

Déposé le : 03/05/2011

No : CTE-089

Secrétaire : Pdl

## 2. Partie 1 - Secteur du ruisseau en milieu urbain

### 2.1 Cueillette des données

Des relevés topographiques du secteur en aval de la route Fraser ont été réalisés par le Groupe Giroux aux mois d'août et novembre 2008. Ces données topographiques ont été utilisées pour l'étude du mandat.

Le lit du cours d'eau, les talus ainsi que toutes les infrastructures présentes le long du cours d'eau à partir de la route Fraser jusqu'à l'exutoire situé à la rivière Chaudière ont été relevés (figure 2.1).

Le tracé et le profil de la conduite pluviale en béton située sous le terrain de baseball et de la voie ferrée ainsi que son inspection télévisée ont été fournis par monsieur René Roy de la commission scolaire de la Beauce-Étchemin.

Les données suivantes ont été utilisées pour compléter les données d'arpentage :

- Carte topographique (feuillet 022L01), ministère des Ressources naturelles du Canada;
- Orthophotographies (Q07142-043 et Q07142-069) fournies par la Ville de Beauceville ont été utilisées pour faciliter le repérage et caractériser l'occupation du territoire pour l'analyse hydrologique des bassins versants;
- Carte pédologique 21L/02 du ministère de l'Agriculture, des Pêcheries et de l'Alimentation a été utilisée afin de connaître la nature des sols et déterminer leur capacité de drainage.

### 2.2 Localisation et description de la zone d'étude

La zone à l'étude est la zone urbanisée du ruisseau Bertrand qui est bornée par le lac à proximité de la route Fraser et la rivière Chaudière. (Figure 2.1).

Le ruisseau Bertrand s'écoule à travers la ville de Beauceville vers la rivière Chaudière. Il s'agit d'un ruisseau d'une longueur d'environ 3 300 m depuis sa source. Le bassin versant, au droit du terrain de jeu, est de 2,7 km<sup>2</sup> (Figure 2.1). Les premiers 2 900 m sont constitués d'un lit naturel en gravier, sable et gros cailloux (voir annexe A). Les derniers 400 m sont caractérisés par un écoulement dans des canalisations artificielles dans le secteur urbanisé. Le tableau 2.1 décrit les caractéristiques des ouvrages sur le cours d'eau en aval du secteur des lacs (à proximité de la route Fraser).

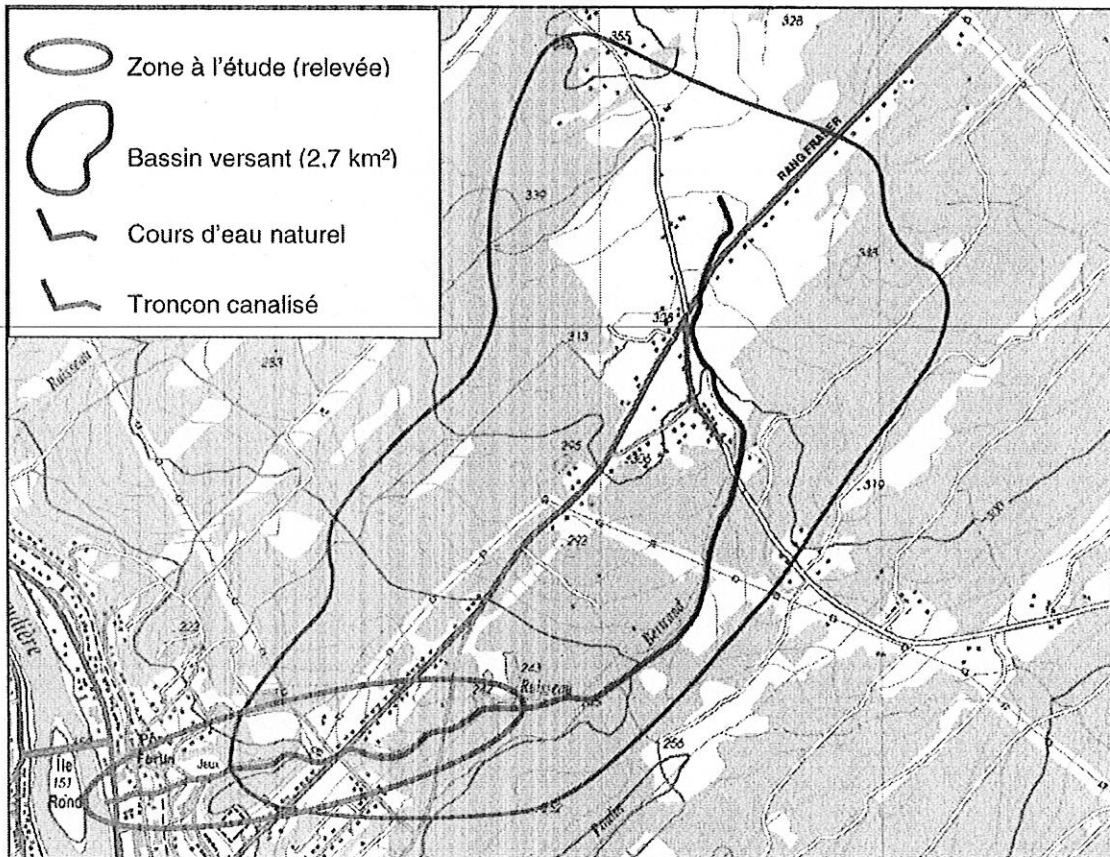
À l'est de la route Fraser, le ruisseau Bertrand s'écoule à proximité de deux plans d'eau : un lac permanent et un lac saisonnier. L'exutoire de ce dernier lac est contrôlé par un déversoir et l'eau ainsi évacuée rejoint le ruisseau Bertrand à environ 35 m plus loin.

Lorsque le ruisseau atteint le terrain de jeu, il est canalisé jusqu'à la rivière Chaudière située 400 m en aval. L'eau transite d'abord par une conduite souterraine rectangulaire en béton sur une distance estimée de 200 m. À partir de ce point, sous la voie ferrée, l'eau circule sur 30 m environ dans une

conduite fabriquée en pierre naturelle et de géométrie plus petite. Par la suite, après la voie ferrée, l'eau s'écoule dans un canal à ciel ouvert rectangulaire sur une distance de 41 m. Lorsque l'eau atteint la 9<sup>e</sup> Avenue, elle est à nouveau canalisée dans une conduite souterraine rectangulaire en béton sur une distance de 116 m jusqu'à l'exutoire situé à la rivière Chaudière. La partie de la conduite située sous le boulevard Renault (route provinciale 173) a été reconstruit durant les travaux de réfection du boulevard qui ont été réalisés par le ministère des Transports.

L'écoulement des premiers 70 m de ce tronçon de conduite est effectué dans une conduite rectangulaire de petite dimension, la partie construite sous la route provinciale jusqu'à l'exutoire est de plus grande dimension. L'exutoire de la conduite peut être accessible lorsque le niveau de la rivière est bas.

**Figure 2.1 Localisation du ruisseau Bertrand et son bassin versant au droit du terrain de jeu**



**Tableau 2.1 Liste et caractéristiques des ouvrages sur le cours d'eau en aval du secteur des lacs (à proximité de la route Fraser)**

Description	Géométrie (m)	Longueur (m)	Pente moyenne (%)	Capacité hydraulique coulant plein (m³/s)
Ponceau TBA, route Fraser	Diamètre : 1,8	43	4,3	6
Ponceau TBA, intersection de la 107 <sup>e</sup> et 33 <sup>e</sup>	Diamètre : 1,8	79	5,1	6
Ponceau rectangulaire en béton (sous terrain jeux)	Largeur : 1,0 à 1,2 Hauteur : 1,2 à 1,5		4,3 à 12,7	7,5 À 18
Canal trapézoïdal à ciel ouvert	Largeur à la base : 2,2 Largeur au sommet : 2,7 Hauteur : 1,9	41	6,7	45
Ponceau rectangulaire – Entre la 9 <sup>e</sup> avenue et la route 173	<u>Extrémité amont (9<sup>e</sup> rue) :</u> Hauteur : 1,2 Largeur : 1,2 <u>Extrémité aval (route 173)</u> Hauteur : 2,3 Largeur : 2,0	71	5,6	9 (en raison de la section restrictive à l'entrée)
Ponceau rectangulaire -- Sous la route 173 jusqu'à la rivière Chaudière	Largeur : 2,2 Hauteur : 1,6	46	5,6	35

## 2.3 Analyse hydraulique

### 2.3.1 Stratégie de modélisation

Pour les besoins du mandat, nous avons modélisé 1 275 m du ruisseau Bertrand. Ce tronçon débute tout juste à l'aval des lacs (près de la route Fraser) jusqu'à l'exutoire situé à la rivière Chaudière. Le cours d'eau et ses sous-bassins versants ont été modélisés à l'aide du logiciel StormNET version 4.16.0.17224 (BOSS International inc.). Ce logiciel de drainage permet de simuler le ruissellement de l'eau de pluies sur des sous-bassins en considérant l'occupation des sols, les pentes des terrains et l'infiltration en surface. Le modèle informatique fait ensuite la compilation des différents débits générés par les sous-bassins et les additionne afin de calculer les débits de pointe véhiculés dans le cours d'eau. L'écoulement de l'eau en rivière a été évalué en utilisant la méthode hydrodynamique en négligeant les termes d'inertie des équations de Saint-Venant pour obtenir plus de stabilité lors des simulations.

Les sous-bassins versants (Figure 2.2) ont été délimités à partir des courbes de niveau établies par le ministère des Ressources naturelles du Canada. Les caractéristiques du sol et du territoire (usage du sol, capacité de drainage du sol, pente d'écoulement, réseau d'écoulement) ont été déterminées à l'aide des orthophotographies et des cartes pédologiques. Ces informations ont permis de déterminer le ruissellement et les apports d'eau générés par chaque sous bassin suite au passage

de la pluie de projet qui sont ensuite canalisés par le ruisseau Bertrand jusqu'à la rivière Chaudière. La méthode d'infiltration développée par le bureau américain du Soil Conservation Service (SCS) a été employée en raison du caractère rural et forestier des sous-bassins, soit les conditions pour lesquelles s'applique cette méthode. Les paramètres de sol (curve numbers) ont été sélectionnés en considérant des conditions antécédentes d'humidité normales (AMCII).

Les sections d'écoulement dans la portion naturelle du ruisseau Bertrand (en amont du terrain de jeu de l'école) ont été définies à partir des sections transversales réalisées sur le ruisseau par l'arpenteur. L'écoulement dans la portion canalisée du ruisseau a été incorporé au modèle en considérant la géométrie des conduites évaluées par les relevés d'arpentage et les informations recueillis auprès des différents intervenants.

Pour tenir compte des pertes de charges associées à l'aménagement de l'entrée en conduite sous le terrain de baseball, un coefficient de perte de charge « k » plus sévère a été sélectionné. Une valeur « k » de 3,0 a été imposé au modèle à cette section.

Les puisards relevés dans la portion urbaine du ruisseau Bertrand ont été considérés dans le modèle de simulation. La surface drainée assurée par chacun d'entre eux a été délimitée par l'analyse des orthophotographies de la ville et de l'aménagement du territoire (réseau des rues, parcs) afin de déterminer un patron d'écoulement. La capacité maximale de captation des eaux de chacun des puisards a été limitée à 30 L/s (Rivard 2005).

Figure 2.2 Sous-bassins versants du ruisseau Bertrand définis pour le modèle d'écoulement



### 2.3.2 Pluie de projet

Dans le but de déterminer les débits transitant par le ruisseau Bertrand, une pluie synthétique a été utilisée pour réaliser la simulation. La pluie de type Chicago d'une durée de 24 heures a été sélectionnée en raison du caractère rural du bassin versant du cours d'eau. Un pas de temps de 10 minutes a permis de construire l'hyétogramme. Les données pour créer la pluie synthétique proviennent de la courbe intensité-durée-fréquence (IDF) calculée à partir des données recueillies à la station météorologique #7027283 de Saint-Georges de Beauce. Cette station a recueilli des données entre 1966 et 1990. Les valeurs de la pluie synthétique ont été pondérées de 20 % pour tenir compte des changements climatiques. L'hyétogramme de la pluie de projet, pour différentes périodes de retour, est présenté à la figure 2.3.

