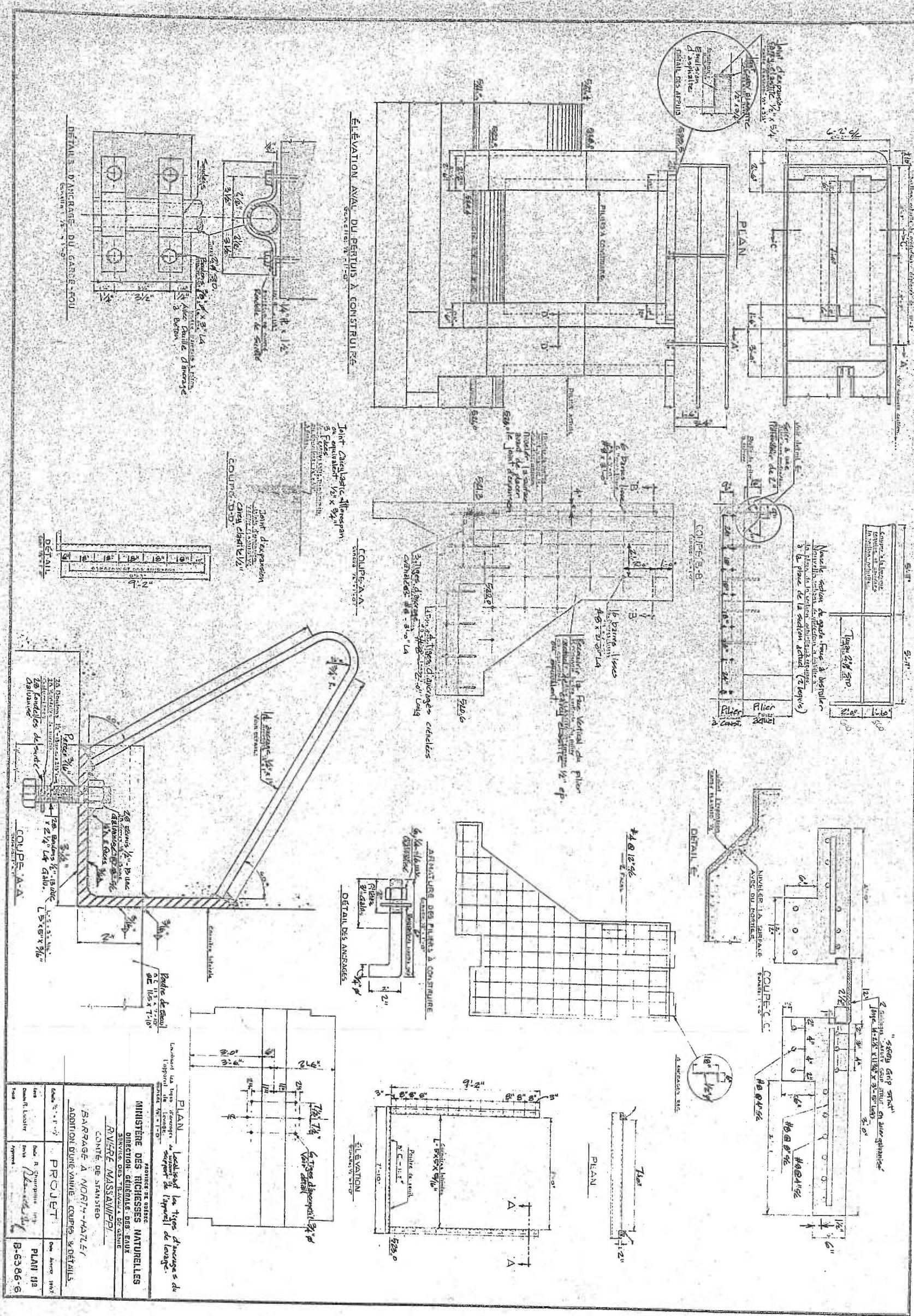
४५६













**ANNEXE E**

---

**PLAN DE GESTION DES EAUX RETENUES**

**RÉGIE INTERMUNICIPALE DU PARC RÉGIONAL MASSAWIPPI**

*Barrage de la rivière Massawippi (X0007340)*

*Plan de gestion des eaux retenues*

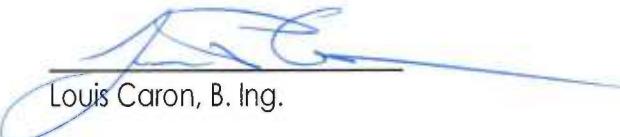
*No de projet BPR : 64247E162 (60ET)*



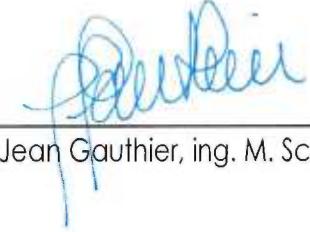
**RÉGIE INTERMUNICIPALE DU PARC RÉGIONAL MASSAWIPPI*****Barrage de la rivière Massawippi (X0007340)******Plan de gestion des eaux retenues*****No de projet BPR : 64247E162 (60ET)**

BPR  
2835, rue Hertel  
Sherbrooke (Québec) J1L 1Y3  
☎ 819 562-7266  
✉ 819 562-7210

Réalisé par :

  
Louis Caron, B. Ing.

Vérifié par :

  
Simon Nolin, ing. jr, M. Sc.  
Jean Gauthier, ing. M. Sc. Eau

Mars 2009  
Révision # 01

## TABLE DES MATIÈRES

	Page
<b>1.0 RÉSEAU HYDROGRAPHIQUE .....</b>	<b>1</b>
1.1 DESCRIPTION .....	3
1.1.1 <i>Section amont du barrage.....</i>	3
1.1.2 <i>Section aval du barrage.....</i>	3
1.2 HYDROLOGIE ET HYDRAULIQUE .....	4
1.2.1 <i>Hydrologie.....</i>	4
1.2.2 <i>Capacité d'évacuation.....</i>	7
<b>2.0 CONTRAINTES D'EXPLOITATION.....</b>	<b>9</b>
2.1 EN AMONT DU BARRAGE.....	9
2.2 EN AVAL DU BARRAGE.....	9
<b>3.0 NIVEAU MAXIMAL D'EXPLOITATION.....</b>	<b>10</b>
<b>4.0 CRUE DE SÉCURITÉ.....</b>	<b>13</b>
<b>5.0 DÉBORDEMENT DU RÉSERVOIR ET SEUIL D'INONDATION .....</b>	<b>14</b>
<b>6.0 GESTION DES EAUX.....</b>	<b>17</b>
6.1 GESTION DES NIVEAUX D'EAU .....	17
6.2 SUIVI RÉGULIER .....	18
<b>7.0 STRATÉGIE DE COMMUNICATION .....</b>	<b>19</b>

## LISTE DES FIGURES

Figure 1. Carte topographique du Lac Massawippi et du Village de North Hatley.....	2
Figure 2. Caractéristiques de la vanne d'évacuation au barrage de North Hatley.....	7
Figure 3 : Courbe d'évacuation du barrage Massawippi – nouvelle vanne d'évacuation.....	8
Figure 4. Élévation du niveau d'eau en période de crue centenaire.....	10
Figure 5 : Mise en plan des sections 162, 152 et 22 .....	12
Figure 6 : Zones inondables pour une crue centenaire (169,4 m <sup>3</sup> /s). ....	15

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1. Liste des ponts.....	4
Tableau 2. Crues maximales instantanées pour le barrage Saint-François.....	5
Tableau 3. Crues maximales instantanées pour le barrage Saint-François.....	6

## RÉFÉRENCES

Référence 1 : Règlement sur la sécurité des barrages (c. S-3.1.01, r. 1), Gouvernement du Québec.

Référence 2 : Répertoire des barrages – Fiche X0007340. Centre d'expertise hydrique du Québec, Ministère du développement durable, de l'environnement et des Parcs.

Référence 3 : White, Frank. 2003. *Fluid Mechanics, 5th Edition*. McGraw Hill. 866 p.

Référence 4: Étude de faisabilité – Réfection du barrage de North Hatley (1999), Gestion Conseils S.C.P.

## 1.0 RÉSEAU HYDROGRAPHIQUE

Le barrage de la rivière Massawippi est situé sur la rivière Massawippi en plein cœur du village de North Hatley. Le barrage appartient à la Régie intermunicipale du Parc régional Massawippi regroupant les municipalités de Sainte-Catherine-de-Hatley, du Canton de Hatley, de Hatley, du Village d'Ayer's Cliff et du Village de North Hatley. Le barrage Massawippi sert principalement à la régulation de la rivière Massawippi et permet aux résidents de ces municipalités l'accès à un plan d'eau à l'amont du barrage.

La rivière Massawippi prend sa source du lac Massawippi, à North Hatley, et se jette dans la rivière St-François à la hauteur de Lennoxville pour une dénivellation totale d'environ 25 mètres. Elle récolte les eaux de deux affluents en cours de route. Celles de la rivière Coaticook à la hauteur de Capelton et celles de la rivière Moe's juste en amont de Lennoxville. À partir du barrage, la rivière Massawippi a la particularité d'être longée, en rive gauche et sur toute sa longueur, par une ancienne voie ferrée devenue piste cyclable. La rivière Massawippi est d'une longueur d'environ 18,5 km à partir du lac Massawippi jusqu'à la rivière Saint-François. Le barrage retient les eaux du lac Massawippi et gère un bassin versant d'une superficie de 610 km<sup>2</sup> selon la fiche technique du Centre d'Expertise Hydrique du Québec (CEHQ) (réf. 2). À 1,3 km en amont du barrage, au droit du pont de la rue Main, le lac Massawippi se resserre comme le montre la figure 1.

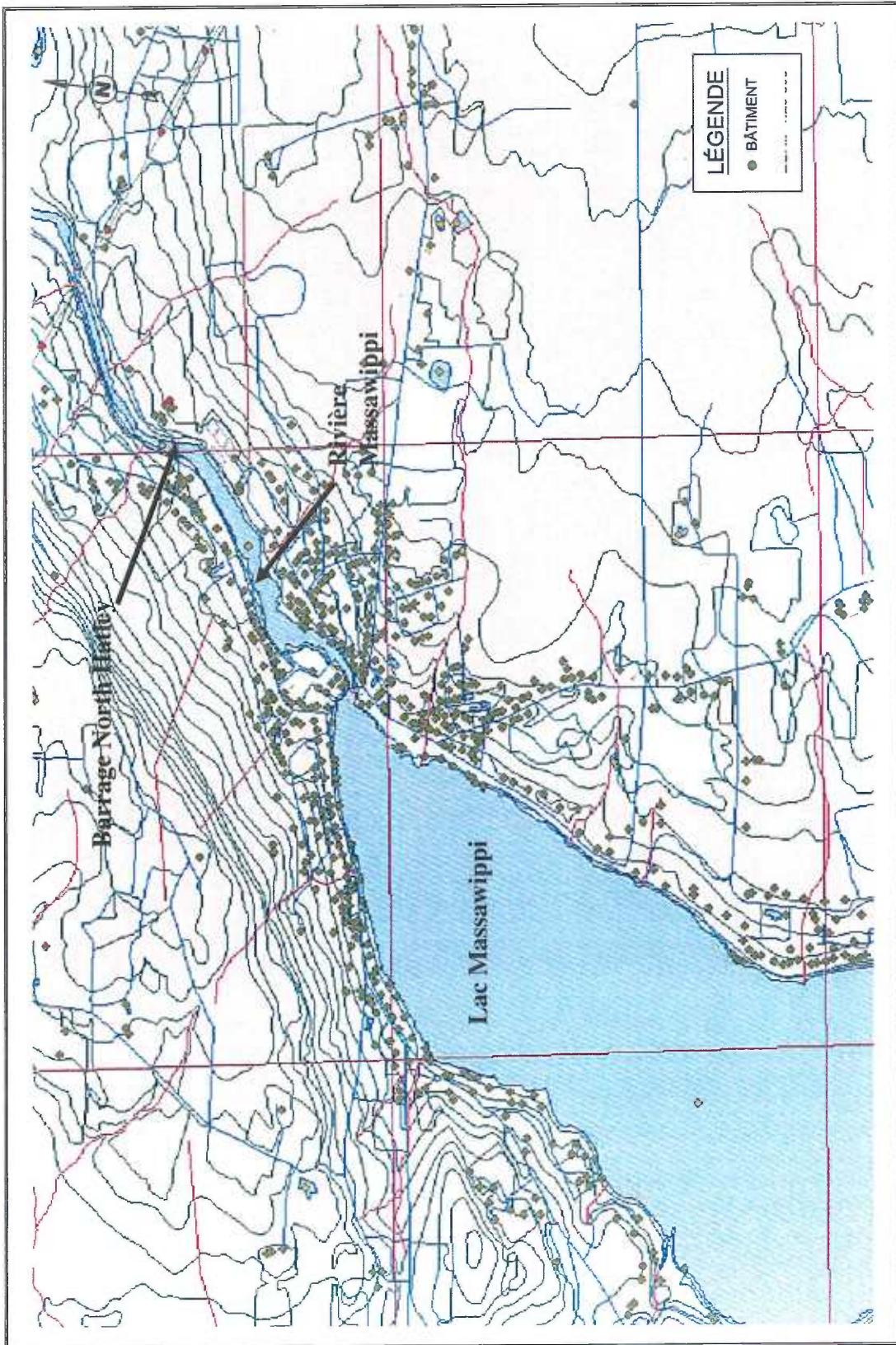


Figure 1. Carte topographique du Lac Massawippi et du Village de North Hatley.