### 2.3.3 Calage du modèle et conditions antécédentes d'humidité

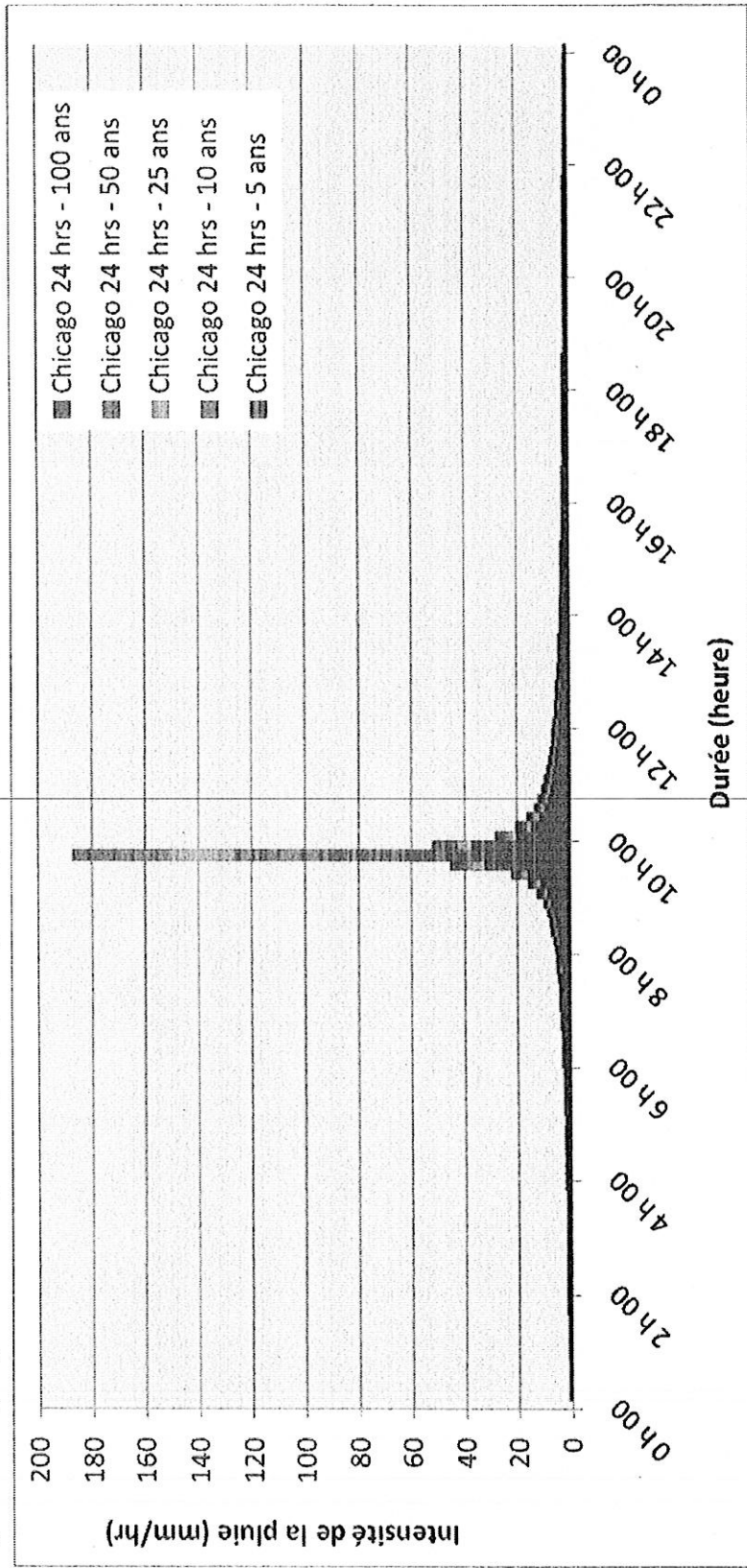
Afin de valider le modèle de simulation, celui-ci a été calé en utilisant des pluies réelles enregistrées à la station pluviométrique de Beauceville (#7028754) survenues du 5 au 7 août 2003 et du 1<sup>er</sup> au 3 août 2008. L'analyse statistique de ces pluies est présentée à la figure 2.4 (présenté sur les courbes IDF de Saint-Georges). Il est à noter que cette analyse sous-estime les récurrences car des données pluviométriques aux 15 minutes sont recommandées pour ce type d'analyse. À cet effet, le calage est réalisé à partir de données disponibles. Dans le cadre du présent mandat, des données horaires ont été utilisées puisque celles de 15 minutes n'étaient pas disponibles. La figure 2.4 montre que la pluie du mois d'août 2003 avait une récurrence d'au moins 25 ans alors que celle du mois d'août 2008 avait plutôt une récurrence d'au moins 10 ans.

Le niveau de la rivière Chaudière à Beauceville lors de ces deux événements, soit 147,8 m en 2003 et 149,4 m en 2008, a aussi été considéré pour le calage du modèle.

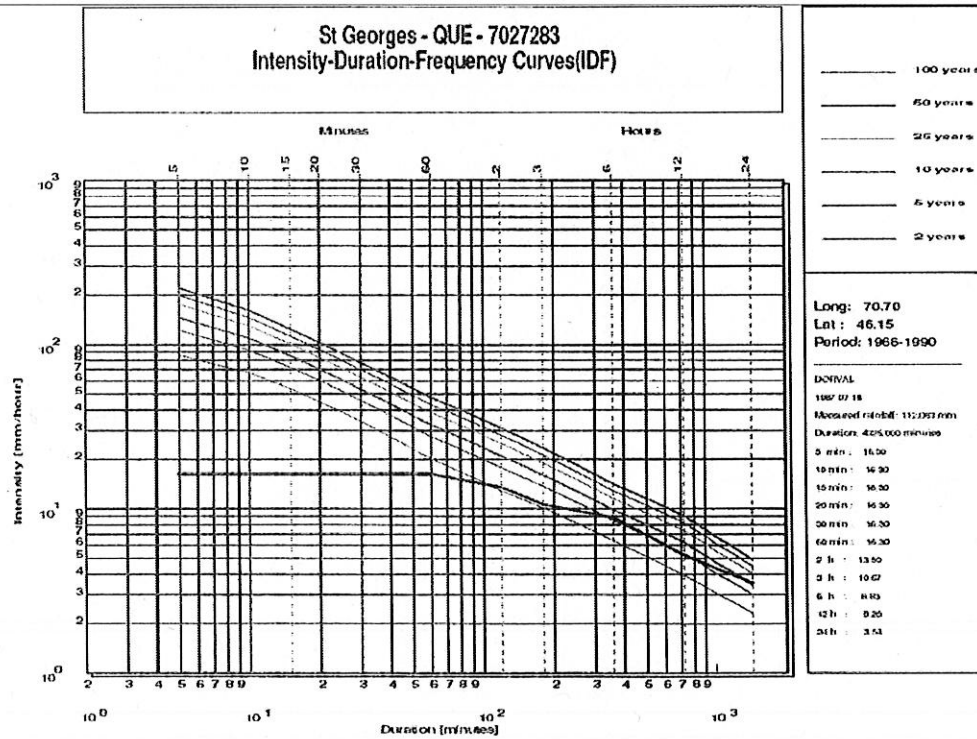
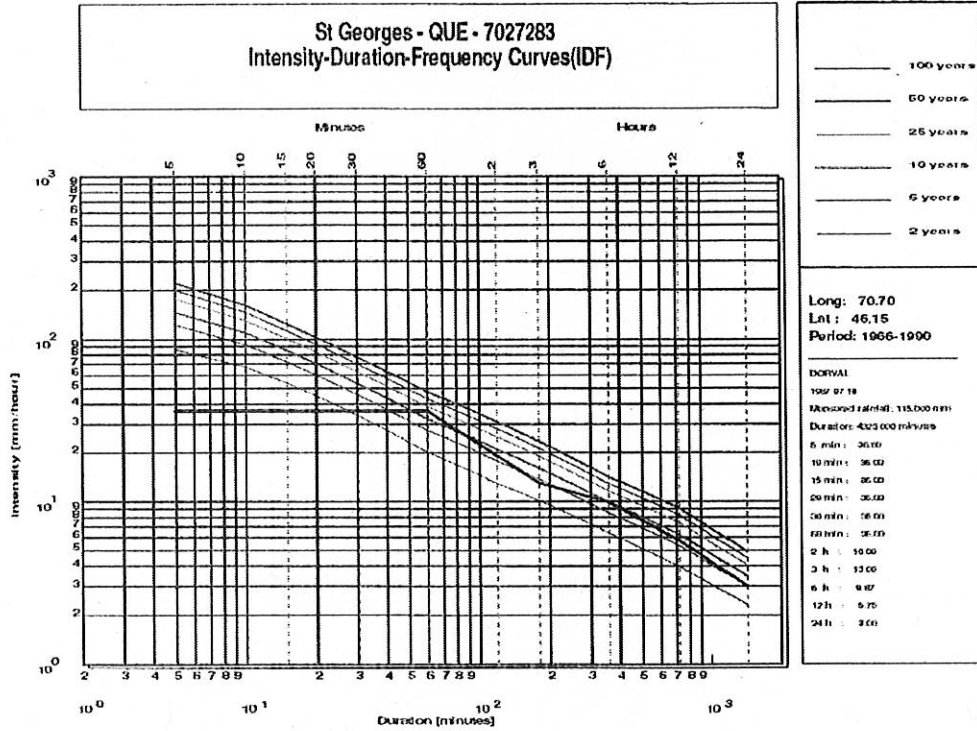
Il n'existe pas de données quantitatives des conséquences des ces pluies historiques sur le débit ou niveau du ruisseau Bertrand. Cependant, lors de ces événements, il est connu que la portion du canal à ciel ouvert du ruisseau a débordé. Le modèle doit donc reproduire ce résultat.

Dans le cas de l'évènement du mois d'août 2008, une obstruction de l'ouverture du canal (dalle du canal à ciel ouvert de béton qui s'est détaché) sous la 9<sup>e</sup> Avenue a été simulée afin de caler et reproduire l'évènement de débordement (Figure 2.5).

Figure 2.3 Hyéto gramme de la pluie de projet (Chicago 24 h) pour différentes périodes de retour



**Figure 2.4 Analyse statistique (trait noir) de deux événements de pluies : 5 au 7 août 2003 (haut) et 1<sup>er</sup> au 3 août 2008 (bas) (basée sur des données pluviométriques horaires)**



## 2.5 Solutions

Différentes solutions ont été simulées afin de pouvoir recommander les solutions techniquement et financièrement réalisables pour réduire la fréquence des débordements du ruisseau Bertrand. Pour chacune des solutions, le canal à ciel ouvert qui est actuellement soutenu temporaire doit être reconstruit. Une réhabilitation devra être effectuée afin de consolider le canal pour éviter une détérioration subséquente de la dalle. De plus, afin de réduire la vitesse et éliminer en grande partie les débris et ensablement vers le réseau, une fosse à sédiments pourrait être aménagée à l'entrée de la conduite en amont du terrain de baseball. A l'entrée de cette conduite, une grille de type déflecteur serait profitable à l'entrée de la partie canalisée. La configuration de cette grille permet d'éloigner les obstructions (branches, débris) vers les côtés de l'ouvrage, laissant ainsi l'ouverture de la conduite libre pour permettre l'écoulement.

Les solutions sont présentées et discutées ci-après :

### 2.5.1 Solution n° 1 : Élargissement de la conduite sous la 9<sup>e</sup> Avenue

L'entrée de la conduite sous la 9<sup>e</sup> Avenue, à l'extrémité aval du canal à ciel ouvert, provoque une importante restriction en raison d'une diminution brusque de la surface d'écoulement. La largeur de la conduite est actuellement de 1,20 m x 1,20 m alors que celle du canal à ciel ouvert est de 2,20 m x 1,8 m de haut. La géométrie de cette conduite sous la 9<sup>e</sup> Avenue augmente graduellement jusqu'à la section suivante (1,22 m x 1,74 m) située environ 14 m en aval (approximativement jusqu'au début des bâtiments). À cet endroit, le canal change de direction. Après le changement de direction, la conduite élargie (1,5 m x 1,8 m) jusqu'à la conduite sous la route provinciale 173 de dimension plus grande (2,2 m X 1,6 m).

L'augmentation de la dimension de la conduite à (1,2 m x 1,7 m) sur 14 m augmenterait la capacité maximale à 18 m<sup>3</sup>/s de ce tronçon, ce qui permettrait de véhiculer le débit sans créer de restriction majeure. Cette modification préviendrait les débordements jusqu'à une pluie simulée de récurrence 100 ans. La figure 2.8 présente les profils simulés d'écoulement avec la conduite élargie.

### 2.5.2 Solution n° 2 : Fermeture du canal à ciel ouvert

Étant donné que le niveau le plus haut de la conduite à ciel ouvert correspond pratiquement au niveau du pavage de la 9<sup>e</sup> Avenue, aussitôt qu'il y a une restriction à l'entrée de la conduite restrictive sous la 9<sup>e</sup> Avenue, l'eau en refoulement déborde via le canal ouvert et se dirige vers la rivière en écoulement majeur (en surface). La fermeture du canal préviendrait cette situation en empêchant l'eau de s'évacuer par-dessus la structure. L'eau s'écoulerait alors en charge, lorsque les débits seraient supérieurs à la capacité de la conduite sous la 9<sup>e</sup> Avenue. La capacité structurale des conduites sous la 9<sup>e</sup> Avenue de même que le canal à ciel ouvert devraient être dimensionnés en conséquence afin de résister aux pressions associées à la tête d'eau hydraulique. Dans cette

alternative, il faudrait s'assurer que les regards ainsi que les puisards situés en aval soient fermés et soudés pour résister à la charge d'eau. La figure 2.9 présente les profils d'écoulement de la conduite fermée.

### **2.5.3 Solution n° 3 : Construction d'un bassin de rétention**

Les analyses de simulation indiquent que la capacité du ruisseau Bertrand (sous la 9<sup>e</sup> Rue) ne suffit pas pour des pluies de longue durée et de récurrence de plus de 25 ans. L'aménagement d'un bassin de rétention permettrait de faire la rétention en amont du cours d'eau dans le but de réduire le débit de pointe en aval. Celui-ci pourra capter les eaux excédentaires à la capacité du ruisseau lors d'un événement pluvieux important et évacuer graduellement l'eau accumulée une fois les précipitations terminées.

L'espace requis pour l'aménagement d'un bassin de rétention au ruisseau Bertrand est de l'ordre de 10 000 m<sup>2</sup> à 20 000 m<sup>2</sup>. Le site des lacs serait l'endroit privilégié pour aménager un bassin de rétention (la figure 2.12 présente la localisation des lacs). Le bassin versant au droit de ce site est d'environ 209 ha.