Barrage de la rivière Massawippi  
Plan de gestion des eaux retenues

## 1.1 Description

### 1.1.1 Section amont du barrage

Aucun ouvrage de régulation n'est présent en amont du barrage. Deux (2) ponts sont situés à l'amont du barrage, soit celui de la rue Main, et celui de la rue Vaughan à 20 mètres en amont du barrage. Les principales infrastructures de North Hatley sont situées à environ 1,2 kilomètre à l'amont du barrage (Fig. 1). Il s'agit notamment de restaurants, hôtels, marina et commerces. Des résidences secondaires sont présentes à environ 100 mètres en amont du barrage. La population locale bordant le lac possède des prises d'eau privées, mais leurs emplacements sont inconnus.

### 1.1.2 Section aval du barrage

La rivière Massawippi rejoint, à environ 17,2 km en aval du barrage de North Hatley, la rivière Saint-François pour une dénivellation totale de 25 m. La ville de Lennoxville est la prochaine municipalité à être rencontrée et est située à environ 17 km en aval du barrage de North Hatley. Une dizaine de résidences principales sont situées à environ 200 m en aval du barrage de North Hatley et sont protégées par un talus d'environ 15 mètres de hauteur en référence avec le niveau d'eau moyen de la rivière (voir figure 1). Une piste cyclable faisant partie du réseau québécois « La Route Verte » longe également la rive gauche de la rivière Massawippi à partir du barrage jusqu'au Centre-Ville de Sherbrooke. Aucun ouvrage de régulation n'est présent en aval du barrage de North Hatley sur la rivière Massawippi.

Le tableau 1 présente la liste des ponts situés entre le barrage de North Hatley et l'embouchure de la rivière Saint-François. Les chaînages sont calculés depuis le pont de la rue Vaughan (chaînage 0 km).

Tableau 1 : Liste des ponts

Ponts	Municipalités	Chaînage
Rue Vaughan	North Hatley	0 km
Barrage North Hatley	North Hatley	0,02 km
Route 108 (Ch. Capelton)	Waterville	9,2 km
Chemin Fuller	Waterville	11,1 km
Chemin McDonald	Waterville	12,7 km
Route 108 / 143	Waterville	14,9 km
Rue Massawippi	Sherbrooke	15,9 km
Route 108 (Rue College)	Sherbrooke	16,9 km

## 1.2 Hydrologie et hydraulique

### 1.2.1 Hydrologie

L'apport en eau au barrage Massawippi est principalement régit par la pluviométrie sur son bassin versant. Le barrage Massawippi joue un rôle primaire de contrôle du niveau du lac Massawippi. La station no. 030220, localisée sur la rivière Massawippi en amont du barrage, a été utilisée pour les fins de calculs statistiques sur les valeurs extrêmes de crues. Au droit de la station, le régime d'écoulement est régularisé (par la présence du barrage) et la superficie du bassin versant est de  $610 \text{ km}^2$ . Vingt-huit (28) années de données (1968 à 1995 inclusivement) sont disponibles à la station no. 030220.

Les débits enregistrés à la station no. 030220 représentent l'historique des conditions hydrologiques au droit du barrage. Pendant la période entre 1968 et 1995, le débit module de la rivière Massawippi était de  $10 \text{ m}^3/\text{s}$  et la crue maximale enregistrée a été de  $135 \text{ m}^3/\text{s}$  en mars 1994. Un facteur de crue instantanée de 1,15 a été appliqué aux données maximales journalières afin d'estimer le débit maximum instantané lors de chacune des crues. Ce facteur a été majoré afin de prendre en compte l'influence des changements climatiques qui ont pour effet d'augmenter la valeur des débits

maximum de crue. La valeur initiale évaluée par Gestion Conseil S.C.P. (réf. 4) était de 1,04.

Les tableaux 1 et 2 présentent les résultats de l'étude statistique pour les crues instantanées maximales annuelles (réf. 4).

**Tableau 2**  
**HYFRAN - Distribution Loi de Gumbel**  
**Crues maximales journalières au barrage de North Hatley avec un facteur de 1,04**

Probabilité de dépassement	Récurrence	Débit (m <sup>3</sup> /s)
0,010	100 ans	147.3
0,020	50 ans	134.3
0,050	20 ans	116,9
0,100	10 ans	103.5
0,500	2 ans	68.4
0,999	1 an	23.4

**Tableau 3**  
**HYFRAN - Distribution Loi de Gumbel**  
**Crues maximales instantanées au barrage de North Hatley avec un facteur de 1,15**

Probabilité de dépassement	Référence	Débit (m <sup>3</sup> /s)
0,010	*100 ans	169,4
0,020	50 ans	154,4
0,050	20 ans	134,4
0,100	10 ans	119,0
0,500	2 ans	78,7
0,999	1 an	26,9

\* Crue de sécurité pour le barrage de North Hatley selon le Règlement sur la sécurité des barrages (L.R.Q., c. S-3.1.01, R.1, a. 21) et le niveau de conséquence établi par le Centre d'Expertise hydrique du Québec.

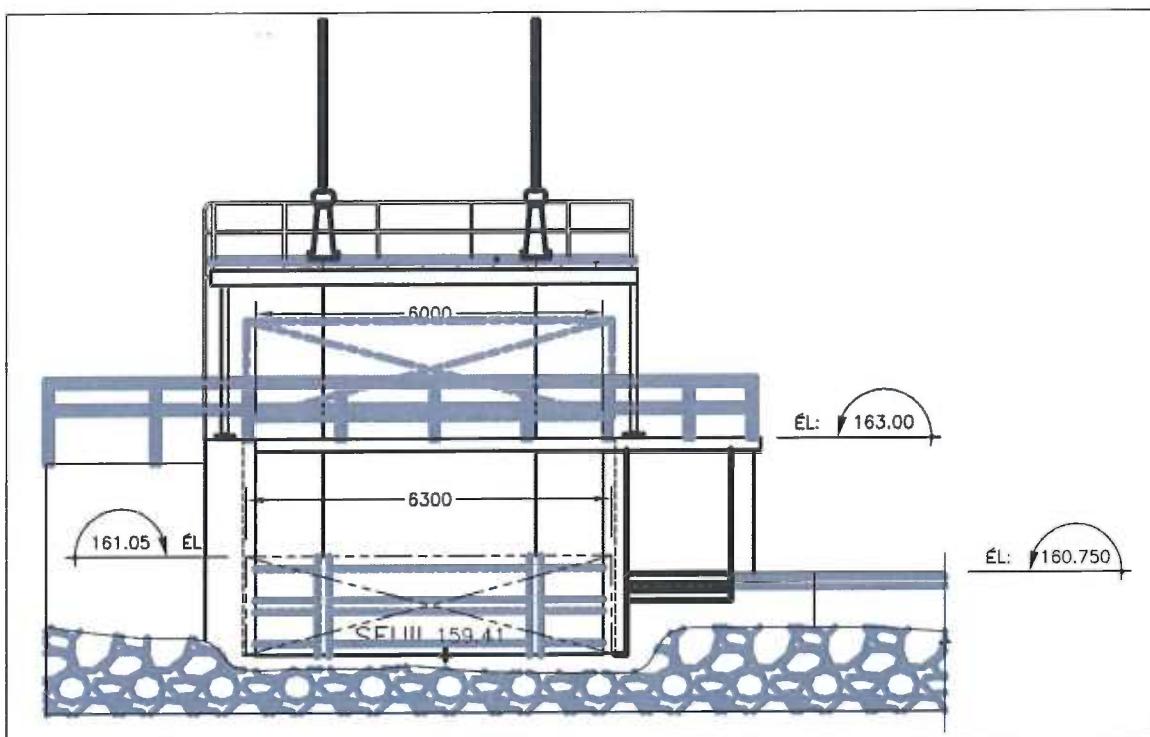
Considérant que le niveau de conséquences est qualifié de « Faible »<sup>1</sup>, le débit de la crue de sécurité est de 169,4 m<sup>3</sup>/s, soit celui correspondant à une crue centenaire. Aucune courbe d'emmagasinement pour le réservoir amont n'est disponible. Une courbe de tarage a été développée en utilisant les niveaux d'eau simulés dans le modèle numérique décrit dans l'étude de S.C.P. (réf. 4).

---

<sup>1</sup> selon la fiche technique du CEHQ et la révision par BPR-Énergie dans le cadre du présent mandat

### 1.2.2 Capacité d'évacuation

Cette section présente la capacité d'évacuation du barrage Massawippi en considérant la présence de la nouvelle vanne de type guillotine qui sera installée au cours de l'été 2009.. Cette vanne sera située dans un pertuis de 6,30 m de large et de 2,79 m de haut. La figure 2 montre les caractéristiques de la nouvelle vanne d'évacuation.



**Figure 2. Caractéristiques de la vanne d'évacuation qui sera installée au barrage Massawippi à l'été 2009.**

La courbe d'évacuation du barrage réhabilité est présentée ci-dessous. La courbe a été générée en considérant la pleine ouverture de la vanne d'évacuation du barrage. Le déversoir à crête libre, dont l'élévation est de 160,75 m, est sollicité une fois que la capacité maximale d'évacuation de la vanne est atteinte ( $\approx 20 \text{ m}^3/\text{s}$ ).

### Courbe d'évacuation - barrage Massawippi réhabilité

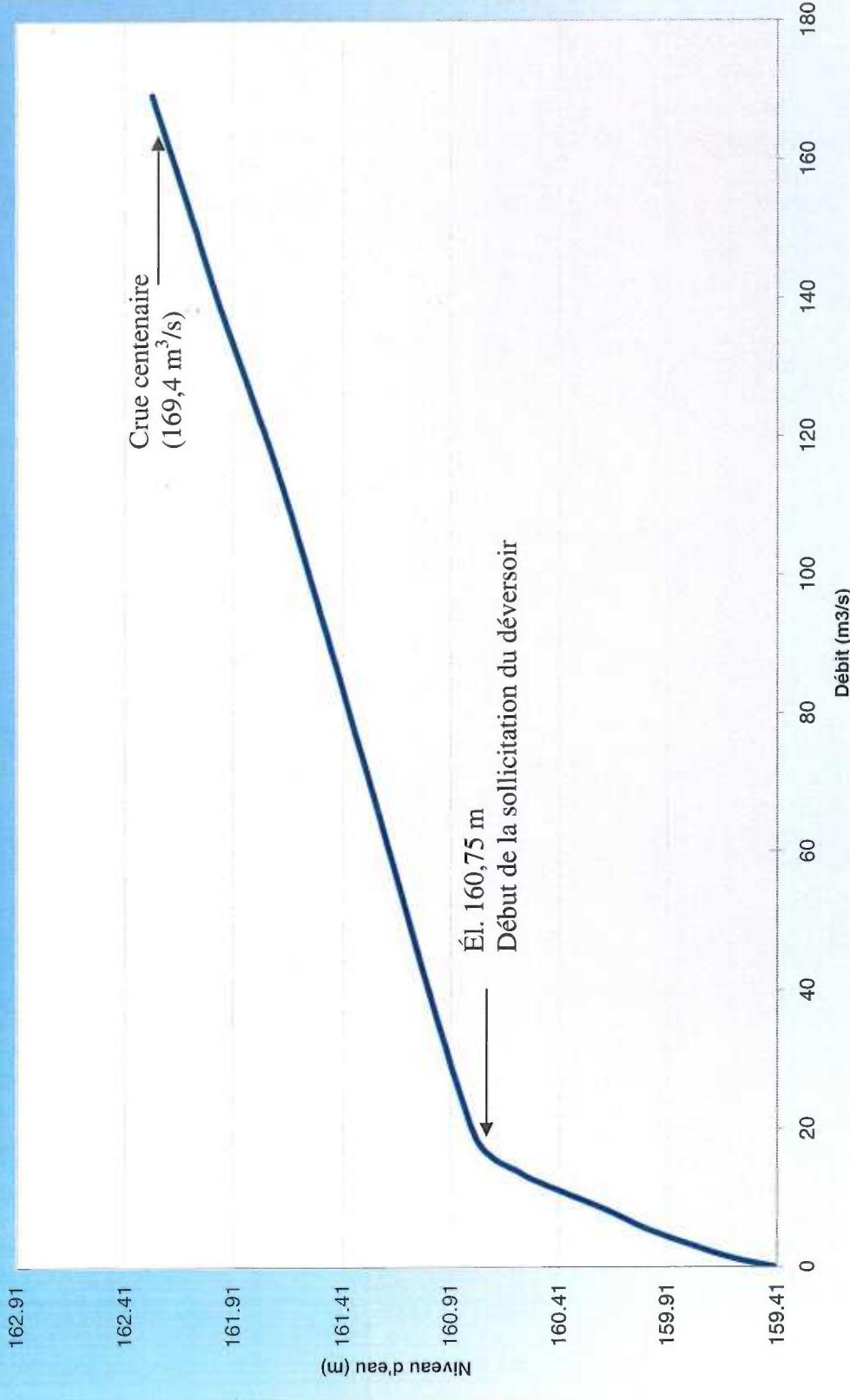


Figure 3 : Courbe d'évacuation du barrage Massawippi – nouvelle vanne d'évacuation

## **2.0 CONTRAINTES D'EXPLOITATION**

### **2.1 En amont du barrage**

Voici les principaux éléments qui sont directement influencés par les fluctuations du niveau d'eau du lac Massawippi :

- 1) propriétés riveraines : inondations, érosion, protection des aménagements, stabilisation des berges, etc;
- 2) activités nautiques : utilisation des différentes embarcations (canot, chaloupe, voilier, bateaux à moteur), plage, baignade, etc;
- 3) utilisation des aménagements : accès au quai, prises d'eau, amarrage, entretien et réparations, etc;
- 4) écologie : protection de la faune et de la flore, la productivité des frayères, protection des zones humides et des marais, la qualité de l'eau, la prolifération des plantes aquatiques.

La variation du niveau d'eau à la hausse ou à la baisse entraîne donc des impacts tant positifs que négatifs selon les différents cas. À noter que les niveaux du lac et de la rivière Massawippi sont directement reliés à la gestion du barrage de North Hatley.

### **2.2 En aval du barrage**

Le débit de la rivière Massawippi en aval du barrage de North Hatley correspond au débit amont. Le barrage étant un barrage à crête déversoir, il ne possède qu'une infime capacité de rétention des eaux. Ceci implique que le niveau aval de la rivière fluctue selon la variation naturelle du débit. Des talus d'environ trois à quatre mètres de hauteur sont présents en rive gauche du barrage. Aucune contrainte d'exploitation n'est présente du côté aval du barrage.

### 3.0 NIVEAU MAXIMAL D'EXPLOITATION

Le mur de fermeture présent en rive droite est à l'élévation 162,61 m. Le mur de fermeture présent en rive gauche côté amont du barrage est à la cote 162,59 m. La crue de sécurité imposée au barrage ( $169,4 \text{ m}^3/\text{s}$ ) rehausse le niveau d'eau au barrage jusqu'à la cote 162,28 m. Le stationnement en rive gauche est à une élévation moyenne de 162,75 m. En période de crue, l'eau est donc restreinte par la butée en rive gauche et le muret en rive droite. Tout niveau d'eau supérieur aux cotes des murs de fermeture engendrera un débordement tant en rive gauche qu'en rive droite. La figure 4 illustre les différentes élévations énumérées ci-haut.

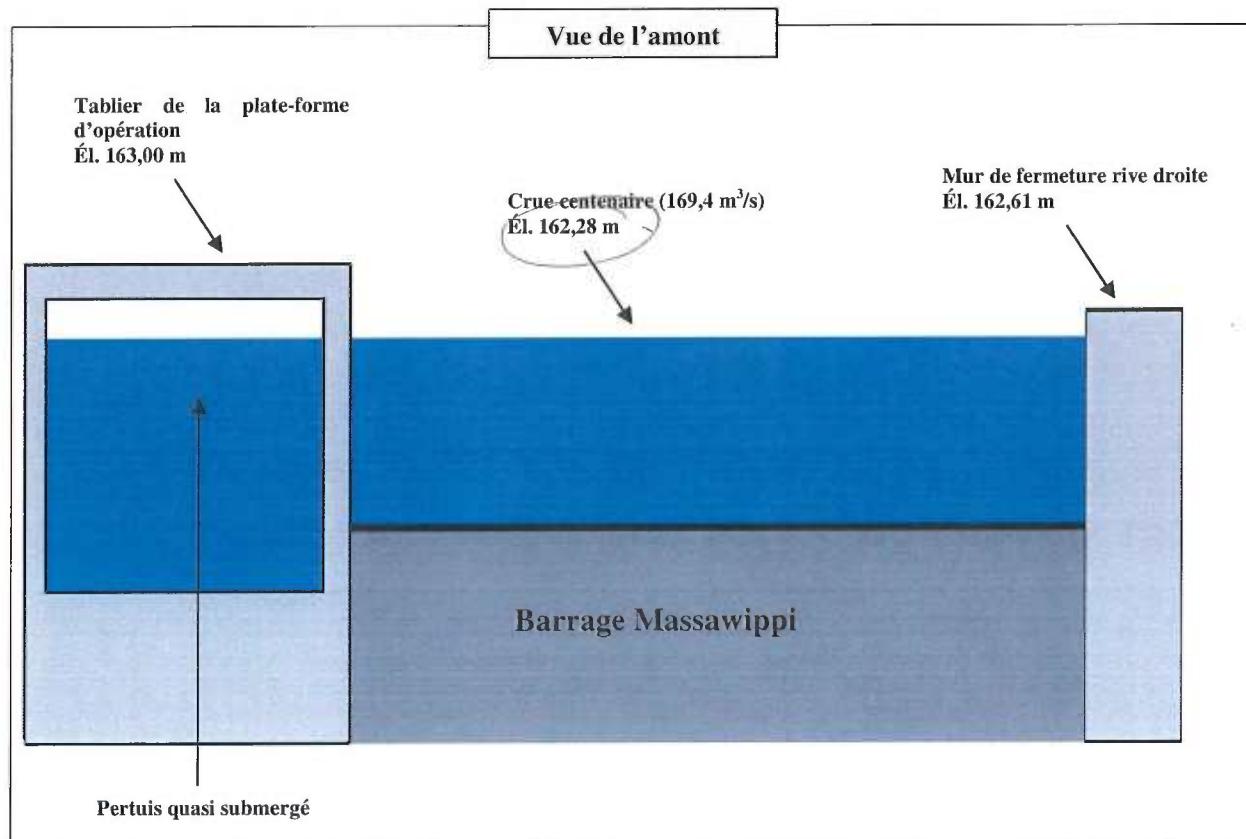


Figure 4. Élévation du niveau d'eau en période de crue centenaire.

Les sections transversales au droit desquelles sont situées les structures à l'amont du barrage (i.e., ponts et barrage) sont présentées ci-dessous. Un plan de localisation de ces sections est présenté à la page suivante :

- la section 162 : ancien pont de chemin de fer qui est maintenant transformé en passerelle avec un gazebo accessible seulement par la rive ouest.
- la section 152 : pont au village de North Hatley.
- la section 22 : pont à la sortie du village juste en amont du barrage.

Le tableau suivant démontre le niveau d'eau amont de chacune des structures énumérées ci-haut, en période de débit normal et en temps de crue centenaire. Le dégagement entre le niveau d'eau et le dessous de chaque structure (tablier ou poutres → point le plus bas considéré) en période de crue est également montré :

Sections	Niveau d'eau en période normale (m)	Niveau d'eau en période de crue centenaire de 169,4 m <sup>3</sup> /s (m)	$\Delta H_{H20}$ (m)	Dégagement entre niveau d'eau normale et le dessous de chaque structure (m)	Submergeance des ponts, crue centenaire (m)
162	160,6	162,88	2,28	1,462	0,818
152	160,6	162,78	2,18	1,759	0,421
22	160,6	162,28	1,68	1,325	0,355

En période de crue, tous les ponts mentionnés ci-haut sont submergés par la crue. Le barrage Massawippi est de type « *déversoir à crête libre* », ce qui implique l'impossibilité de faire une gestion du niveau des eaux à l'exception de la vanne d'évacuation qui a une capacité maximale d'évacuation d'environ 20 m<sup>3</sup>/s. Le barrage est donc totalement soumis aux variations naturelles du débit de la rivière Massawippi.

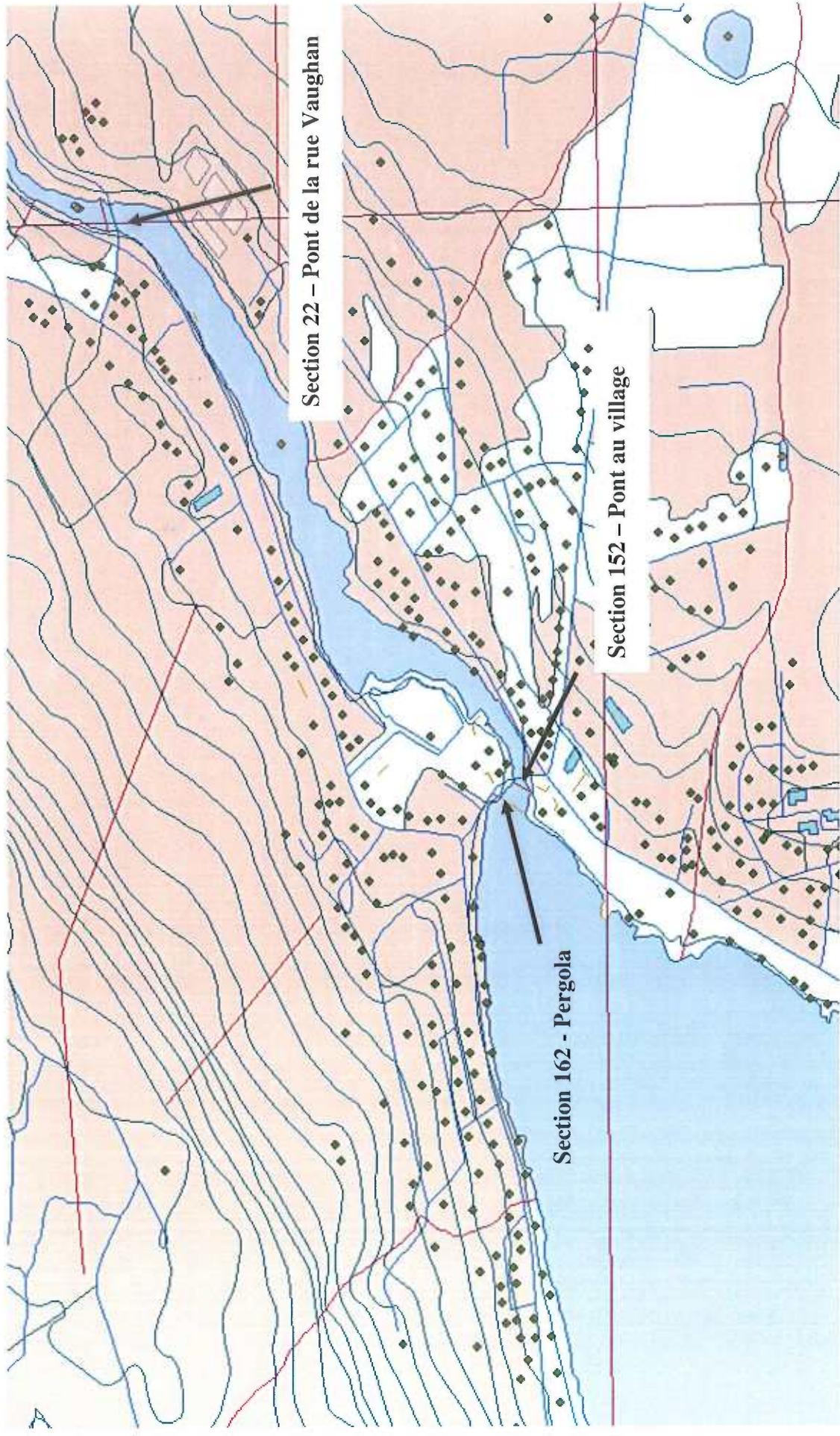


Figure 5 : Mise en plan des sections 162, 152 et 22

## **4.0 CRUE DE SÉCURITÉ**

Selon l'article 21 du règlement sur la sécurité des barrages, la crue de sécurité dépend du niveau de conséquence du barrage. Ainsi, en vertu du niveau de conséquence évalué à « Faible » par le MDDEP et révisé par BPR-Énergie dans le volet « Évaluation de la sécurité » du présent mandat, la crue de sécurité du barrage est établie à la crue centenaire (1 :100). Le débit correspondant à cette crue est de 169,4 m<sup>3</sup>/s.

## **5.0 DÉBORDEMENT DU RÉSERVOIR ET SEUIL D'INONDATION**

En période de crue centenaire, plusieurs établissements situés à l'amont du barrage sont inondés. Une carte des zones inondables en temps de crue centenaire (débit = 169,4 m<sup>3</sup>/s) est présentée à la page suivante (Fig. 6). La zone inondable est déterminée par les lignes orange de part et d'autre de la rivière et du lac Massawippi. La zone inondée est située à l'intérieur de ces lignes.