L'analyse du ruisseau Bertrand a permis de déterminer les débits maximum à la sortie du secteur des lacs qui préviendraient le débordement du canal à ciel ouvert. Ces débits connus, il a été possible d'estimer le volume de rétention requis. Les résultats sont présentés au tableau 2.4. Des volumes de 13 500 m<sup>3</sup>, 29 000 m<sup>3</sup> et 49 000 m<sup>3</sup> pour les pluies de 25 ans, 50 ans et 100 ans ont été évalués. Pour les pluies de 10 ans et moins, les volumes ruisselés sur le territoire modélisé ne sont pas suffisants pour provoquer des débordements du ruisseau Bertrand (pour des conditions antécédentes d'humidité moyennes du sol [AMCII]). La figure 2.11 présente les profils d'écoulement avec la présence d'un bassin de rétention de 13 500 m<sup>3</sup> (protection pour une pluie 25 ans).

## 3.5 Solutions proposées

### 3.5.1 Aménagement de l'approche

Afin de minimiser les refoulements, les capacités des ponceaux actuelles peuvent être augmentées par un aménagement des approches des ponceaux du côté amont. L'aménagement peut être constitué de murs en ailes latérales ou buses guidant l'eau vers le ponceau. La figure 3.4 présente un exemple d'un tel aménagement. L'aménagement de murs en aile permettrait de réduire la charge d'eau requise pour évacuer les débits tels que résumés au tableau 3.4. À noter que la pente actuelle du ponceau n° 3 (pente adverse de -0,5 %) doit être corrigé à 2 % pour que l'aménagement ait un impact significatif sur la capacité d'entrée du ponceau.

### **3.5.2 Augmentation des diamètres du ponceaux**

Une augmentation des diamètres des ponceaux améliorerait leur capacité hydraulique. Le tableau 3.5 présente les diamètres minimaux requis pour évacuer les débits associés à une pluie de récurrence 25 ans. Les entrées aux ponceaux devraient être aménagés avec l'installation de buse afin de faciliter l'écoulement et par conséquent, augmenter la capacité à l'entrée des ponceaux.

Dans tous les cas, il n'est pas requis de modifier la pente des ponceaux (à l'exception du ponceau #3 qui possède une pente adverse) car les débits sont contrôlés par l'entrée du ponceau. Une modification de la pente ne provoquera pas un changement dans la capacité d'évacuation du ponceau.

## 4. Recommandation et conclusions

### 4.1 Partie 1 - Secteur du ruisseau en milieu urbain

L'analyse hydraulique du ruisseau a permis de faire ressortir les zones critiques du comportement du ruisseau en période de forte pluie. Trois (3) solutions ont été analysées pour réduire les effets de débordements du cours d'eau. La solution n° 1 consiste à élargir le canal souterrain en aval du canal à ciel ouvert, la solution n° 2 consiste à fermer le dessus du canal à ciel ouvert, tandis que la solution n° 3 propose la construction du bassin de rétention en amont de la zone urbanisée soit à la proximité des lacs à proximité de la route Fraser.

De façon générale, on remarque que la conduite sous la 9<sup>e</sup> Avenue constitue la zone critique du ruisseau Bertrand ainsi que l'entrée au ruisseau canalisé situé sous le terrain de baseball sur le terrain de la Commission scolaire. La configuration du canal (rétrécissement) provoque une restriction hydraulique qui cause le débordement du canal à ciel ouvert en période de pluie intense. Le comportement hydraulique à l'entrée en conduite du ruisseau peut être affecté à plusieurs reprises durant les périodes de pluies. De plus, par sa configuration et son aménagement, l'entrée à la conduite peut être sujette à des pertes de charges qui se traduisent par une augmentation du niveau d'eau.

L'aménagement d'un bassin de rétention permettrait de contrôler les apports d'eau en milieu urbain. Cependant, en raison des volumes de retenue importants devant être mis en place et du coût élevé des travaux, la solution est financièrement peu réalisable. En effet, le coût d'investissement requis pour réaliser cette solution est de l'ordre de 2,5 M\$. De plus, la gestion des crues serait délicate et nécessiterait une vigilance particulière en cas de pluie importante. En tant qu'ouvrage de retenue, des contraintes particulières devraient être considérées en regard de la loi sur la sécurité des barrages (L.R.Q., c S-3.1.01). Le bassin n'étant sollicité qu'en cas de pluie extrême, il sera généralement sec et ne sera pas en fonction. La Ville doit également prendre en considération que la perception de la population face à une infrastructure en apparence sous utilisée en relation avec l'investissement exigé, sera potentiellement négative. L'ensemble de ces éléments fait en sorte que l'implantation de bassins de rétention n'est pas recommandable.

Parmi les solutions étudiées, nous proposons la solution n° 1 qui consiste à :

- augmenter la capacité du ruisseau par l'élargissement de la conduite sur 14 m de long en aval du canal à ciel ouvert à 1,7 m.
- construire une fosse à sédiments pour réduire les vitesses et le transport de sédiments,
- installer une nouvelle grille de type défecteur afin de réduire les débordements causés par l'obstruction de la grille par les débris

Le coût des travaux de cette solution représente 387 171,00 \$.

Les coûts d'investissement pour réaliser la solution n° 2 sont de 375 794,00 \$. Ce montant est inférieur de 11 377 \$ par rapport à la solution n° 1. Cette solution recommande la fermeture du canal, ceci peut être une solution envisageable à condition de prévoir la collecte des eaux pluviales à proximité puisque les regards et puisards seraient soudés afin d'éviter qu'ils se déplacent sous l'effet de la pression hydrostatique.

L'élargissement de la conduite sous la 9<sup>e</sup> Rue apparaît donc être la solution la plus efficace compte tenu de la forte charge qui serait engendrée sur les infrastructures existantes. Le tableau 2.5 présente l'estimation des coûts requis pour l'élargissement de la conduite et par l'aménagement d'un bassin de rétention.

Pour la réalisation des plans détaillés de construction, nous recommandons de prévoir des mesures de réduction de la vitesse d'écoulement dans le futur canal et l'existant.

Pour optimiser l'efficacité hydraulique à l'entrée en conduite du ruisseau Bertrand, il serait avantageux de modifier l'approche du cours d'eau vers l'entrée en diminuant les pertes de charge, soit en élargissant l'entrée du canal afin qu'il puisse avoir une meilleure captation de l'écoulement.

Afin de réduire les risques de débordements, nous recommandons d'effectuer l'entretien des grilles à l'embouchure des entrées de conduites fréquemment et de faire des inspections télévisées annuellement afin de détecter la présence de débris qui pourraient obstruer l'écoulement et ainsi créer des refoulements.

Par ailleurs, il est à noter que les apports d'eau estimés dans la présente étude ont été évalués à partir de l'aménagement du territoire actuel à forte dominance rurale et forestière. Le développement du territoire augmentera les quantités d'eau ruisselée suite aux précipitations et, par conséquent, pourra provoquer des débordements plus fréquents du ruisseau Bertrand en milieu urbain. La planification de la gestion des eaux pluviales devrait donc être envisagée préalablement au développement des zones rurales actuelles situées dans le bassin versant du ruisseau Bertrand.

## **4.2 Partie 2 - Secteur Nord près du rang Saint-Charles, 89<sup>e</sup> Rue et route Fraser**

Certains ponceaux dans le secteur nord-est de Beauceville ont été l'objet de débordements. La capacité de ces ponceaux a été estimée et comparée au débit maximum attendu au droit de chacun des ponceaux afin d'évaluer la cause de ces événements.

L'ensemble des ponceaux possèdent la capacité (coulant plein) pour véhiculer un débit associé aux pluies 10 ans et 25 ans. Par contre, les aménagements à l'entrée des ponceaux réduisent leur efficacité d'évacuation. Afin d'atteindre les débits associés à une pluie de récurrence 10 ans, le niveau d'eau en amont des ponceaux doit actuellement s'élever pour atteindre une charge suffisante permettant l'évacuation de l'eau.

À la suite des analyses et des observations, les recommandations suivantes sont formulées :

**Protection pour une récurrence de pluie 10 ans :**

- 1) Modifier la pente du ponceau n° 3 de manière à présenter une pente de 2,0 %;
- 2) Corriger les entrées aux ponceaux avec des murs en aile avec une ouverture minimale égale à 1,5 fois le diamètre du ponceau et une inclinaison des ailes égale à 6 :1;
- 3) Assurer l'entretien des ponceaux sur une base régulière, particulièrement le ponceau n° 5 qui présente un risque de colmatage élevé.

Ces correctifs permettront de préserver les diamètres existants tout en diminuant les charges imposées au remblai et structure de chaussée existante. Un minimum de charge au-dessus de la couronne en amont des ponceaux variant entre 0,150 mm à 0,3 mm sera imposé par l'approche et condition hydraulique du site.

**Protection pour une récurrence de pluie 25 ans :**

- 1) Remplacer les ponceaux existants par de nouveaux ponceaux. Les diamètres doivent être de 750 mm pour les ponceaux n° 3, n° 5 et n° 6, et 1 250 mm pour le ponceau n° 4;
- 2) Corriger les entrées aux ponceaux avec des murs en aile avec une ouverture minimale égale à 1,5 fois le diamètre du ponceau et une inclinaison des ailes égale à 6 :1;
- 3) Assurer l'entretien des ponceaux sur une base régulière, particulièrement le ponceau n° 5 qui présente un risque de colmatage élevé.

Le remplacement de ces ponceaux permettra de véhiculer le débit associé à une pluie de récurrence de 25 ans sans créer de surcharge en amont.

# 1. Introduction

---

La ville de Beauceville a subi, les 2 et 3 août 2008, d'importants dommages sur les infrastructures municipales et privées en raison de précipitations particulièrement abondantes. Certains ruisseaux s'écoulant en milieu urbain ont débordé et provoqué des dégâts. Suite à ces incidents, l'état d'urgence a été décrété par le gouvernement québécois. De ce fait, la ville de Beauceville a alors mandaté Roche Itée pour réaliser les travaux de réparation d'urgence des infrastructures endommagées.

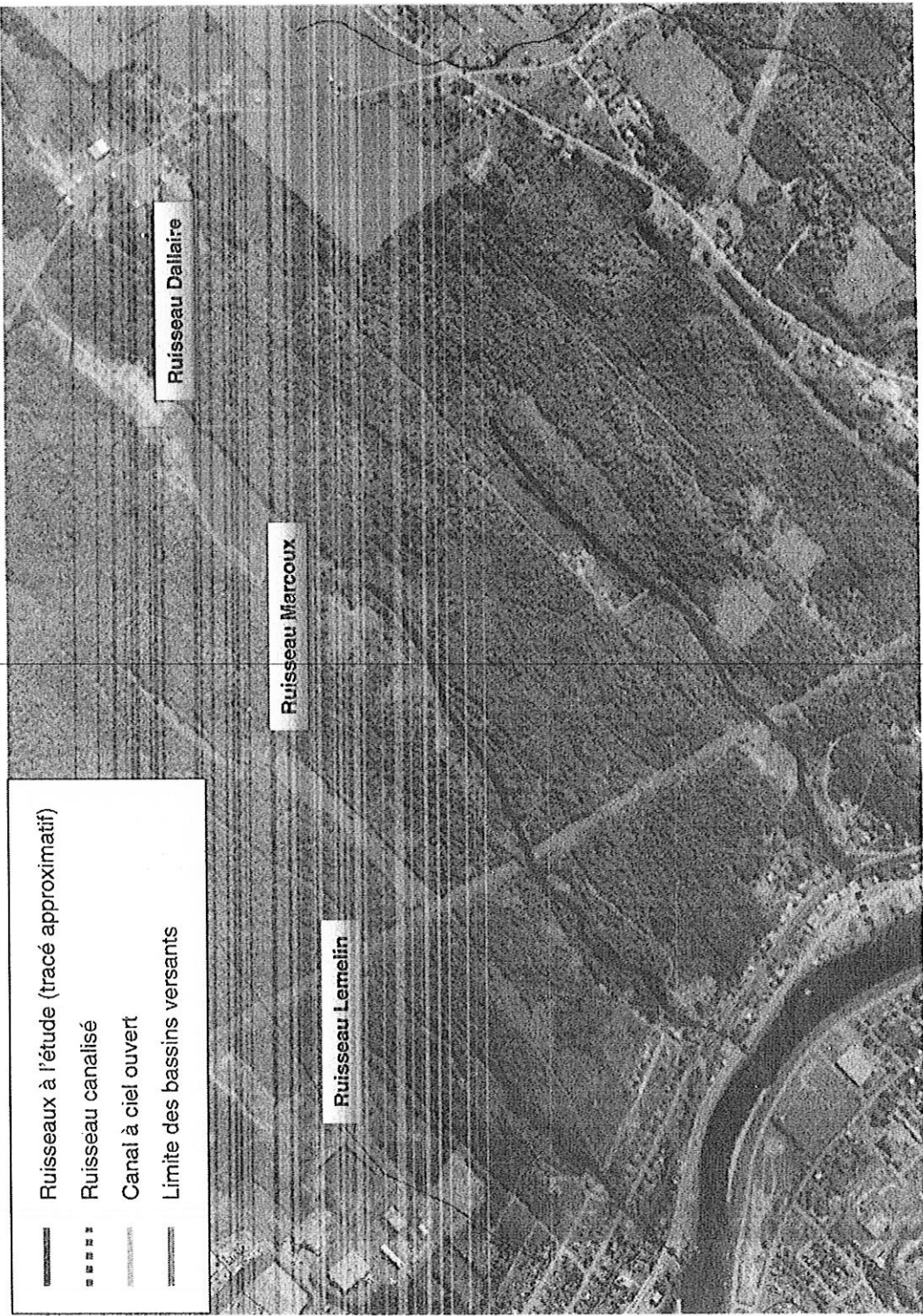
À chaque pluie de forte récurrence, les résidents et les représentants municipaux sont inquiets des épisodes de débordements récurrents depuis plusieurs années. Le présent rapport, constitue le troisième volet d'une série d'études hydrauliques portant sur les ruisseaux traversant la ville de Beauceville. Trois (3) ruisseaux font l'objet du présent rapport (figure 1.1) :

- le ruisseau s'écoulant derrière l'Hôtel de ville de Beauceville, sans nom officiel selon la commission de toponymie du Québec (mais qui sera nommé *ruisseau Dallaire* pour les fins du présent rapport) ;
- le ruisseau Marcoux ;
- le ruisseau s'écoulant près de la 19<sup>e</sup> Avenue, sans nom officiel selon la commission de toponymie du Québec (mais qui sera nommé *ruisseau Lemelin* pour les fins du présent rapport) ;

Dans un souci d'assurer une sécurité adéquate à ses citoyens, la Ville de Beauceville a mandaté Roche Itée afin de faire l'analyse hydraulique de ces cours d'eau. Le présent rapport permettra à la Ville d'obtenir des solutions aux problèmes de débordements de ces trois (3) ruisseaux et par le fait même, de limiter les dommages pouvant être occasionnés aux infrastructures municipales, par les crues importantes de ces cours d'eau. Le rapport sera divisé en trois (3) parties distinctes :

- 1) Partie 1 – Ruisseau Dallaire
- 2) Partie 2 – Ruisseau Marcoux
- 3) Partie 3 – Ruisseau Lemelin

Figure 1.1 Localisation des trois (3) ruisseaux à l'étude



## 2. Cueillette des données

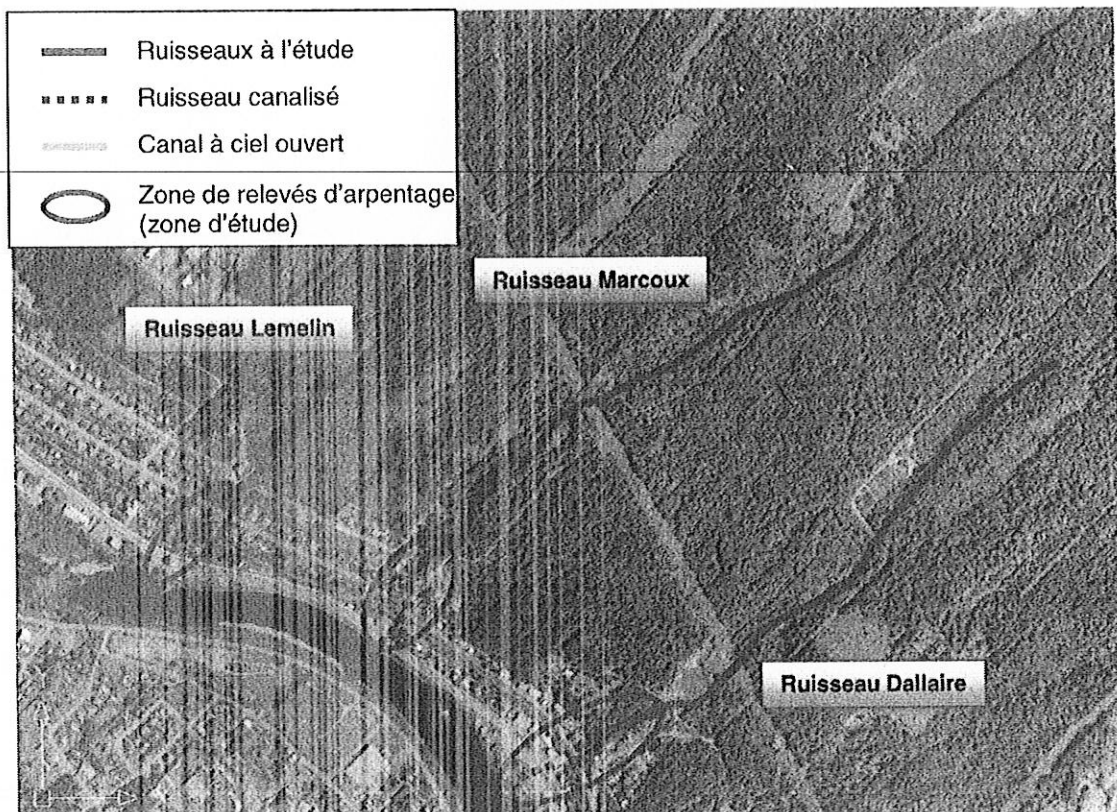
Des relevés topographiques des trois (3) ruisseaux ont été réalisés le 20 mai 2009. Ces données topographiques ont été utilisées pour l'étude du mandat. Le lit du cours d'eau, les talus ainsi que les infrastructures présentes le long des ruisseaux à proximité de leur entrée en canalisation ont été relevés (figure 2.1).

Une visite des sites des trois (3) ruisseaux a été effectuée le 28 avril 2009 par des ingénieurs du groupe Roche ltée en compagnie d'un représentant de la ville de Beauceville.

Les données suivantes ont été utilisées pour compléter les données d'arpentage :

- Carte topographique (feuille 022L01), ministère des Ressources naturelles du Canada;
- Orthophotographies (Q07142-069 et Q07142-071) fournies par la Ville de Beauceville, utilisées pour faciliter le repérage et caractériser l'occupation du territoire pour l'analyse hydrologique des bassins versants.

**Figure 2.1** Limite des zones de relevés d'arpentage



## 3. Analyse hydraulique

---

### 3.1 Stratégie de modélisation

Pour les besoins du mandat, les trois (3) ruisseaux à l'étude, soient Dallaire, Marcoux et Lemelin, ont été modélisés à partir de leur source dans le secteur forestier jusqu'à leur exutoire situé à la rivière Chaudière. Les cours d'eau et leurs sous-bassins versants ont été modélisés à l'aide du logiciel StormNET version 4.16.0.17224 (BOSS International inc.). Ce logiciel de drainage permet de simuler le ruissellement de l'eau de pluie sur des sous-bassins en considérant l'occupation des sols, les pentes des terrains et l'infiltration en surface. Le modèle informatique fait ensuite la compilation des différents débits générés par les sous-bassins et les additionne afin de calculer les débits de pointe véhiculés dans le cours d'eau. L'écoulement de l'eau a été évalué en utilisant la méthode hydrodynamique en conservant les termes d'inertie des équations de Saint-Venant.

Pour la simulation, seuls les sous-bassins situés en amont de l'entrée en conduite (au nord de la 9<sup>e</sup> Avenue) ont été incorporés aux modèles, puisque la partie urbanisée a peu d'influence sur le comportement du ruisseau. Les sous-bassins versants ont été délimités à partir des courbes de niveau établies par le Ministère des Ressources naturelles du Canada. Les caractéristiques du sol et du territoire (usage du sol, capacité de drainage du sol, pente d'écoulement, réseau d'écoulement) ont été déterminées à l'aide des orthophotographies. Ces informations ont permis de déterminer le ruissellement et les apports d'eau générés par chaque sous-bassin suite au passage de la pluie de projet qui sont ensuite canalisés par un ruisseau jusqu'à la rivière Chaudière. La méthode d'infiltration développée par le bureau américain du Soil Conservation Service (SCS) a été employée en raison du caractère rural et forestier des sous-bassins, soit les conditions pour lesquelles s'applique cette méthode. Les paramètres de sol (curve numbers) ont été sélectionnés en considérant des conditions antécédentes d'humidité normale (AMCII).

Les sections d'écoulement dans la portion naturelle des ruisseaux ont été définies comme un cours d'eau idéalisé à la manière d'un canal rectangulaire. La géométrie du canal a été établie à partir des sections transversales réalisées sur les ruisseaux par l'arpenteur. L'écoulement dans la portion canalisée du ruisseau a été incorporé au modèle en considérant la géométrie des conduites évaluée par les relevés d'arpentage et les informations récupérées.

Pour tenir compte des pertes de charges associées à l'aménagement des entrées en conduite, un coefficient de perte de charge « k » plus sévère a été sélectionné. Une valeur « k » de 3,0 a été imposée au modèle à cette section. Pour le ruisseau Marcoux, des coefficients de 0,8 ont été considérés aux regards en aval de celui qui s'est soulevé (REP 4523, figure 5.1) pour tenir compte des changements de direction des conduites.

Un débit de base de 150 L/s a été imposé à la tête du modèle. Le débit du ruisseau sera donc le débit de base auquel s'ajoutent les débits des eaux de ruissellement provenant des pluies simulées.

### 3.2 Pluie de projet

Dans le but de déterminer les débits transitant par les ruisseaux Dallaire, Marcoux et Lemelin, une pluie synthétique a été utilisée pour réaliser la simulation. La pluie de type Chicago d'une durée de 24 heures a été sélectionnée en raison du caractère rural du bassin versant du cours d'eau. Un pas de temps de 10 minutes a permis de construire l'hyétogramme. Les données pour créer la pluie synthétique proviennent de la courbe intensité-durée-fréquence (IDF) calculée à partir des données recueillies à la station météorologique #7027283 de Saint-Georges de Beauce. Cette station a recueilli des données entre 1966 et 1990. Les valeurs de la pluie synthétique ont été pondérées de 20 % pour tenir compte des changements climatiques. L'hyétogramme de la pluie de projet, pour différentes périodes de retour, est présenté à la figure 3.1.

### 3.3 Calage du modèle et conditions antécédentes d'humidité

L'analyse statistique de la pluie du 1<sup>er</sup> au 3 août 2008 est présentée à la figure 3.2 (présentée sur les courbes IDF de Saint-Georges). Il est à noter que cette analyse sous-estime les récurrences, car des données pluviométriques aux 15 minutes sont recommandées pour ce type d'analyse. À cet effet, le calage est réalisé à partir de données disponibles. Dans le cadre du présent mandat, des données horaires ont été utilisées puisque celles de 15 minutes n'étaient pas disponibles. La figure 3.2 montre que la pluie d'août 2008 avait une récurrence de moins de 10 ans pour des durées inférieures à 24 heures et de plus de 10 ans pour des durées supérieures à 24 heures.

En raison de l'absence de données d'observation en conditions normales d'écoulement, le modèle n'a pu être calé. La validité des résultats du modèle a pu être vérifiée à partir des valeurs de débit unitaire typique pour un bassin rural, soit environ 35 L/s/ha pour une pluie 100 ans (voir la section *résultats* des prochaines parties du document).

Figure 3.1 Hyéogramme de la pluie de projet (Chicago 24 h) pour différentes périodes de retour

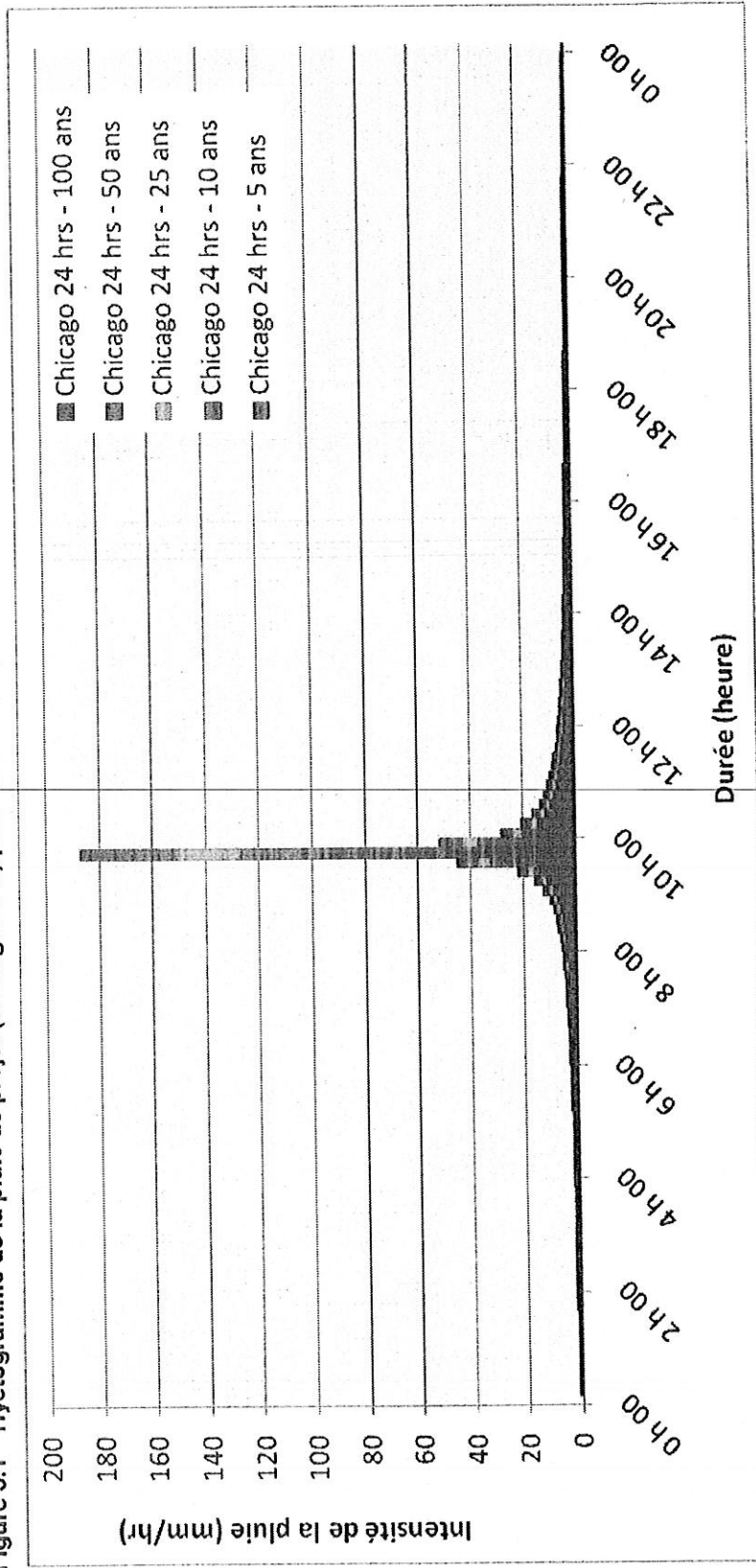
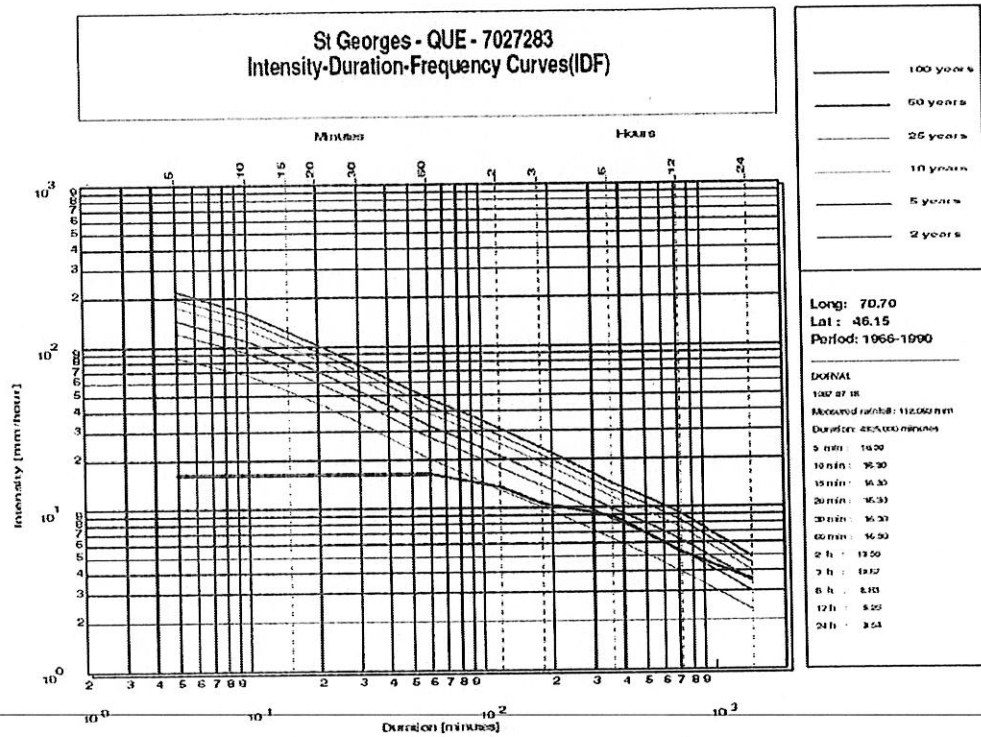