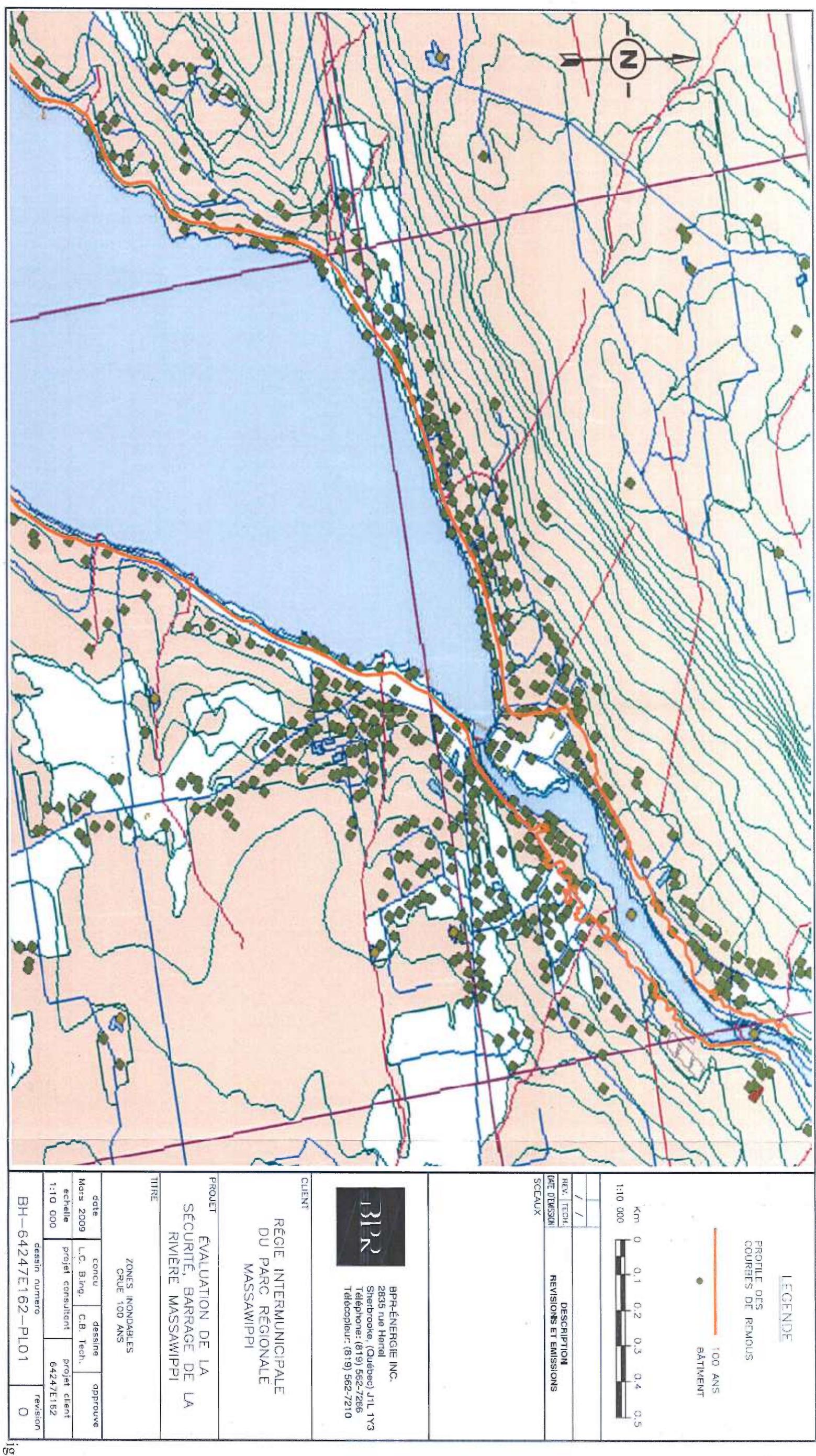


Figure 6 : Zones inondables pour une crue centenaire (169,4 m<sup>3</sup>/s).

Ce profil d'inondation a été généré à partir des coupes de rivière qui ont été relevées pour l'étude de S.C.P. (réf. 4).

En période de crue centenaire, le niveau d'eau au droit du pont de la rue Main est à l'élévation 162,9 m et diminue pour rejoindre le barrage où l'élévation du niveau d'eau atteint 162,28 m pour cette même crue. L'impact de ces inondations est beaucoup plus important en amont du barrage étant donné le nombre élevé d'établissement qui ont leurs fondations à une élévation de 162,5 m ou moins. L'impact du côté aval est presque négligeable car, comme on peut le voir à la figure 1, aucune résidence principale ou secondaire jonchant la rivière Massawippi n'est présente à l'aval du barrage.

## **6.0 GESTION DES EAUX**

### **6.1 Gestión des niveaux d'eau**

La fluctuation saisonnière des eaux du lac Massawippi a fait l'objet de plusieurs débats depuis la reconstruction du barrage en 1964. Selon une lettre datée du 27 juillet 1975, le Ministère des Richesses Naturelles (Annexe A-1) recommande :

- a)** de maintenir, en hiver, le niveau du lac le plus près possible de la cote 160,3 m, soit 0,45 m sous le niveau de la crête du déversoir;
- b)** d'ouvrir les vannes au début du mois de mars.

Une simple gestion du niveau d'eau est possible au barrage grâce aux deux vannes d'évacuation présentes et ce, pour de faible débit seulement. En période de crue, la fluctuation du niveau d'eau est fonction du régime d'écoulement naturel de la rivière Massawippi. Le niveau moyen actuel est établi à 160,6 m, niveau correspondant au module de la rivière entre les années 1968 et 1995 soit de  $10 \text{ m}^3/\text{s}$ . Le ministère a établi le seuil critique au niveau 159,4 m. À la lecture du rapport du Ministère qui accompagnait la lettre précitée, nous constatons que les préoccupations des dommages liés à la fluctuation du niveau des eaux sont dirigées vers les propriétés et équipements des riverains. Nous ne pouvons valider les limites tolérables pour la baisse du niveau d'eau car nous ne possédons pas d'informations précises quant à la localisation des prises d'eau. Les sports nautiques tels que la nage et le canotage sont également affectés par un niveau d'eau trop bas du lac Massawippi.

À l'opposé, en période de crue, un niveau d'eau trop haut du lac Massawippi peut causer des dommages aux quais et aux maisons pour bateaux situés sur le lac. Les infrastructures situées à l'exutoire du lac Massawippi sont également sujettes aux inondations lors des crues printanières. Le débordement des fosses septiques est un autre problème rencontré par la population en période de crue sévère. Le maintien d'un niveau d'eau minimal au printemps a un effet bénéfique sur l'évasion des berges par l'action des glaces.

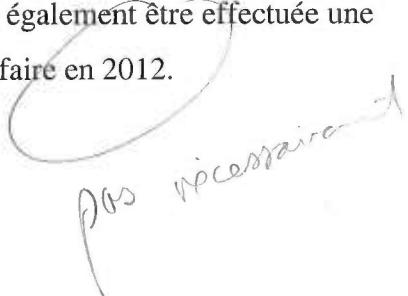
Le pont de la rue Vaughan (section 22) offre un dégagement de 1,325 m en période normale d'exploitation lorsque le niveau d'eau au barrage est de 160,6 m. En période de crue centenaire (169,4 m<sup>3</sup>/s), le rehaussement du niveau d'eau amont atteint 1,53 m par rapport à l'élévation de la crête du barrage (160,75 m). Par conséquent, les poutres structurales du pont sont submergées. Cette submersion des poutres peut causer une restriction majeure à l'écoulement naturel de la rivière ce qui pourrait avoir comme effet de rehausser davantage le niveau du plan d'eau amont.

Une faible gestion des niveaux d'eau peut être envisagée avec des débits d'une récurrence de 1,5 ans ou moins à l'aide de la nouvelle vanne d'évacuation. Au-delà de ces débits, le barrage est considéré comme un ouvrage auto-régularisé et s'approche du laminage naturel que le lac aurait sans ouvrage de retenue.

## 6.2 Suivi régulier

Le 5 septembre 2007, une visite a été effectuée par BPR-Énergie au barrage Massawippi. Cette visite constitue une inspection statutaire. Les observations faites durant cette visite sont décrites dans la section « État et comportement du barrage » dans l'étude intitulée « Évaluation de la sécurité » produite par BPR-Énergie.

Étant donné que le barrage Massawippi est de classe « C » selon la fiche technique du MDDEP (réf. 2), révisé et validé par BPR-Énergie, le propriétaire doit respecter la fréquence des activités de surveillance sur une base annuelle, soit deux (2) inspections régulières et une (1) visite de reconnaissance selon le Règlement sur la sécurité des barrages (c. S-3.1.01, r. 1). Une inspection statutaire doit également être effectuée une fois au 5 ans. La prochaine inspection statutaire devra se faire en 2012.



## **7.0 STRATÉGIE DE COMMUNICATION**

Le barrage Massawippi n'a aucun dispositif de sécurité concret pouvant alerter les autorités en cas d'atteinte de niveaux élevés. Un travailleur municipal arpente le territoire de la municipalité de North Hatley durant la semaine. Il est donc susceptible de remarquer toute anomalie et de prendre les mesures nécessaires en temps et lieu. Ces mesures consistent principalement à aviser les autorités municipales responsables.

ANNEXE F

---

ÉTUDE GÉOTECHNIQUE PRODUITE PAR GÉOLOAB INC.

*GéoLab* inc.

**CARACTÉRISATION DU BÉTON  
ET DE LA FONDATION**

*AUSCULTATION DU BARRAGE MASSAWIPPI  
NORTH HATLEY (QUÉBEC)*

PRÉPARÉ POUR :

*MUNICIPALITÉ DU VILLAGE DE NORTH HATLEY*

DOSSIER : 07.12.209 G

FÉVRIER 2008

## **TABLE DES MATIÈRES**

<b>1.0 MANDAT .....</b>	<b>4</b>
<b>2.0 DESCRIPTION DU SITE ET DU PROJET .....</b>	<b>5</b>
<b>3.0 MÉTHODE DE RECONNAISSANCE .....</b>	<b>6</b>
<b>3.1 TRAVAUX EN CHANTIER .....</b>	<b>6</b>
<b>3.2 LOCALISATION ET NIVELLEMENT DES FORAGES .....</b>	<b>7</b>
<b>3.3 ESSAIS EN LABORATOIRE.....</b>	<b>7</b>
<b>4.0 RÉSULTATS DES TRAVAUX .....</b>	<b>9</b>
<b>4.1 BÉTON DU DÉVERSOIR.....</b>	<b>9</b>
<b>4.1.1 FORAGE F-2 .....</b>	<b>9</b>
<b>4.1.2 FORAGE F-3 .....</b>	<b>10</b>
<b>4.1.3 CAROTTAGE C-1 .....</b>	<b>11</b>
<b>4.2 SOLS DE FONDATIONS .....</b>	<b>11</b>
<b>4.2.1 MATÉRIAUX GRANULAIRES.....</b>	<b>11</b>
<b>4.2.1 SOLS NATURELS .....</b>	<b>12</b>
<b>4.3 EAUX SOUTERRAINES.....</b>	<b>13</b>
<b>4.4 ESTIMATION DES PARAMÈTRES GÉOTECHNIQUES .....</b>	<b>14</b>
<b>4.4.1 MATÉRIAU DE FONDATION GRANULAIRE .....</b>	<b>14</b>
<b>4.4.2 SOLS NATURELS .....</b>	<b>14</b>
<b>5.0 LIMITATIONS DE L'ÉTUDE.....</b>	<b>15</b>

## **LISTE DES TABLEAUX ET ANNEXES**

TABLEAU 1 :LISTE DES ESSAIS EN LABORATOIRE .....	8
TABLEAU 2 :RÉSULTATS DES ESSAIS EN COMPRESSION .....	11
TABLEAU 3 :RÉSULTATS DES PARAMÈTRES GÉOTECHNIQUES .....	14

ANNEXE I	PLAN RÉGIONAL DE LOCALISATION DU SITE CROQUIS DE LOCALISATION DES FORAGES
ANNEXE II	RAPPORTS DE FORAGES PLANCHES PHOTOGRAPHIQUES DES CAROTTES DE BÉTON
ANNEXE III	RÉSULTATS DES ANALYSES EN LABORATOIRE

## 1.0 MANDAT

Les services techniques et professionnels de la firme *GéoLab inc.* ont été retenus par la *Municipalité du Village de North Hatley*, afin d'effectuer la caractérisation du béton et de la fondation du *barrage Massawippi à North Hatley, province de Québec*.

L'étude avait pour but de déterminer certaines propriétés physiques et mécaniques du béton constituant le déversoir présent sur le site ainsi que de la fondation sous le barrage. Ces propriétés ont été déterminées afin de fournir les informations requises à la firme *BPR - Énergie*, mandatée par la *Municipalité du Village de North Hatley*, pour la réalisation d'une évaluation de la sécurité du barrage.

Vous trouverez dans les pages qui suivent, une brève description du site et du projet ainsi que toutes les informations relatives à la méthode de reconnaissance suivie sur le chantier.

## 2.0 DESCRIPTION DU SITE ET DU PROJET

Dans l'ensemble, le projet consiste en la détermination de certains paramètres physiques et mécaniques du béton et de la fondation à l'aide de forages et de différents essais réalisés en laboratoire.

Le site est localisé sur la *rivière Massawippi*, près de l'embouchure *au Nord-est du Lac Massawippi*, dans la *Municipalité du Village de North Hatley*. L'emplacement du site est montré sur le plan régional de localisation joint à l'annexe I.

Le barrage, positionné à près de 20 mètres en aval du pont du *chemin Vaughan*, est muni de 2 portes et d'un déversoir en béton. Selon le plan et la coupe d'origine du barrage, l'assise des fondations serait composée d'une couche de gravier suivie d'une couche de sable, totalisant 2' d'épaisseur, le tout reposant sur les sols naturels en place.