Figure 3.2 Analyse statistique (trait noir) de la pluie du 1<sup>er</sup> au 3 août 2008 (basée sur des données pluviométriques horaires de Beauceville reportées sur la courbe IDF de Saint-Georges)



### 3.4 Période de retour des pluies et de crue de la rivière Chaudière

L'analyse des trois (3) ruisseaux a été réalisée sous différentes périodes de retour de pluies synthétiques afin d'évaluer la capacité du réseau. Des périodes de retour de 10 ans, 25 ans, 50 ans et 100 ans ont été considérées.

Le niveau d'eau de la rivière Chaudière influence l'écoulement de l'eau dans le réseau de conduite des ruisseaux car elle peut causer du refoulement. Cependant, cette situation n'est pas à la source des problèmes de débordement pour les ruisseaux Lemelin et Marcoux. Ceux-ci surviennent beaucoup trop en amont pour être influencés par le régime des eaux de la rivière Chaudière. Pour les fins de l'analyse, un niveau d'eau établi à 149,78 m, correspondant à la crue deux ans, tel qu'estimé par le Centre d'expertise hydrique du Québec, a été imposé au modèle.

**Tableau 3.1 Côtes de crues de la rivière Chaudière à Beauceville pour différentes récurrences**

Réurrence	Niveau d'eau (m)
2 ans	149,78*
20 ans	151,80
100 ans	152,49

\* Valeur retenue pour la simulation d'écoulement en combinaison avec les différents scénarios de pluie

[Source des données : CEHQ 2008]

## Partie 1 – Ruisseau Dallaire

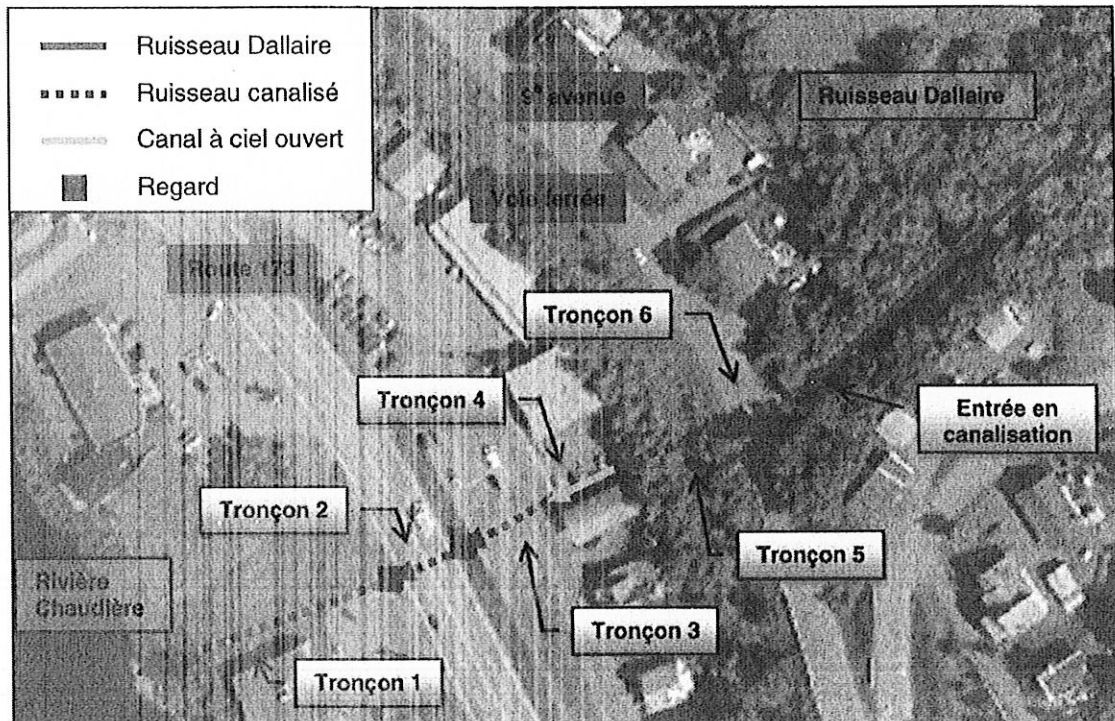
### 4.1 Description de la zone d'étude

Le ruisseau de Dallaire s'écoule à travers la ville de Beauceville vers la rivière Chaudière. Il s'agit d'un ruisseau d'une longueur d'environ 1 300 mètres. Ce ruisseau s'écoule en milieu forestier jusqu'à la 9<sup>e</sup> Avenue. À ce point, le débit du ruisseau s'écoule dans une conduite sur une distance d'environ 45 mètres pour traverser la 9<sup>e</sup> Avenue et la voie ferrée (figure 4.1). L'entrée en canalisation s'effectue dans un tuyau en béton armé (TBA) 900Φ alors que la sortie est assurée par un ponceau en maçonnerie (photo 4.1). La localisation de la jonction entre ces deux (2) conduites (TBA et maçonnerie) est inconnue, mais se situe probablement sous la voie ferrée.

À sa sortie en conduite (photo 4.2), soit en aval de la voie ferrée, le ruisseau s'écoule dans un canal à ciel ouvert sur une distance de 26 mètres. À l'extrémité aval du canal on retrouve une grille (photo 4.3) de même hauteur que le mur du canal à ce point. Le débit s'écoule en conduite à nouveau dans un TBA 900Ø (photo 4.3). La conduite rejoint ensuite la rivière Chaudière, 110 mètres plus loin (photo 4.4) après avoir traversé la route provinciale 173. Le diamètre de la conduite varie sur ce tracé de 110 mètres. La figure 4.1 et le tableau 4.1 présentent les infrastructures situées dans la zone d'étude.

Le bassin versant au droit de l'entrée en canalisation est estimé à 0,833 km<sup>2</sup> ou 83 ha.

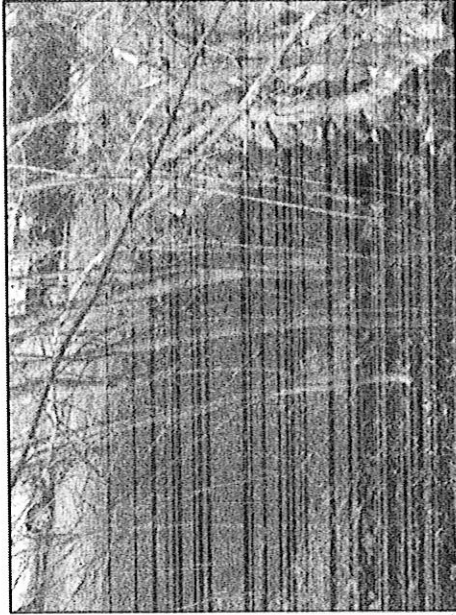
Figure 4.1 Réseau d'écoulement du ruisseau Dallaire canalisé



**Tableau 4.1 Caractéristiques des ouvrages rencontrés sur le ruisseau Dallaire dans la zone d'étude de l'aval vers l'amont**

Description	Géométrie (mm)	Longueur (m)	Pente (%)	Capacité hydraulique coulant plein (m³/s)
0. Rivière Chaudière	Niveau (crue 2 ans) : 149,78 m			
1. Conduite TBA – Tronçon 1	Diamètre : 900	65	3,6	4,0
2. Conduite TBA – Tronçon 2 Sous la route 173	Diamètre: 1050	21	5,3	8,0
3. Conduite TBA – Tronçon 3	Diamètre : 900	26	4,5	3,5
4. Canal à ciel ouvert rectangulaire	Hauteur moyenne : 1500 Largeur moyenne : 1500	26	7,3	24
5. Conduite sous la voie ferrée (TBA & maçonnerie)	<u>Tronçon en maçonnerie</u> Hauteur : 2000 (approximatif) Largeur : 1000 (approximatif)	Longueur totale : 20	Pente moyenne (sur 20 m) : 9,7	<u>Tronçon en maçonnerie</u> : 22
	<u>Tronçon en TBA</u> Diamètre : 900			<u>Tronçon en TBA</u> : 5,6
6. Conduite TBA sous la 9 <sup>e</sup> Avenue	Diamètre : 900	25	18,5	2,8

Photo 4.1 Entrée en canalisation du ruisseau Dallaire en amont de la 9<sup>e</sup> Avenue



5

Photo 4.2 Extrémité amont du canal à ciel ouvert

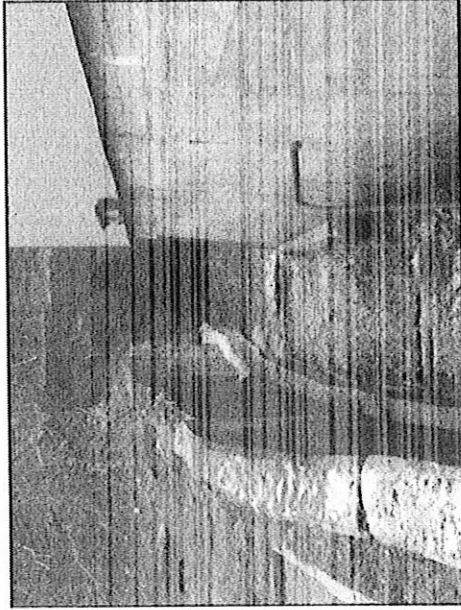


Photo 4.3 Extrémité aval du canal à ciel ouvert

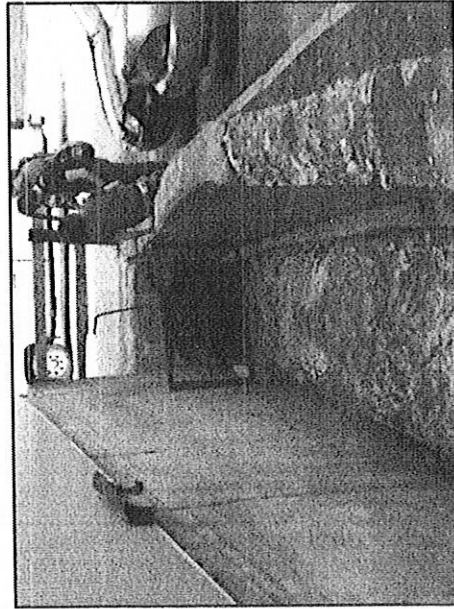
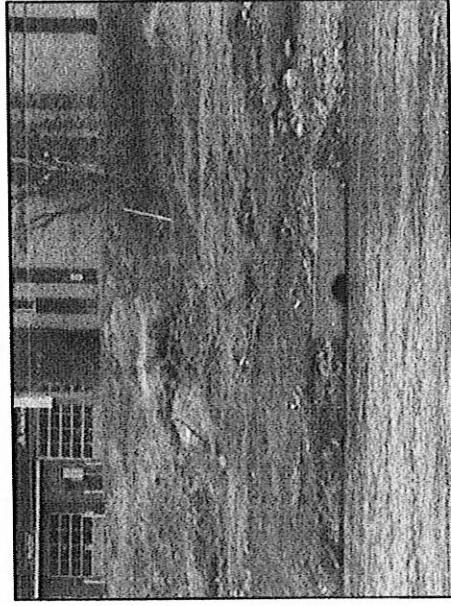


Photo 4.4 Exutoire du ruisseau dans la rivière Chaudière



### 4.3 Solutions

À la lumière des simulations effectuées, la conduite existante aurait la capacité d'évacuer un débit d'une récurrence de 10 ans sans causer de débordement. Les simulations ainsi que les constatations des événements des 2 et 3 août derniers ont permis de recommander les solutions suivantes pour réduire les risques de débordements futurs :

- Nettoyage du cours d'eau en amont afin d'éliminer le bois mort et les débris;
- Prohiber les déversements de sols non consolidés dans le ruisseau (partie amont);
- Consolider les talus instables (afin de réduire l'érosion et le déplacement des sols fins vers l'aval du cours d'eau);
- Retirer le grillage présent dans le canal;
- Installer une grille anti-débris en amont de la conduite sous la 9<sup>e</sup> Rue (figure 4.6).
- Consolider le lit du ruisseau sur 60 m en aval du ponceau pour prévenir l'érosion et le transport de matériel par l'empierrement du ruisseau (figure 4.7):
  - Calibre 300-500 mm sur les premiers 60 m du ruisseau

Dans le cas où la Ville voudrait que le ruisseau puisse évacuer un débit pour une récurrence de 100 ans, il faudrait augmenter la capacité du canal de celui-ci soit :

- Remplacer la conduite en aval du canal à ciel ouvert de 900 mm Ø actuel par une conduite de 1050 mm Ø
- Remplacer la conduite en aval de la route 173 ouvert de 900 mm Ø actuel par une conduite de 1200 mm Ø
- Aucune modification n'est requise sur la conduite existante sous la 173;

L'emplacement des modifications et la ligne piézométrique pour la pluie 100 ans est présenté aux figures 4.8 et 4.9 respectivement.

Figure 4.6 Localisation de la grille anti-débris à installer

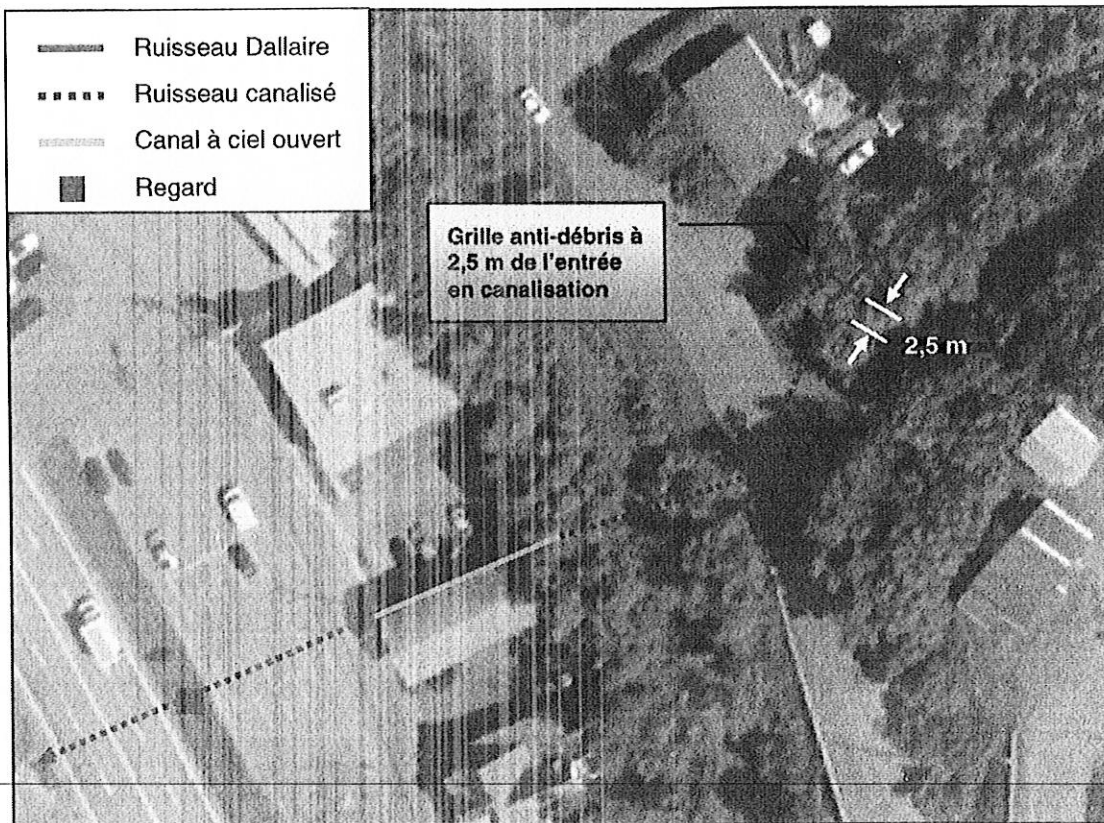
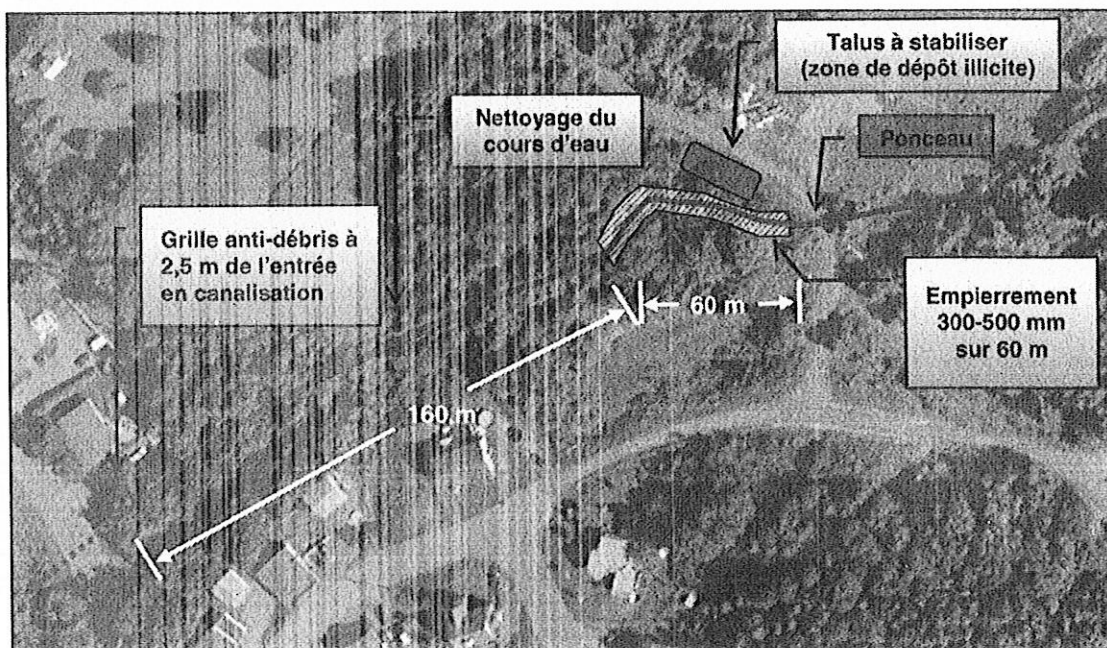


Figure 4.7 Empierrement proposé



De plus, le canal à ciel ouvert démontre des signes de faiblesses structurales par les fissures apparentes sur les murs ainsi que sur la dalle. Cette structure pourrait éventuellement subir un détachement d'une partie de la dalle qui pourrait éventuellement causer le même type d'obstruction qu'au Ruisseau Bertrand. De ce fait, en plus des solutions émises ci-haut, nous vous recommandons de reconstruire le canal à ciel ouvert.

Il faut noter qu'étant donné que l'élévation du stationnement de l'hôtel de ville est au même niveau que la cote de débordement de la rivière Chaudière, soit 152,0 mètres, les débordements dans le stationnement peuvent être engendrés par la remontée du niveau de la rivière Chaudière via le réseau pluvial. L'installation d'un clapet, à l'extrémité de l'exutoire, pourrait empêcher que cette situation ne survienne en période d'embâcle. Cependant, cette alternative pourrait causer davantage de problèmes dans le stationnement en condition de pluie et de fonte de neige. En effet, la tête d'eau dans le stationnement (hauteur du niveau d'eau) devra être plus élevée que celle de la rivière Chaudière pour pouvoir s'évacuer vers celle-ci en présence d'un clapet. Étant donné le peu d'avantages techniques de cette solution, nous recommandons de ne pas installer de clapet à l'exutoire.

L'atteinte des objectifs fixés par la Ville ne pourra être obtenue sans l'entretien des équipements installés (grille, nettoyage, autres). En effet, l'installation des grilles à l'amont des entrées des ouvrages permet d'éliminer l'obstruction en conduite mais peut également causer des problèmes majeurs si elles ne sont pas entretenues adéquatement. En étant obstruées, ces grilles ne permettront d'évacuer le débit vers la conduite, causant ainsi un refoulement en amont et un débordement vers le chemin le plus favorable.

## Partie 2 – Ruisseau Marcoux

---

### 5.1 Localisation et description de la zone d'étude

Le ruisseau Marcoux s'écoule à travers la ville de Beauceville vers la rivière Chaudière. Il s'agit d'un ruisseau d'une longueur d'environ 1 400 mètres. Ce ruisseau s'écoule en milieu forestier (photo 5.1) jusqu'à la 9<sup>e</sup> Avenue. À ce point, le ruisseau est canalisé (photo 5.2) pour rejoindre la rivière Chaudière 135 mètres plus loin (photo 5.3). Le premier tronçon canalisé, long de 51 mètres, rejoint le regard (REP 4597) sur le côté sud de la 9<sup>e</sup> Avenue. Ce tronçon est composé d'un tuyau en tôle ondulée (TTO) d'un diamètre de 1 700 mm et d'une conduite en béton armé (TBA). L'emplacement de cette jonction est inconnu. De même, le diamètre de la conduite est inconnu mais est présumé être de 900 mm.

Après le regard (REP 4597), l'eau s'écoule successivement dans des conduites de diamètres de 900 mm, 950 mm et 2 000 mm.

Sur ce réseau, le regard (REP 4523) situé dans le stationnement de l'entreprise « Garage Raymond Rodrigue » a été soulevé (photo 5.4).

La figure 5.1 et le tableau 5.1 présentent les infrastructures situées dans la zone d'étude.

Le bassin versant au droit de l'entrée en canalisation est estimé à 0,84 km<sup>2</sup> ou 84 ha.

Figure 5.1 Réseau d'écoulement du ruisseau Marcoux canalisé

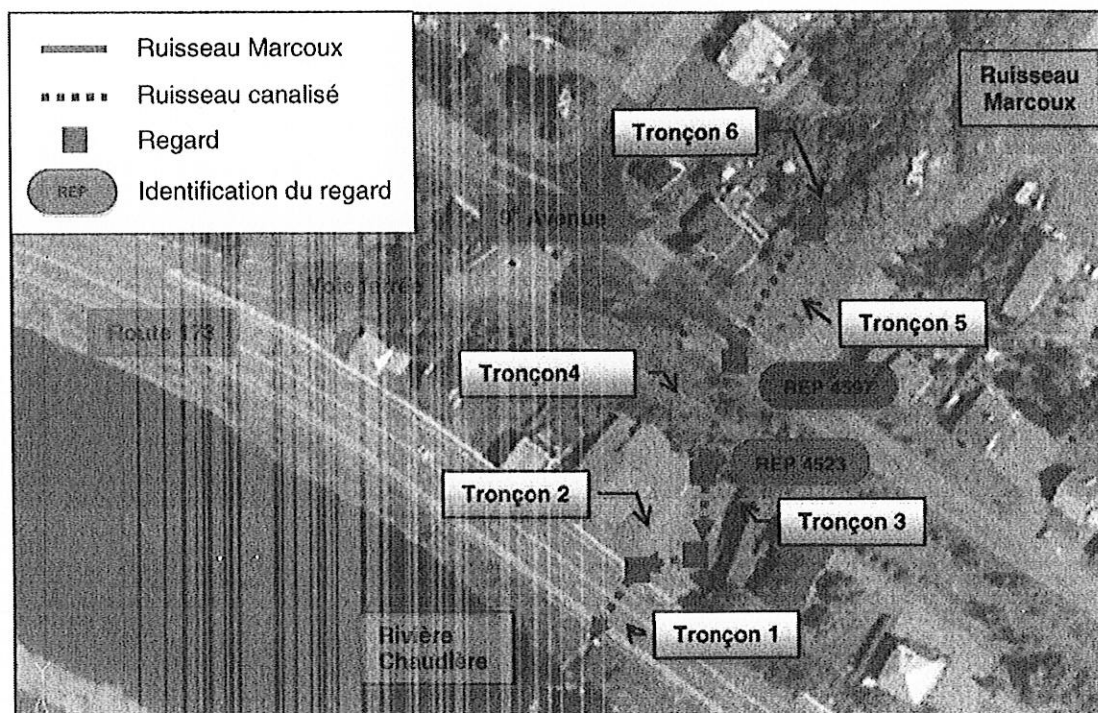


Tableau 5.1 Caractéristiques des ouvrages rencontrés sur le ruisseau de Marcoux dans la zone d'étude de l'aval vers l'amont

Description	Géométrie (mm)	Longueur (m)	Pente (%)	Capacité hydraulique coulant plein (m³/s)
0. Rivière Chaudière	Niveau (crue 2 ans) : 149,78 m			
1. Conduite TBA – Tronçon 1 Sous la route 173	Diamètre : 2 000	21,0	1,2	16,8
2. Conduite TBA – Tronçon 2	Diamètre : 900	22,3	4,4	4,4
3. Conduite TBA – Tronçon 3	Diamètre : 900	11,5	4,2	3,7
4. Conduite TBA – Tronçon 4	Diamètre : 900	28,5	5,5	4,2
5. Conduite TBA – Tronçon 5	Diamètre : 900 (présumé)	Nd	Pente moyenne sur 51 m : 9,7	Capacité minimale présumée (TBA 900Φ à 9,7%) : 5,5
6. Conduite TTO – Tronçon 6	Diamètre : 1700	Nd		
		Total : 51		