Les investigations ont eu lieu près du mur de la rive droite, soit à la crête et au pied aval du déversoir. Une vue en plan ainsi qu'une vue en coupe du déversoir sont montrées sur le plan de localisation des forages inclus à l'annexe I.

## 3.0 MÉTHODE DE RECONNAISSANCE

### 3.1 TRAVAUX EN CHANTIER

Les travaux d'investigation sur le terrain ont été réalisés au cours de la période comprise entre les 17 et 19 décembre 2007. Ils ont consisté en la réalisation de deux forages verticaux de profondeurs de 3,1 m et 2,5 m à travers le déversoir au pied aval et près du mur de rive droite. Un troisième forage a été effectué dans le massif de béton avec un angle de 45° dont la course a été réalisée sur 1,2 m. Finalement, un carottage a été effectué sur la crête du déversoir en bordure de la rive droite sur une profondeur de 0,6 m.

Les forages identifiés F-1 à F-3 ont été effectués à l'aide d'une foreuse de type longyear 24, montée sur patins en utilisant un tubage de calibre « NW » muni d'un sabot diamanté dont le diamètre intérieur est de 76 mm pour l'échantillonnage du béton. Une carotteuse électrique, munie d'un carottier à paroi mince dont le diamètre intérieur est de 100 mm, a été employée pour la récupération de la carotte de béton C-1 prélevée à la crête du déversoir. À l'endroit des forages F-1 et F-2, l'échantillonnage des sols a été effectué en continu au moyen de cuillères fendues de calibre « N » et « B ». Des essais de pénétration ont été réalisés en cours d'échantillonnage afin d'établir le profil stratigraphique et la compacité des sols en place.

Un piézomètre hydraulique de type Casagrande a été installé dans le trou du forage F-1 entre 1,5 m et 1,8 m de profondeur. Le piézomètre est enrobé d'un sable drainant, lequel est surmonté d'un bouchon scellant composé de bentonite (argile gonflante) jusqu'au niveau du massif de béton.

Une fois le carottage ou le forage complété, une inspection des parois de béton a été menée au moyen d'une tige métallique pointue. Cette opération vise à vérifier la présence de discontinuités dans l'élément de béton.

Tous les travaux de terrain ont été réalisés en présence d'un technicien expérimenté. Les renseignements recueillis sont présentés dans les rapports de forages inclus à l'annexe II. Le schéma d'installation du piézomètre est également illustré dans le rapport de forage F-1.

### **3.2 LOCALISATION ET NIVELLEMENT DES FORAGES**

L'emplacement des forages a été discuté conjointement avec un représentant de la firme *BPR-Énergie* et notre firme. Aucun niveling n'a été effectué à l'emplacement des forages. La localisation des forages est montrée sur un croquis joint à l'annexe I avec vues en coupe et en plan du secteur investigué.

### **3.3 ESSAIS EN LABORATOIRE**

Les échantillons de béton et de sols ont été décrits visuellement en chantier par le technicien affecté au projet. Par la suite, ils ont été acheminés à notre laboratoire à des fins de caractérisation et d'identification visuelle en vue de tracer les profils stratigraphiques ponctuels présentés dans les rapports de forages inclus à l'annexe II.

Pour les échantillons de béton, la description a été effectuée sur la base d'observations texturales compilées dans les planches photographiques incluses à l'annexe II.

Les échantillons de sols représentatifs de la fondation et des sols naturels en place, ont été soumis à des analyses en laboratoire afin d'en déterminer certaines propriétés physiques. La liste des essais réalisés sur les échantillons de sols et de béton est précisée au tableau I.

**TABLEAU 1 – LISTE DES ESSAIS EN LABORATOIRE**

<b>Quantité</b>	<b>Essais</b>	<b>Norme</b>
4	Analyses granulométriques par tamisage	LC 21-040
2	Teneurs en eau naturelle (w)	BNQ 2501-170
1	Analyses granulométriques par sédimentation, incluant le retenu 80 µm	BNQ 2501-025
4	Résistances en compression uniaxiale	CSA A23.2-9C

Tous les résultats des essais réalisés en laboratoire sont présentés aux annexes II et III.

Les échantillons de béton et de sols seront conservés dans nos laboratoires pour une période de six mois suivant la date d'échantillonnage. Après ce délai, ils seront jetés à moins d'avis contraire du client transmis par écrit.

## 4.0 RÉSULTATS DES TRAVAUX

Les renseignements recueillis à l'endroit des sondages ainsi que les résultats d'essais en laboratoire sont compilés dans les rapports de forages présentés à l'annexe II. Les sections suivantes décrivent les matériaux et les conditions d'eau rencontrés sur le terrain.

### 4.1 BÉTON DU DÉVERSOIR

Trois prélèvements de béton par carottage ou forage ont été réalisés à différents endroits dans la section du déversoir. Les localisations précises des prélèvements sont indiquées au plan de localisation des forages présenté à l'annexe I.

#### 4.1.1 Forage F-2

Lors de la réalisation des travaux en chantier, à l'endroit du forage F-1, une mauvaise récupération du béton est survenue, ce qui a nécessité la réalisation d'un deuxième forage (F-2) à 0,3 m de distance.

À l'emplacement du forage F-2, des sections de carotte de béton ont été récupérées sur une longueur totale de course de 0,7 m. Certaines fractures occasionnées par le carottage ont généré une perte de matériau. L'inspection des parois a permis de constater l'absence de discontinuités ouvertes dans l'élément de béton.

Le béton est constitué de granulats en bon état, soit de pierre concassée de diamètre compris entre 5 et 20 mm. Le béton est de bonne qualité et présente une porosité normale. Des résistances en compression ont été mesurées en laboratoire. Le premier échantillon soumis à l'essai de compression se situe dans

la partie supérieure au pied aval du barrage et atteint 31 MPa. Le deuxième échantillon se situe entre 0,5 m et 0,6 m de profondeur et a atteint 40 MPa. Aucune fissure n'a été aperçue lors de l'inspection visuelle de l'échantillon. La présence d'un liséré (auréole) sur le périmètre intérieur de certains granulats, s'apparentant à des réactions alcalis-granulats initiées, a été décelée. Néanmoins, aucune microfissuration associée n'a été observée.

Dans la partie supérieure de la carotte de béton, une barre d'armature lisse de 9 mm de diamètre est en bonne condition et aucune trace d'oxydation n'a été décelée au contact du béton.

#### 4.1.2 Forage F-3

L'opération de carottage du forage F-3 a été effectuée vers le cœur du barrage à un angle de 45° avec l'horizontale suivant des courses totalisant 1,2 m de longueur. Tel qu'observé au forage F-2, les carottes en F-3 présentent des fractures et des pertes de matériaux qui résultent de la manipulation lors du carottage. Une inspection des parois a également eu lieu dans le trou de forage et aucune discontinuité ouverte n'a été décelée.

Le béton est constitué de granulats en bon état, soit d'une pierre concassée de diamètre compris entre 5 et 20 mm. Le béton est de bonne qualité et présente une porosité normale. La résistance en compression sur un échantillon prélevé à mi-longueur du carottage atteint 28 MPa. Aucune fissure n'est signalée lors de l'inspection visuelle de l'échantillon et une très légère proportion de granulats présente un indice faible de réactions alcalis-granulats.

#### 4.1.3 Carottage C-1

Le carottage de l'échantillon de béton C-1 a eu lieu à la crête du barrage à 1,5 m du mur de la rive droite. Le carottage a été effectué à la verticale sur une profondeur de 0,6 m.

La composition du béton est similaire aux échantillons décrits précédemment. Le béton est de bonne qualité et présente une porosité normale. Une résistance en compression dans la partie supérieure de la crête a été mesurée en laboratoire et atteint 35 MPa. Aucune fissure ni réaction alcalis-granulats n'ont été décelées visuellement sur l'échantillon.

**Tableau 2 – Résultats des essais en compression**

Forage	Profondeur (m)	Localisation	Résistance en compression (MPa)
F-2	0,0 à 0,2	Pied aval du déversoir	31,1
	0,4 à 0,6	Pied aval du déversoir	40,1
F-3	0,9 à 1,2	Partie centrale du déversoir	27,9
C-4	Partie supérieure	Crête côté amont du déversoir	35,3

## 4.2 SOLS DE FONDATIONS

#### 4.2.1 Matériaux granulaires

Les forages F-1 et F-2 sont distancés de seulement 0,3 m au pied aval du déversoir. Le contact entre le béton du déversoir et la fondation granulaire sous-jacente est intercepté à 690 mm de profondeur. Aucun vide au niveau du contact béton/sol n'a été constaté. Le matériau d'assise est un remblai granulaire composé d'un sable graveleux gris avec des proportions de particules fines

( $\leq 80\mu\text{m}$ ) comprises entre 5 et 13%. Ce remblai est présent jusqu'à des profondeurs de l'ordre de 1,8 à 1,9 m, correspondant à une épaisseur totale de 1,1 à 1,2 m. La compacité du remblai est qualifiée de lâche avec des indices « N » généralement compris entre 6 et 9.

#### 4.2.1 Sols naturels

Sous le remblai granulaire, observé jusqu'à 1,9 m de profondeur, un dépôt naturel de silt gris avec un peu d'argile et des traces de sable et gravier est présent jusqu'en fin du forage arrêté à 3,1 m de profondeur. La compacité du dépôt naturel est qualifiée de compacte sur la base des valeurs de l'indice « N » oscillant entre 12 et 23.

#### 4.3 EAUX SOUTERRAINES

Le niveau piézométrique dans le forage F-1 n'a pu être relevé par suite d'un bris causé par les glaces qui s'est produit dans les jours qui ont suivi le forage. Néanmoins, il est probable que compte tenu de la nature perméable du remblai granulaire, le niveau piézométrique soit similaire à la tête d'eau présente en aval du barrage.

## 4.4 ESTIMATION DES PARAMÈTRES GÉOTECHNIQUES

### 4.4.1 Matériaux de fondation granulaire

En fonction de la granulométrie des matériaux récupérés au niveau de la fondation granulaire, ceux-ci s'apparentent à un matériau de classe SW-SM tel que défini dans la *Classification unifiée des sols (USCS)*. Le coefficient de perméabilité pour ce type de sol se situe normalement entre  $1 \times 10^{-3}$  et  $5 \times 10^{-3}$ . En considérant la compacité relative et la granulométrie du matériau, nous estimons que la valeur de l'indice « e » des vides est comprise entre 0,45 et 0,55 et que l'angle de frottement interne se situe entre  $31^\circ$  et  $33^\circ$ .

### 4.4.2 Sols naturels

En fonction de la granulométrie du sol naturel récupéré, celui-ci s'apparente à un matériau de classe ML-CL. Le coefficient de perméabilité pour ce type de sol est qualifié de faible et se situe entre  $5 \times 10^{-6}$  et  $5 \times 10^{-7}$ . En considérant la compacité relative de la granulométrie et la teneur en eau des sols naturels, la valeur de l'indice « e » des vides se situe entre 0,80 et 1,13 et l'angle de frottement interne est de l'ordre de  $29^\circ$  à  $31^\circ$ .

Le tableau 3 présente un résumé des paramètres géotechniques des sols en place.

Tableau 3 – Résultats des paramètres géotechniques

Matériaux	Classification des sols	Profondeur (m)	Coefficient de perméabilité (k) (cm/s)	Angle de frottement interne ( $\phi'$ )	Indice des vides (e)
Sable graveleux, traces à un peu de silt	SW-SM	0,7 à 1,9	Entre $1 \times 10^{-3}$ et $5 \times 10^{-3}$	$31^\circ$ - $33^\circ$	0,45 – 0,55
Silt, un peu d'argile, traces de sable et de gravier	ML - CL	1,9 à 2,7	Entre $5 \times 10^{-6}$ et $5 \times 10^{-7}$	$29^\circ$ - $31^\circ$	0,80
		2,7 à 3,1			1,13

## 5.0 LIMITATIONS DE L'ÉTUDE

Il est important de préciser que les sondages réalisés lors de cette campagne représentent des conditions ponctuelles des sols et que toute extrapolation des conditions du sous-sol au-delà des points de sondages doit être considérée avec réserve.

De plus, toutes variations des conditions de terrains rencontrées lors de futurs travaux de construction, et ayant des conséquences au point de vue géotechnique, devront nous être transmises, afin que des révisions, modifications ou confirmations des présentes conclusions soient émises.

Nous tenons également à insister sur le fait qu'un forage complémentaire est recommandé au centre de la rivière afin de valider les caractéristiques du béton et de la fondation granulaire en place. En effet, ceci permettrait de valider les paramètres mentionnés dans ce rapport sur l'ensemble de l'ouvrage.

Nous demeurons à votre entière disposition et n'hésitez pas à communiquer avec nous pour toute information sur le contenu du présent rapport.

Espérant ce dernier à votre entière satisfaction, nous vous prions de recevoir, Monsieur Castagner, nos salutations distinguées.

Valérie Lupien

Valérie Lupien, B. ing.

Chargée de projets



Luc Bertrand, ing.  
Directeur des projets en géotechnique

SP/LB/jb

⇒ Ce rapport contient un total de 31 pages incluant les annexes et ne peut être reproduit en partie ou en totalité sans le consentement de ses signataires.

## ANNEXE I

- PLAN RÉGIONAL DE LOCALISATION DU SITE
- CROQUIS DE LOCALISATION DES FORAGES

Légende

**Géolab inc.**

Nom de la firme  
4222, boulevard Bourque  
Sherbrooke (Québec) J1L 1W6  
Tél.: (819) 563-3372  
Fax.: (819) 563-3326

Titre : Plan de localisation  
régionale du site à l'étude

Projet : Auscultation Barrage  
North Hatley

Nom du client

**VILLAGE DE  
NORTH HATLEY**

Préparé par:  
Valérie Lupien, B. ing.

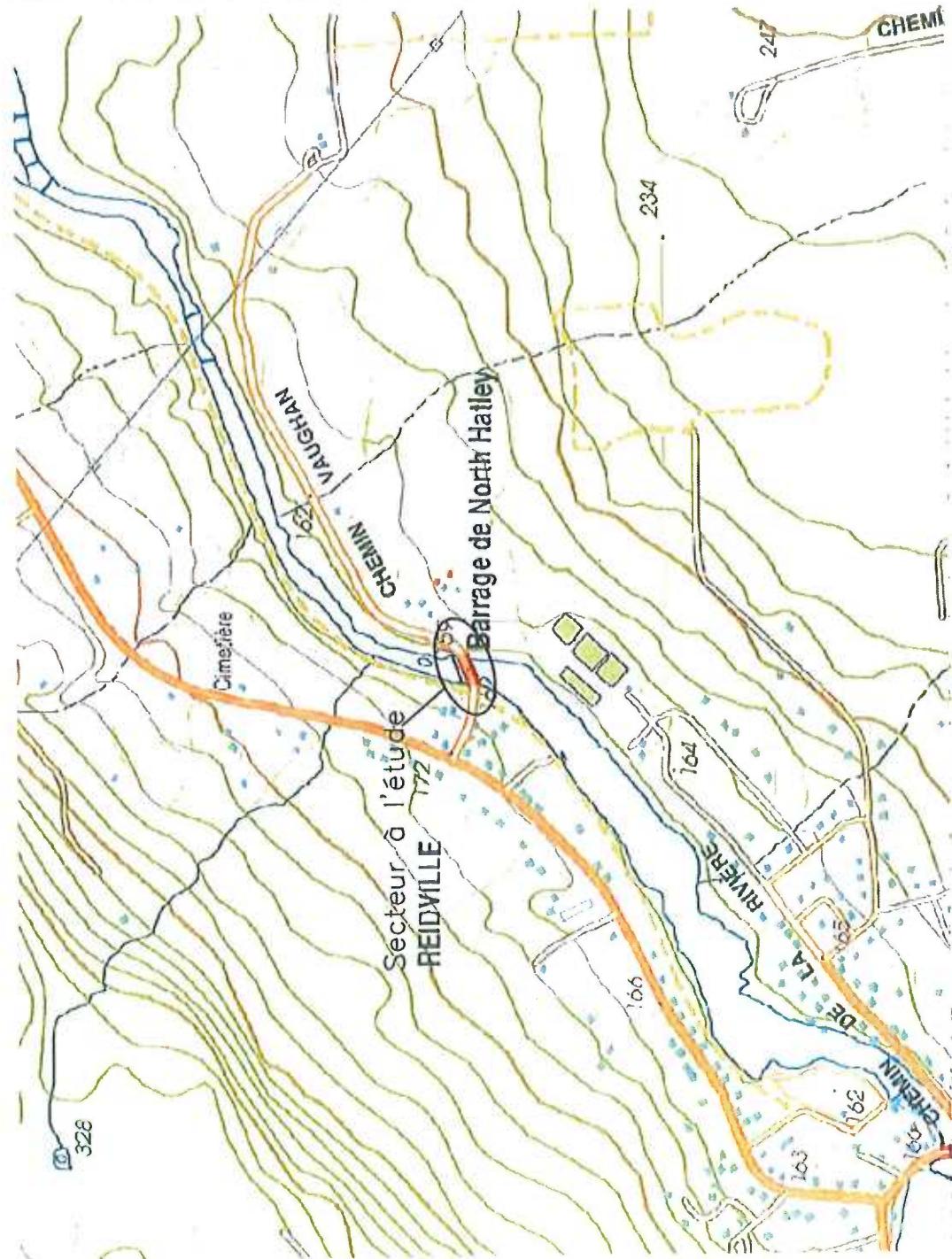
Approuvé par:  
Luc Bertrand, ing.

Dessiné par:  
Valérie Lupien, B. ing.

Dossier 07.12.209 G

Date 15/02/2008

Echelle aucune



Légende

F-1,2,3 Forages  
C-1 Carottage

N.B. Coupe inspirée du plan fourni par le consultant BPR - Énergie

Nom de la firme

GéoLab inc.

4222, boulevard Bourque  
Sherbrooke (Québec) J1L 1W0  
Tél.: (819) 563-3372  
Fax.: (819) 563-3356

LOCALISATION DES FORAGES

Projet :  
AUSCULTATION BARRAGE  
NORTH HATLEY

Nom du client:

VILLAGE DE  
NORTH HATLEY

Présenté par :	Docteur en géo. VALÉRIE LUPIEN, B. ING.	Docteur en géo. VALÉRIE LUPIEN, B. ING.
Verifié par :	LUC BERTRAND, ING.	LUC BERTRAND, ING.
Date :	07.12.2006	07.12.2006
Fouille :	1	1
Échelle :	1 : 40	1 : 40

A

C-1

SECTION  
DU DÉVERSOIR

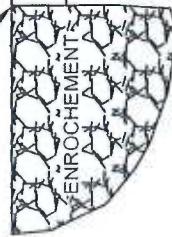
F-1  
F-2

3,55

1,57  
1,57  
1,57

A

JOINT



0.0 m

0.69 m

3,55m

Sable graveleux  
gris, traces à un  
peu de silt

1,83 m à 1,91 m

Silt gris, un peu  
d'argile, traces de  
sable et de gravier

2,72 m

Silt gris, un peu  
d'argile et de sable

3,12 m

VUE EN COUPE

CLIENT: Village de North Hatley

PROJET: Auscultation du barrage Massawippi

LIEU: Barrage Massawippi, North Hatley (Qc)

Carottier: N et B      Tubage: tarières évidées

Mouton: Poids: 63.5 kg      Chute: 0,76 m

Élévation T.N.: 521,0 m      Niveau d'eau:

(Date):

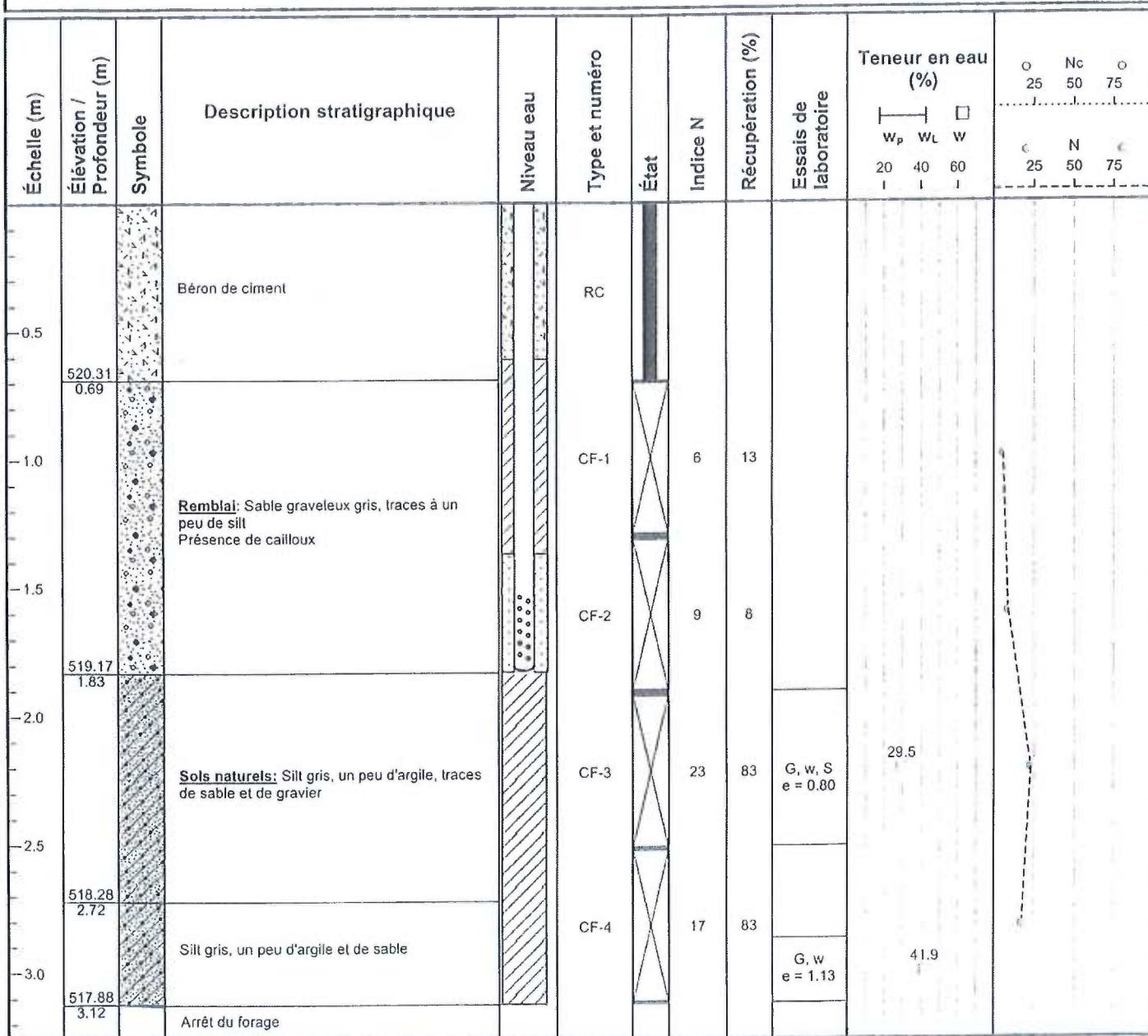
DOSSIER #: 07.12.209G

FORAGE #: F-1

DATE: 19/12/2007

OPÉRATEUR: Forage Comeau

RESPONSABLE: Michel Bégin



CF: Cuillère fendue

RC: Carotte de roc

TS: Tube Shelby

TA: Échantillon de tarière

WS: Échantillon de lavage

G: Analyse granulométrique

S: Sédimetométrie

w: Teneur en eau

Cu (kPa): Résistance au cisaillement du sol intact

Cu<sub>r</sub> (kPa): Résistance au cisaillement du sol remanié $\sigma'_p$ : Essai oedométrique

N: Essai de pénétration standard

N<sub>60</sub>: Essai de pénétration dynamique au cône $\sigma'_c$ : Essai de résistance en compression

RQD (%): Indice de qualité du roc

Échantillon remanié

Échantillon intact

Échantillon perdu

Carottage aux diamants

Forage à la tarière

CLIENT: Village de North Hatley

PROJET: Auscultation du barrage Massawippi

LIEU: Barrage Massawippi, North Hatley (Qc)

Carottier: N et B      Tubage: tarières évidées

Mouton: Poids: 63.5 kg      Chute: 0,76 m

Élévation T.N.: 521,0 m      Niveau d'eau:

DOSSIER #: 07.12.209G

FORAGE #: F-2

DATE: 19/12/2007

OPÉRATEUR: Forage Comeau

RESPONSABLE: Michel Bégin

(Date):

Échelle (m)	Élevation / Profondeur (m)	Symbole	Description stratigraphique	Niveau eau	Type et numéro	État	Indice N	Récupération (%)	Essais de laboratoire	Teneur en eau (%)				
										W <sub>p</sub>	W <sub>L</sub>	W		
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	25	50	75		
-0.5	520.31 0.69	Béton de ciment			RC-1	F	91	91	Rc: 31.1 MPa	J.....	J.....	J.....		
-1.0									Rc: 40.1 MPa	J.....	J.....	J.....		
-1.5									100	J.....	J.....	J.....		
-2.0		Remblai: Sable graveleux gris, traces à un peu de silt Présence de cailloux			CF-1	F	6	38	G e:0.45-0.55	J.....	J.....	J.....		
-2.5									G e:0.45-0.55	J.....	J.....	J.....		
-3.0									G e:0.45-0.55	J.....	J.....	J.....		
-	519.09 1.91	Sols naturels: Silt gris, un peu d'argile, traces de sable et de gravier			CF-2	F	28	25		J.....	J.....	J.....		
-										J.....	J.....	J.....		
-	518.49 2.51	Arrêt du forage			CF-3	F	14	50		J.....	J.....	J.....		
-										J.....	J.....	J.....		