Nd : Non déterminé

Photo 5.1 Écoulement en milieu forestier du ruisseau Marcoux

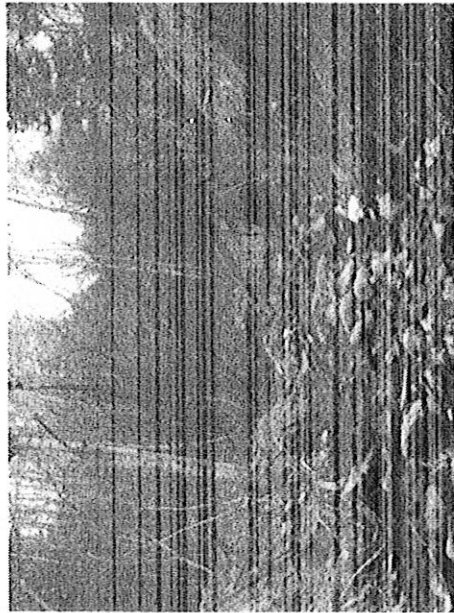


Photo 5.2 Entrée en canalisation du ruisseau Marcoux en amont de la 9<sup>e</sup> avenue

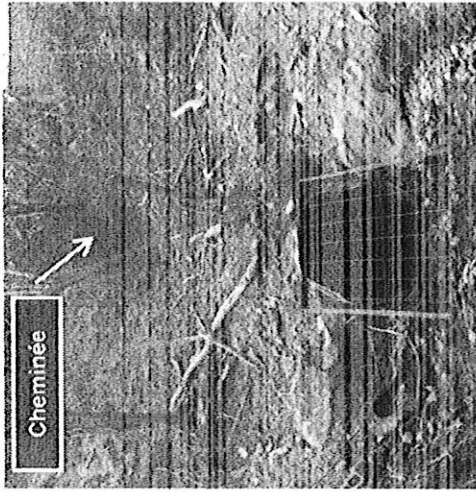


Photo 5.3 Exutoire du ruisseau dans la rivière Chaudière

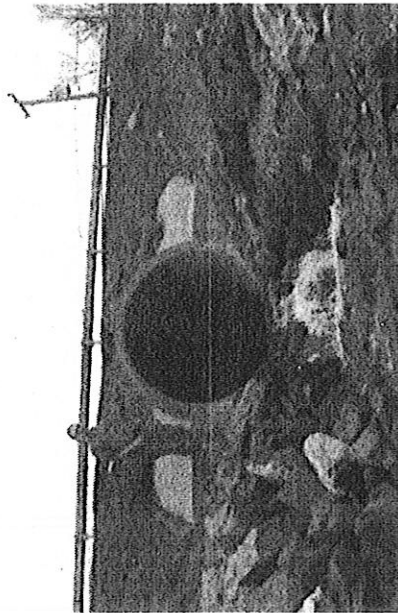
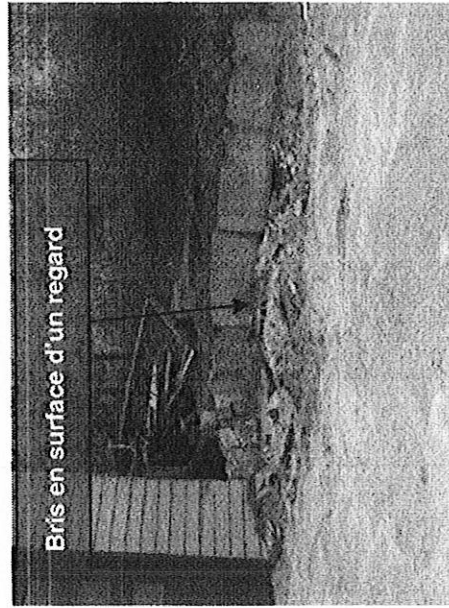


Photo 5.4 Regard soulevé (REP 4523)



### 5.3 Solutions

À la lumière des simulations effectuées, la conduite existante aurait la capacité d'évacuer un débit d'une récurrence de 25 ans sans causer de débordement. Par contre, pour la pluie 50 ans et plus, les débits sont suffisamment importants pour provoquer le débordement du regard du stationnement (REP 4523, figure 5.1). Les simulations ont permis de recommander les solutions suivantes pour réduire les risques de débordement futur:

- Nettoyage du cours en amont afin d'éliminer le bois mort, les débris;
- Empierrement d'une partie du cours d'eau en amont du ponceau (5 mètres) et au pourtour du ponceau;

Dans le cas où la Ville voudrait que le ruisseau puisse évacuer un débit pour une récurrence de 100 ans, il faudrait augmenter la capacité du canal en :

- Remplaçant le tronçon 2 et 3 par une conduite de 1050 mm Ø (32 mètres);

L'emplacement des modifications et la ligne piézométrique pour la pluie 100 ans sont présentés aux figures 5.4 et 5.5 respectivement.

## Partie 3 – Ruisseau Lemelin

---

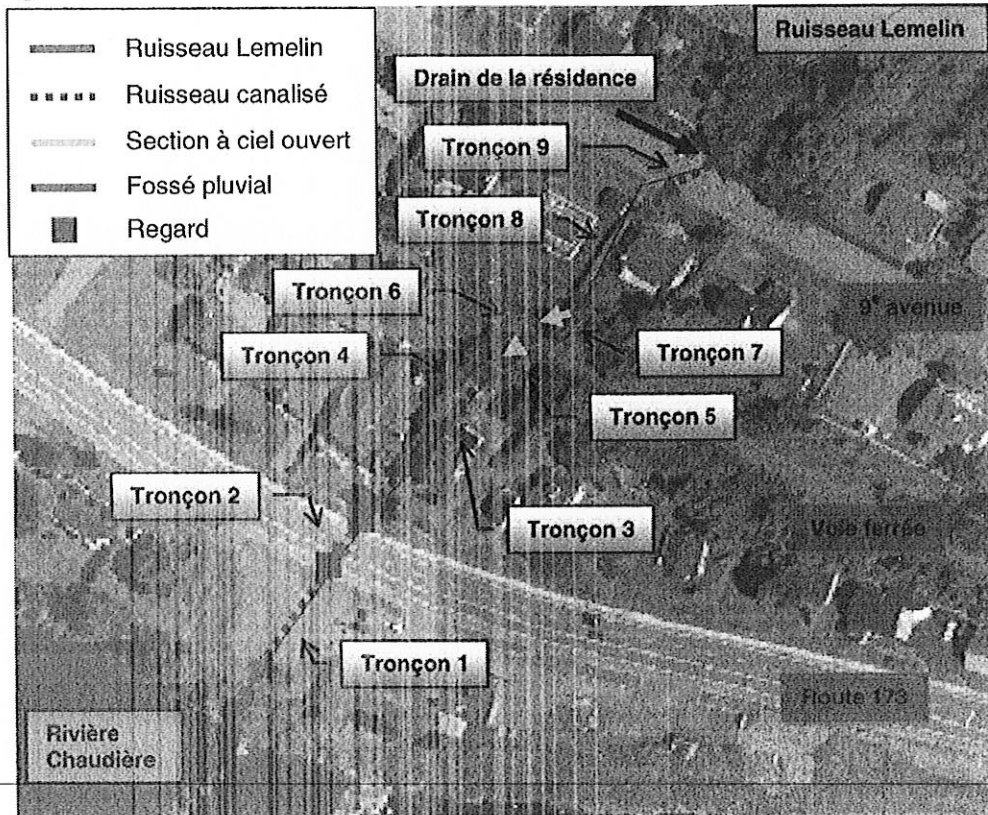
### 6.1 Localisation et description de la zone d'étude

Le ruisseau Lemelin s'écoule à travers la ville de Beauceville vers la rivière Chaudière. Il s'agit d'un ruisseau d'une longueur estimée à 750 mètres. Ce ruisseau s'écoule en milieu forestier jusqu'à la 9<sup>e</sup> Avenue. À ce point, les eaux pluviales de surfaces des terrains vacants du côté est, sont drainées par un fossé vers le ruisseau (photo 6.2) Lemelin.

À partir de la 9<sup>e</sup> Avenue, le ruisseau Lemelin est canalisé (photo 6.3) pour rejoindre la rivière Chaudière 200 mètres plus loin (photo 6.4) à l'exception de deux (2) courts tronçons à ciel ouvert. Au site d'entrée en canalisation du ruisseau Lemelin, le ruisseau s'écoule près de résidences (photos 6.5 et 6.6). Une grille de protection a été installée temporairement (photo 6.3) à l'entrée de la conduite. Le ruisseau entre en canalisation par un tuyau en béton (TBA) de 450 mm Ø de diamètre. Une conduite de 200 mm a été installée en CPV à côté de la conduite principale pour augmenter la capacité hydraulique. La pente de cette conduite est inconnue sur ce tronçon (tronçon 9, figure 6.1). Cependant, une fissure transversale sur la 9<sup>e</sup> Avenue indique que la conduite se situe près de la surface (photo 6.7). Son tracé a été présumé à 0,5 % sous la 9<sup>e</sup> Avenue (sur 14 m), pour ensuite rejoindre la sortie à l'extrémité du tronçon #8 (figure 6.1) sous une pente de 17 % sur 40 m. Le tracé du ruisseau Lemelin en aval de la 9<sup>e</sup> Avenue est présenté à la figure 6.1. Le tableau 6.1 présente les infrastructures situées dans la zone d'étude.

Le bassin versant au droit de l'entrée en canalisation est estimé à 0,08 km<sup>2</sup> ou 8 ha.

Figure 6.1 Réseau d'écoulement en aval de la 9<sup>e</sup> Avenue



**Tableau 6.1 Caractéristiques des ouvrages rencontrés sur le ruisseau Lemelin dans la zone d'étude de l'aval vers l'amont**

Description	Géométrie (mm)	Longueur (m)		Pente (%)	Capacité hydraulique coulant plein (m <sup>3</sup> /s)
0. Rivière Chaudière	Niveau (crue 2 ans) : 149,78 m				
1. Conduite TBA – Segment 1	Diamètre : 900	46		5,9	4,2
2. Conduite TBA – Segment 2	Diamètre : 900	16		0,6	1,3
3. Conduite TBA – Segment 3	Diamètre : 600	Nd	Total : 58	11,6 (Pente moyenne sur 58 m)	2,1 (sous une pente moyenne de 11,6%)
4. Conduite TTO	Diamètre : 750	Nd			
5. Écoulement à ciel ouvert	-	3		53	-
6. Conduite TTO – Sous la voie ferrée	Diamètre : 1200	11,5		4,5	4,5
7. Écoulement à ciel ouvert	-	9		31	-
8. Conduite TBA – Sous la 9e avenue	Diamètre : 450	15 (présumée)		0,5 (présumée)	0,2
9. Conduite TBA	Diamètre : 450	40		17	1,1