CF: Cuillère fendue

RC: Carotte de roc

TS: Tube Shelby

TA: Échantillon de tarière

WS: Échantillon de lavage

G: Analyse granulométrique

S: Sédimetrométrie

w: Teneur en eau

Cu (kPa): Résistance au cisaillement du sol intact

Cu<sub>r</sub> (kPa): Résistance au cisaillement du sol remanié $\sigma'_p$ : Essai oedométrique

N: Essai de pénétration standard

N<sub>c</sub>: Essai de pénétration dynamique au cône $\sigma'_c$ : Essai de résistance en compression

RQD (%): Indice de qualité du roc

Échantillon remanié

Échantillon intact

Échantillon perdu

Carottage aux diamants

Forage à la tarière

# DESCRIPTION VISUELLE

## Carotte de béton

Client: Village de North Hatley

Échantillon no: F-2

Projet: Auscultation du barrage Massawippi

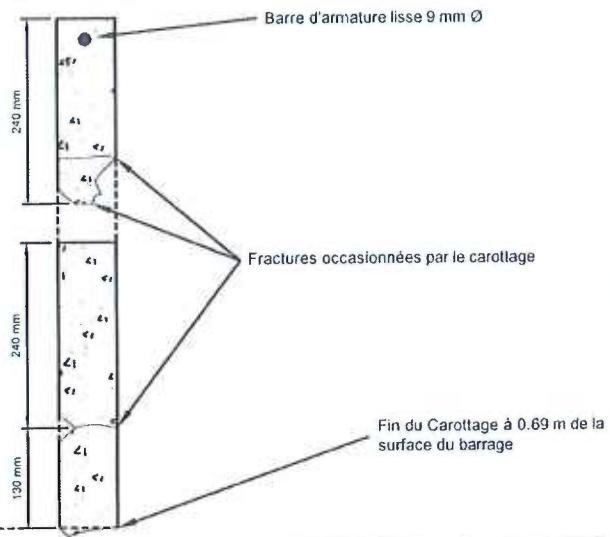
Localisation: voir plan de localisation

Structure: Barrage Massawippi, North Hatley (Qc)

Technicien: Michel Bégin

No projet: 07.12.209 G

Date: 19/12/2007

SCHÉMA $\varnothing \sim 75$  mmPLANCHE PHOTOGRAPHIQUEDESCRIPTION

Béton de ciment:

- Longueur carottée: 690 mm
- Granulats: Pierre concassée verte ( $\varnothing$ : 5 - 20 mm).
- Granulat en bon état.
- Fracturation: Aucune (fracture visible sur photographie causée lors du coring)
- Fissuration: Aucune
- Réaction alcalis-Granulas : proportion très légère
- Porosité: normale

Armature:

- Barre d'armature lisse de  $\varnothing$ : 9 mm; aucune corrosion visible

RÉSULTATS D'ESSAIS

Résistance en compression: Entre 0 mm et 200 mm de profondeur  
 $\sigma = 31.1$  MPa

Entre 460 et 610 mm de profondeur  
 $\sigma = 40.1$  MPa

# DESCRIPTION VISUELLE

## Carotte de béton

Client : Village de North Hatley

Échantillon no: F-3

Projet: Auscultation du barrage Massawippi

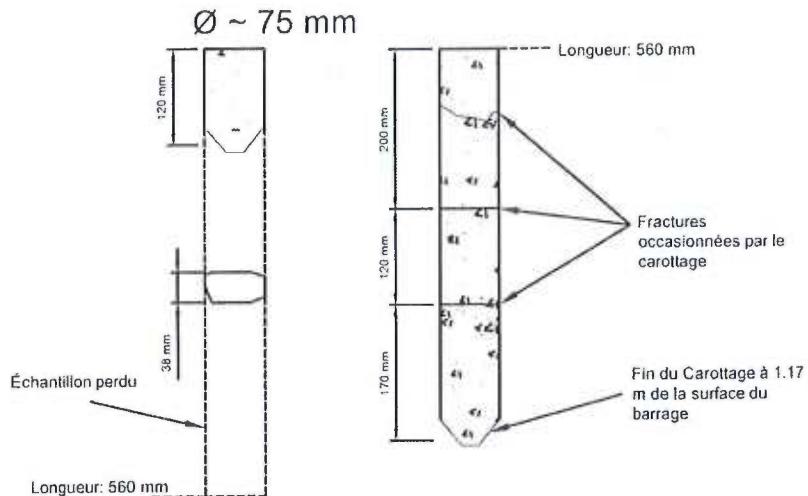
Localisation : voir plan de localisation

Structure: Barrage Massawippi, North Hatley (Qc)

Technicien: Michel Bégin

No projet : 07.12.209 G

Date: 19/12/2007

SCHÉMAPLANCHE PHOTOGRAPHIQUEDESCRIPTIONBéton de ciment:

- Longueur carottée: 1170 mm
- Granulats: Pierre concassée verte ( $\varnothing$ : 5 - 20 mm).  
Granulats en bon état.
- Fracturation: Aucune (fracture visible sur photographie causée lors du coring)
- Fissuration: Aucune
- Réaction alcalis-granulats: en proportion très légère
- Porosité: normale

Armature:

- Aucune barre interceptée

RÉSULTATS D'ESSAIS

Résistance en compression: Entre 910 mm et 1170 mm de longueur  
 $\sigma = 27.9 \text{ MPa}$

# DESCRIPTION VISUELLE

## Carotte de béton

Client : Village de North Hatley

Échantillon no: C-1

Projet : Auscultation du barrage Massawippi

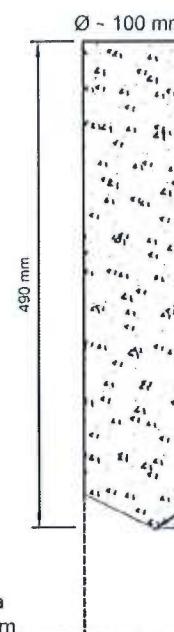
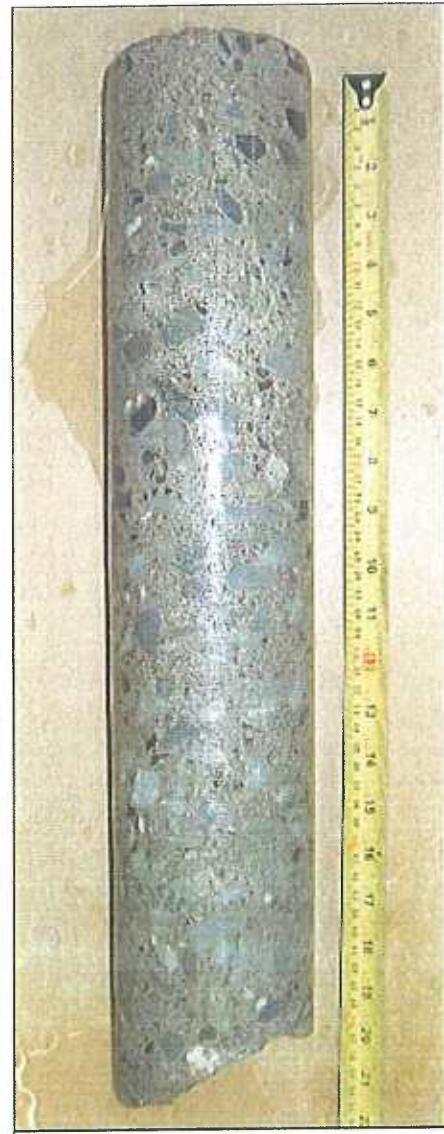
Localisation : voir plan de localisation

Structure : Barrage Massawippi, North Hatley (Qc)

Technicien: Michel Bégin

No projet : 07.12.209 G

Date: 19/12/2007

SCHÉMAPLANCHE PHOTOGRAPHIQUEDESCRIPTIONBéton de ciment:

- Longueur carottée: 490 mm
- Granulats: Pierre concassée verte ( $\varnothing$ : 5 - 20 mm).
- Granulats en bon état
- Fracturation: Aucune
- Fissuration: Aucune
- Réaction Alcalis-Granulats: Non observée
- Porosité: normale

RÉSULTATS D'ESSAISRésistance en compression: Partie supérieure côté amont, situé à la crête du déversoir

$$\sigma = 35.3 \text{ MPa}$$

## ANNEXE III

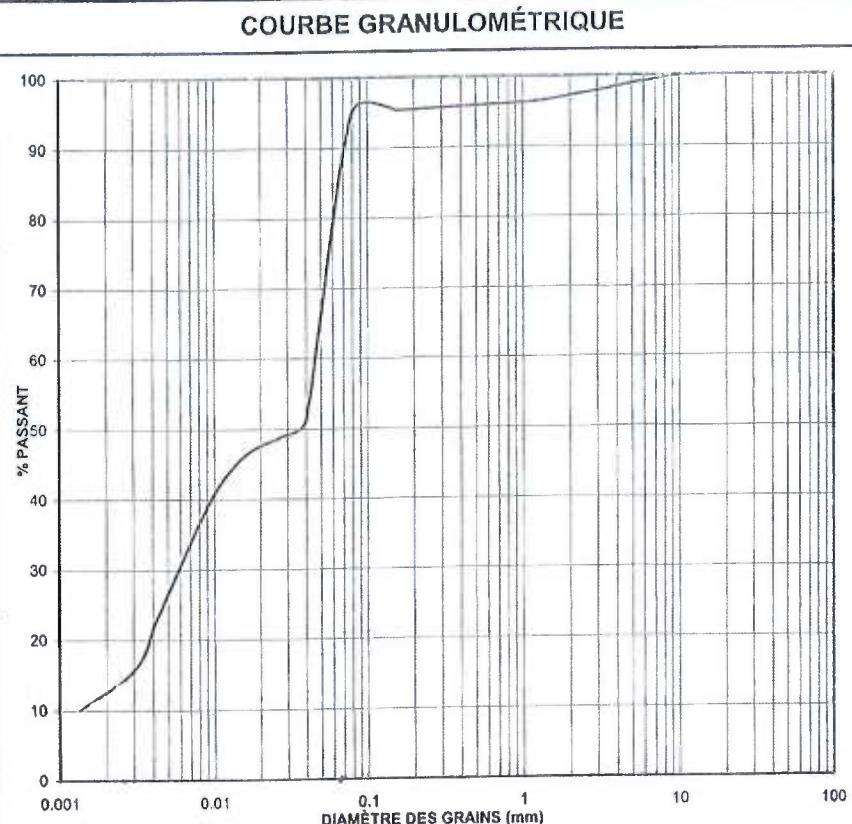
### ➤ RÉSULTATS DES ANALYSES EN LABORATOIRE

## ESSAIS SUR MATÉRIAUX

CLIENT: Municipalité du Village de North Hatley  
 PROJET: Auscultation du barrage Massawipi  
 ENDROIT: North Hatley  
 PRÉLEVÉ PAR: M.Bégin, tech.  
 DATE: 19/12/2007

DOSSIER #: 07.12.209C  
 ÉCHANTILLON #: 01  
 SONDEAGE F-1, CF-3  
 PROFONDEUR: 1905-2515mm  
 REMARQUES:

GRANULOMÉTRIE	NORME(S) (LC 21-040 / BNQ 2501-025)		
	% PASSANT		*
	CUMULATIF	EXIGENCES	
112			
80			
56			
40			
28			
20			
14			
10	100		
5	99		
2.5	98		
1.25	96		
0.630	96		
0.315	96		
0.160	95		
0.080	95.0		
0.0399	51.3		
0.0286	49.0		
0.0168	46.6		
0.0109	42.0		
0.0079	36.3		
0.0058	29.5		
0.0042	22.8		
0.0031	15.9		
0.0013	10.0		



CLASSIFICATION	PROPORTION (%)	ESSAIS	NORMES	RÉSULTATS	*	EXIGENCES
% GRAVIER (> 5 mm):	1.2	Teneur en eau	BNQ 2501-170	29.5%		
% SABLE (= 5 mm et > 80 µm):	3.8	Proctor normal				
% SILT (= 80 µm et > 2 µm):	82.2	Humidité optimale				
% ARGILE (= 2 µm):	12.8	Proctor modifié				
		Humidité optimale				
		$W_L / W_P$			/	
		Matière organique				
		Valeur au bleu				
		Indice colorimétrique				

**REMARQUES:**

\* : NON CONFORMITÉ

(s) = Essai réalisé en sous-traitance

VÉRIFIÉ PAR: \_\_\_\_\_ Luc Bertrand, ing. *[Signature]*

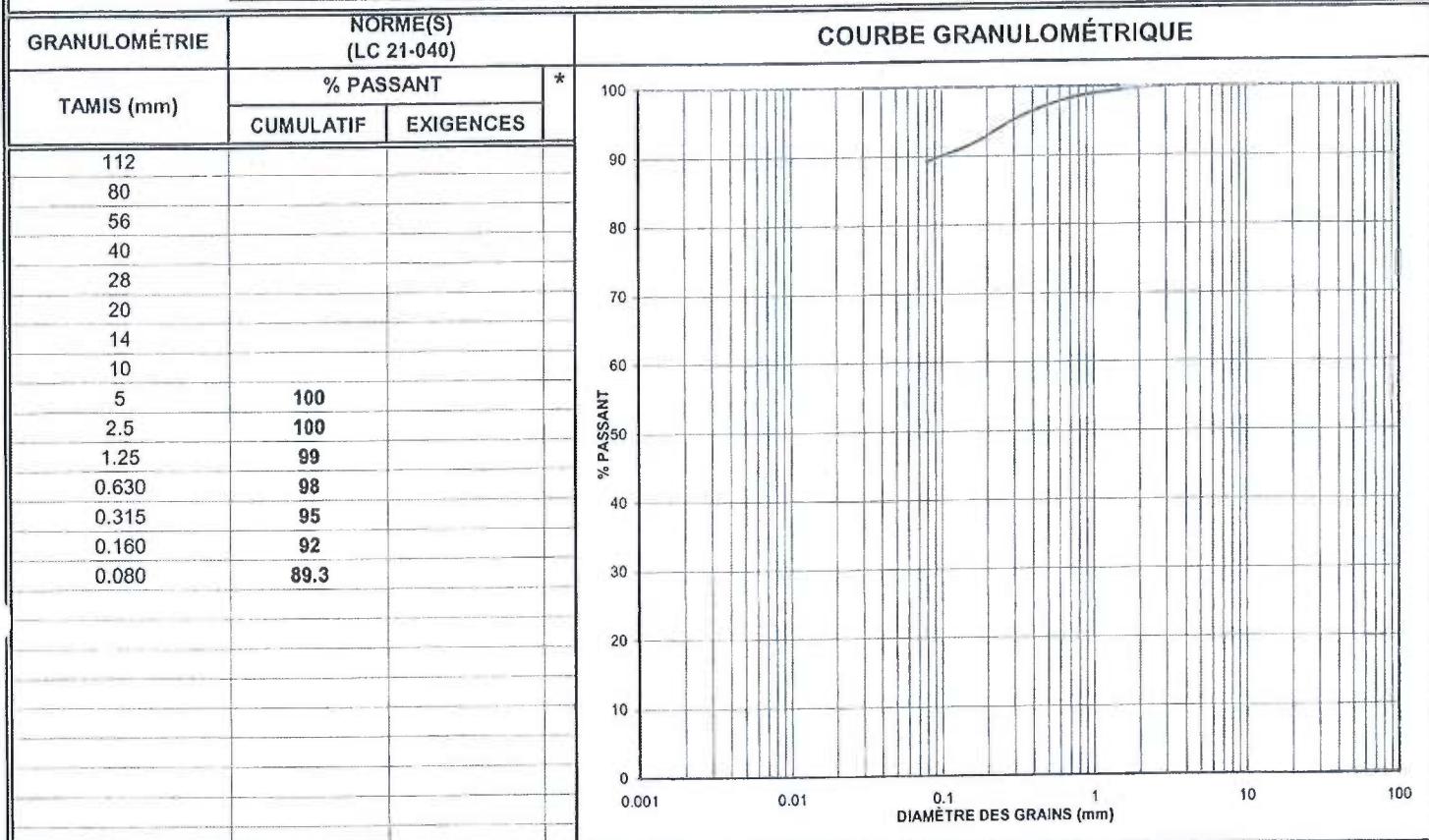
DATE: 25/02/2008

F 080 (03.07)

## ESSAIS SUR MATÉRIAUX

CLIENT: Municipalité du Village de North Hatley  
 PROJET: Auscultation du barrage Massawipi  
 ENDROIT: North Hatley  
 PRÉLEVÉ PAR: M.Bégin, tech.  
 DATE: 19/12/2007

DOSSIER #: 07.12.209C  
 ÉCHANTILLON #: 02  
 SONDEAGE F-1, CF-4  
 PROFONDEUR: 2870-3124mm  
 REMARQUES:



CLASSIFICATION	PROPORTION (%)	ESSAIS	NORMES	RÉSULTATS	* EXIGENCES
% GRAVIER (> 5 mm):		Teneur en eau	BNQ 2501-107	41.9%	
% SABLE (= 5 mm et > 80 µm):	10.7	Proctor normal			
% SILT (= 80 µm):	89.3	Humidité optimale			
		Proctor modifié			
		Humidité optimale			
		$W_L / W_P$		/	
		Matière organique			
		Valeur au bleu			
		Indice colorimétrique			

REMARQUES:

\* : NON CONFORMITÉ

(s) = Essai réalisé en sous-traitance

VÉRIFIÉ PAR:

Luc Bertrand, ing.

7

DATE: 25/02/2008

F 080 (03.07)

1430, boulevard Lemire  
 Drummondville QC J2C 5A4  
 Tél.: 819 475-6688  
 Télec.: 819 475-6695

4222, boulevard Bourque  
 Sherbrooke QC J1L 1W6  
 Tél.: 819 563-3372  
 Télec.: 819 563-3326

285, boulevard des Bois-Francs Sud  
 Victoriaville QC G6P 4T2  
 Tél.: 819 751-2220  
 Télec.: 819 751-2228

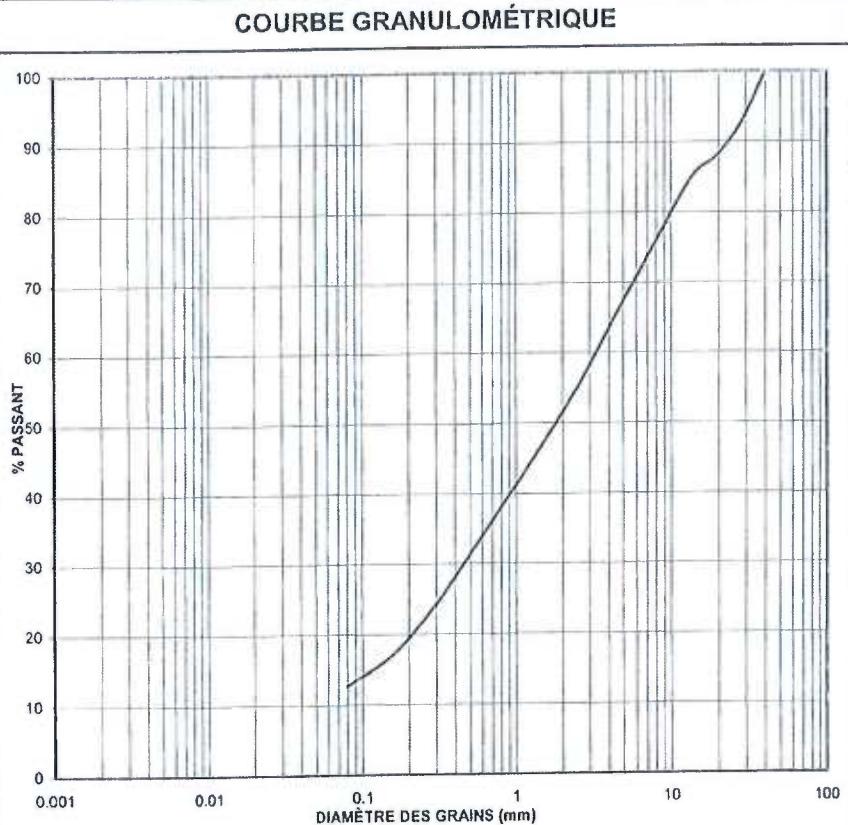
1699, boulevard Frontenac Est Suite 101  
 Thetford Mines QC G6G 6P6  
 Tél.: 418 338-9277  
 Télec.: 418 338-9112

## ESSAIS SUR MATÉRIAUX

CLIENT: Municipalité du Village de North Hatley  
 PROJET: Auscultation du barrage Massawipi  
 ENDROIT: North Hatley  
 PRÉLEVÉ PAR: M.Bégin, tech.  
 DATE: 19/12/2007

DOSSIER #: 07.12.209C  
 ÉCHANTILLON #: 03  
 SONDEAGE F-2, CF-4  
 PROFONDEUR: 686-1295mm  
 REMARQUES:

GRANULOMÉTRIE	NORME(S) (LC 21-040)		*	
	% PASSANT			
	CUMULATIF	EXIGENCES		
112				
80				
56				
40	100			
28	93			
20	88			
14	85			
10	80			
5	67			
2.5	55			
1.25	44			
0.630	35			
0.315	25			
0.160	17			
0.080	12.6			



CLASSIFICATION	PROPORTION (%)	ESSAIS	NORMES	RÉSULTATS	*	EXIGENCES
% GRAVIER (> 5 mm):	32.6	Teneur en eau				
% SABLE (= 5 mm et > 80 µm):	54.8	Proctor normal				
% SILT (= 80 µm):	12.6	Humidité optimale				
		Proctor modifié				
		Humidité optimale				
		$W_L / W_P$			/	
		Matière organique				
		Valeur au bleu				
		Indice colorimétrique				

REMARQUES:

\* : NON CONFORMITÉ

(s) = Essai réalisé en sous-traitance

VÉRIFIÉ PAR: \_\_\_\_\_

Luc Bertrand, ing. 

DATE: 25/02/2008

F 080 (03.07)

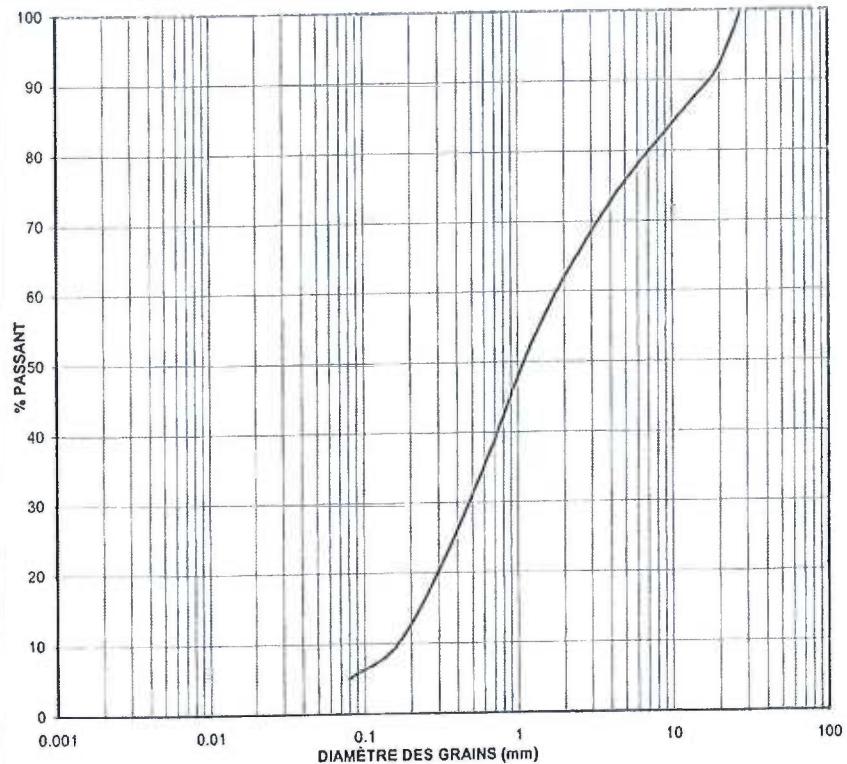
**ESSAIS SUR MATÉRIAUX**

CLIENT: Municipalité du Village de North Hatley  
 PROJET: Auscultation du barrage Massawipi  
 ENDROIT: North Hatley  
 PRÉLEVÉ PAR: M.Bégin, tech.  
 DATE: 19/12/2007

DOSSIER #: 07.12.209C  
 ÉCHANTILLON #: 04  
 SONDAGE F-2, CF-5  
 PROFONDEUR: 1295-1905mm  
 REMARQUES:

GRANULOMÉTRIE	NORME(S) (LC 21-040)		*	
	% PASSANT			
	CUMULATIF	EXIGENCES		
112				
80				
56				
40				
28	100			
20	92			
14	88			
10	84			
5	76			
2.5	66			
1.25	53			
0.630	36			
0.315	21			
0.160	10			
0.080	5.0			

**COURBE GRANULOMÉTRIQUE**



CLASSIFICATION	PROPORTION (%)	ESSAIS	NORMES	RÉSULTATS	*	EXIGENCES
% GRAVIER (> 5 mm):	24.4	Teneur en eau				
% SABLE (= 5 mm et > 80 µm):	70.6	Proctor normal				
% SILT (= 80 µm):	5.0	Humidité optimale				
		Proctor modifié				
		Humidité optimale				
		$W_L / W_P$				
		Matière organique				
		Valeur au bleu				
		Indice colorimétrique				

REMARQUES:

\* : NON CONFORMITÉ

(s) = Essai réalisé en sous-traitance

VÉRIFIÉ PAR:

Luc Bertrand, ing.

?

DATE: 25/02/2008

F 080 (03.07)

1430, boulevard Lemire  
 Drummondville QC J2C 5A4  
 Tél.: 819 475-6688  
 Téléc.: 819 475-6695

4222, boulevard Bourque  
 Sherbrooke QC J1L 1W6  
 Tél.: 819 563-3372  
 Téléc.: 819 563-3326

285, boulevard des Bois-Francs Sud  
 Victoriaville QC G6P 4T2  
 Tél.: 819 751-2220  
 Téléc.: 819 751-2228

1699, boulevard Frontenac Est Suite 101  
 Thetford Mines QC G6G 6P6  
 Tél.: 418 338-9277  
 Téléc.: 418 338-9112