Nd : Non déterminé

Photo 6.1 Exutoire du réseau pluvial de la 9<sup>e</sup> Avenue – côté ouest

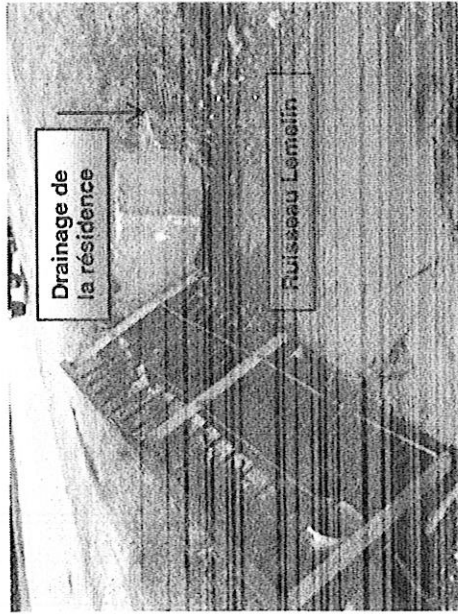


Photo 6.2 Fossé de drainage se joignant au ruisseau Lemelin

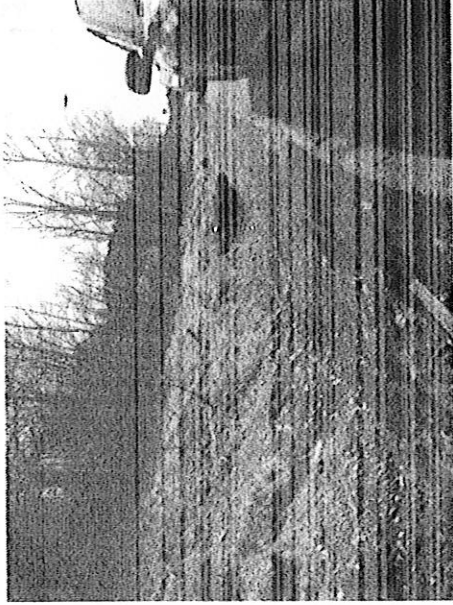


Photo 6.3 Entrée en canalisation du ruisseau Lemelin

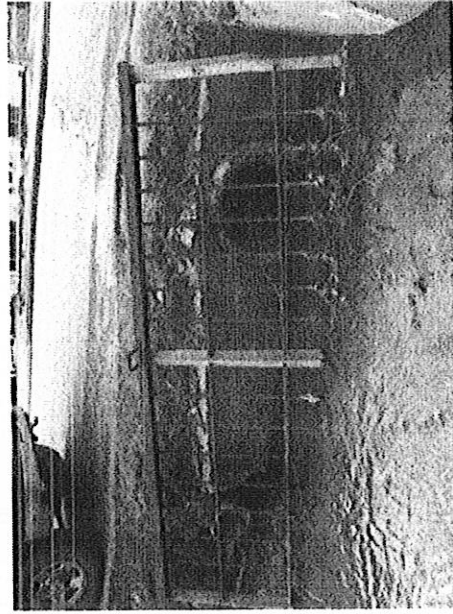
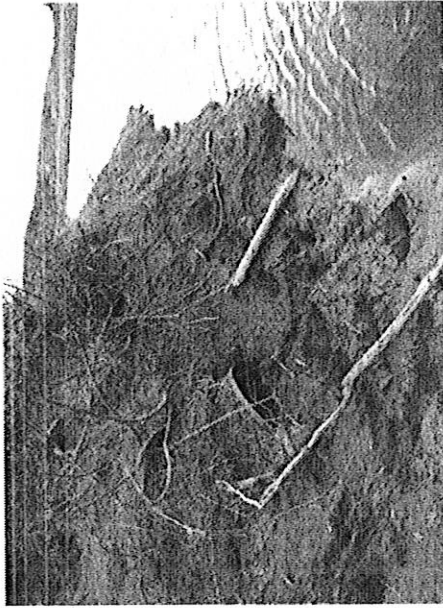
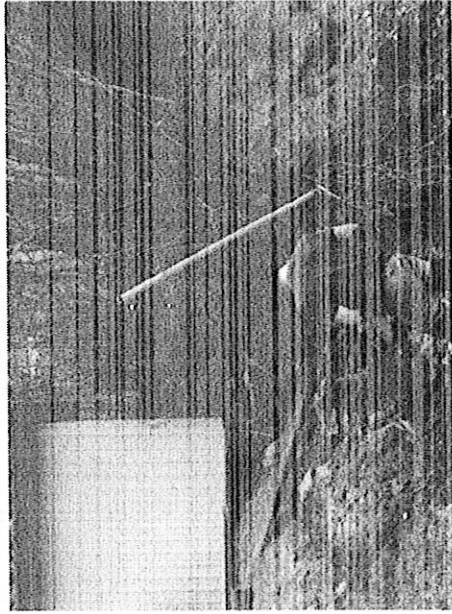


Photo 6.4 Exutoire du ruisseau dans la rivière Chaudière



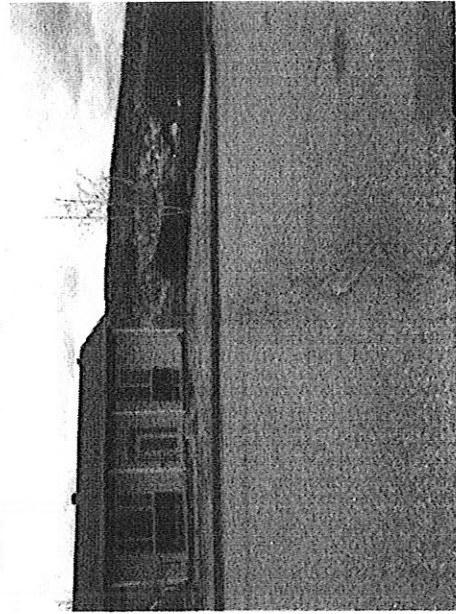
**Photo 6.5 Ruisseau Lemelin à l'amont de l'entrée en canalisation**  
– vue vers l'amont



**Photo 6.6 Ruisseau Lemelin à l'amont de l'entrée en canalisation**  
– vue vers l'aval



**Photo 6.7 Fissure sous la 9<sup>e</sup> avenue signalant la présence de la conduite 450 mm Ø près de la surface**



## 6.3 Solutions

Afin d'éviter un rehaussement excessif du niveau d'eau en amont de la 9<sup>e</sup> Avenue, les solutions suivantes sont proposées :

- Nettoyer le fossé,
- Reprofiler le fossé à l'entrée en conduite dans le fossé amont;
- Reconstruire l'entrée en canalisation 500 mm x 1 000 mm afin de maximiser l'écoulement vers la nouvelle conduite de 525 mm.
- Augmentation de la capacité hydraulique du ruisseau pour une récurrence de 25 ans :
  - Remplacer le tronçon de conduite sous la 9<sup>e</sup> avenue (actuellement un 450 mm Ø @ 0,5 % de pente) jusqu'au changement de pente par une conduite de 525 mm Ø avec une pente de 3,5 % (voir Note 1) (note 2);
  - Installer un regard avec bloc-joint ;

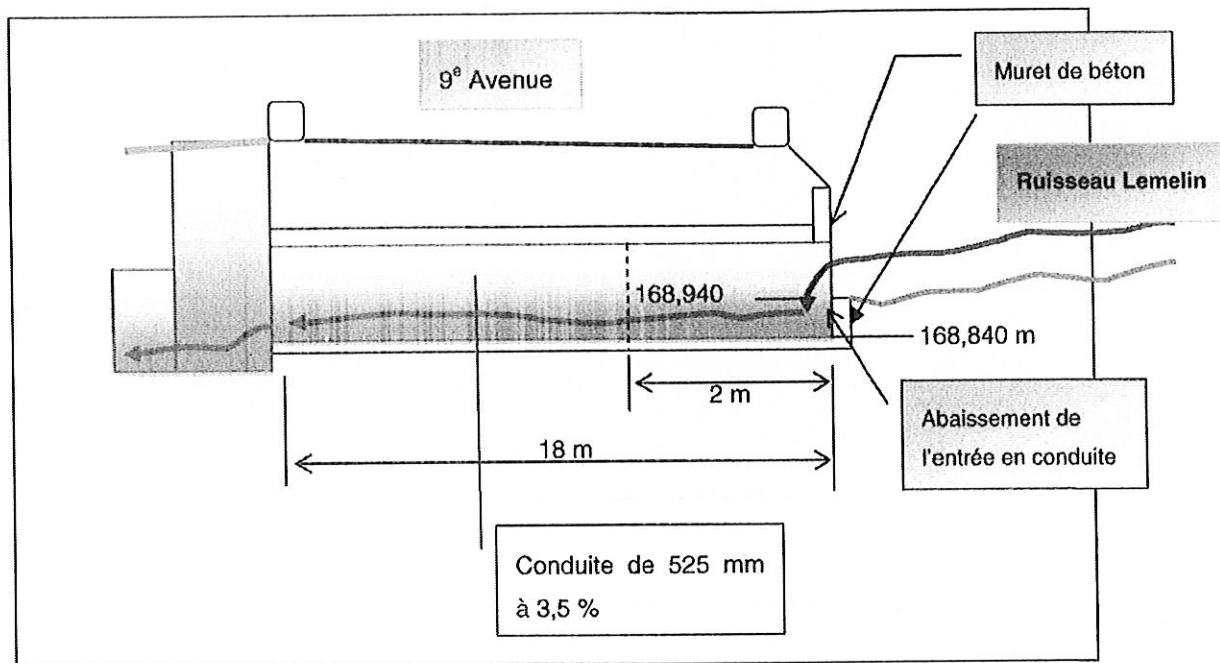
Note 1: en raison du faible recouvrement entre le pavage de la 9<sup>e</sup> Avenue et la conduite et pour limiter les coûts d'excavation et conserver une pente appréciable, une hauteur de 525 mm a été privilégiée pour la conduite de remplacement.

Note 2 : Une conduite pluviale de 600 mm Ø est présente sous la 9<sup>e</sup> Avenue. La couronne estimée de cette conduite, en face du ruisseau Lemelin, est estimée à 168,29 mètres d'élévation. Ceci permettra l'installation de la nouvelle conduite à une pente maximale de 3,5 %.

L'emplacement des modifications et le type d'aménagement sont présentés aux figures 6.2, 6.3 et 6.4.

Pour offrir une capacité de plus de 25 ans, il faudrait installer une conduite supplémentaire de 525 mm en parallèle de la conduite proposée, ce qui nécessitera une chambre de raccordement plus grande. Cette installation est requise dû au problème de recouvrement.

Figure 6.4 Coupe de l'aménagement proposé (non à l'échelle)



## 7. Recommandation et conclusions

En général, à la lumière des analyses des trois ruisseaux, des points communs sont ressortis. Il est impératif de faire l'entretien des ruisseaux afin de réduire les risques d'obstructions des ouvrages. La Ville doit réaliser un programme d'entretien rigoureux des ouvrages. Il faut comprendre que l'accumulation de débris aux entrées des ouvrages et aux grilles peut créer des problèmes majeurs de débordement puisqu'ils n'auront plus la capacité d'évacuation. De plus, nous vous recommandons d'évaluer le niveau de service que la Ville veut offrir au citoyen avant de choisir les solutions adéquates. Tous les ouvrages analysés ont été évalués dans le but de trouver des pistes de solutions qui pourraient être mises en application pour régler les problèmes de débordements et ou d'inondation.

Par ailleurs, l'analyse hydraulique a montré que lorsque le niveau de la rivière Chaudière atteint l'élévation 152,0 mètres, soit l'élévation du stationnement, ce dernier subit des inondations par refoulement de l'eau via le réseau de canalisation existant. Une telle élévation de la rivière Chaudière correspond à une pluie de récurrence 1 : 100 ans. Par contre, cette statistique est réduite lorsque des embâcles se forment sur la rivière, provoquant un rehaussement du niveau d'eau, non pas causé par des débits importants, mais par un phénomène de refoulement.

### 7.1 Partie 1 – Ruisseau de Dallaire

L'analyse hydraulique a permis de faire ressortir que le ruisseau Dallaire a la capacité hydraulique pour évacuer les débits associés à une pluie allant jusqu'à une récurrence 25 ans. Cependant, pour les pluies de récurrence plus rare (50 ans et plus), le ruisseau déborderait par le canal à ciel ouvert près de l'hôtel de ville.

Deux (2) tronçons d'écoulement apparaissent être limitant : la conduite immédiatement à l'aval du canal à ciel ouvert (TBA 900) avec une capacité coulant plein de 3,5 m<sup>3</sup>/s et la conduite à l'aval de la route 173 jusqu'à la rivière Chaudière (TBA 900) avec une capacité coulant plein de 4,0 m<sup>3</sup>/s.

L'analyse a aussi mis en évidence le grand potentiel de transport de débris dans le réseau canalisé du ruisseau. En effet, le ruisseau, dans le tronçon naturel qui précède l'entrée en canalisation, s'écoule à travers un milieu boisé présentant de nombreux débris tels que des branches, feuilles, pierres et détritiques de toute sorte. Par ailleurs, près du ponceau en haut de talus, le talus en rive droite n'est pas consolidé en raison de dépôts successifs de matériel par des citoyens. Ce talus constitue une source de matériel pouvant être transporté en aval, démontrée par les signes d'érosion présente.

De plus, l'écoulement du ruisseau sur le tronçon précédent l'entrée en canalisation s'effectue sous une pente de plus de 14 % sur environ 220 mètres permettant l'atteinte de vitesses importantes (> 3 m/s) donnant suffisamment d'énergie pour réaliser le transport de matériel et sédiment.

Enfin, l'entrée en canalisation n'est pas protégée par une grille anti-débris. Les débris peuvent donc pénétrer le réseau et y causer de l'obstruction pouvant mener, éventuellement à des débordements, malgré des débits relativement faibles. C'est ce qui semble s'être produit du 1<sup>er</sup> au 3 août 2008, alors que le canal à ciel ouvert ainsi que la conduite en aval de celui-ci, ont été remplis de débris qui ont limité l'écoulement.

Pour corriger la situation, les recommandations suivantes sont formulées :

- Nettoyage du cours en amont afin d'éliminer le bois mort et les débris;
- Prohiber les déversements de sols non consolidés dans le ruisseau (partie amont);
- Consolider les talus instables (afin de réduire l'érosion et le déplacement des sols fins vers l'aval du cours d'eau);
- Retirer le grillage présent dans le canal en béton;
- Installer une grille anti-débris en amont de la conduite sous la 9<sup>e</sup> Rue;
- Consolider le lit du ruisseau sur 60 mètres en aval du ponceau pour prévenir l'érosion et le transport de matériel par l'empierrement du ruisseau :
  - Calibre 300-500 mm sur les premiers 60 mètres du ruisseau
- Stabiliser par ensemencement hydraulique le talus à l'emplacement des déversements illicites.

Dans le cas où la Ville voudrait que le ruisseau puisse évacuer un débit pour une pluie de récurrence de 100 ans, il faudrait augmenter la capacité de la partie aval du canal à ciel ouvert soit :

- Remplacer la conduite en aval du canal à ciel ouvert de 900 mm Ø actuel par une conduite de 1 050 mm Ø
- Remplacer la conduite en aval de la route 173 ouvert de 900 mm Ø actuel par une conduite de 1 200 mm Ø
- Aucune modification n'est requise sur la conduite existante sous la 173.

De plus, nous vous recommandons de reconstruire le canal à ciel ouvert existant qui présente des signes de dégradations. Cette initiative permettra d'éviter la situation qui s'est produite dans le canal du ruisseau Bertrand (arrangement de la dalle qui a obstrué l'ouverture en aval).

Les coûts des travaux pour la solution de maintenir le niveau de service à 25 ans sont estimés à 221 870 \$ taxes incluses. Pour la solution d'augmenter le niveau de service pour une récurrence de 100 ans, le coût des travaux est estimé à 454 300 \$ taxes incluses.

## 7.2 Partie 2 – Ruisseau Marcoux

L'analyse hydraulique a démontré que le ruisseau Marcoux possède la capacité de transiter les débits associés à une pluie de récurrence 25 ans sans causer de débordement. Par contre, pour une pluie de récurrence 50 ans et plus, l'eau déborde par le regard du stationnement du *Garage Raymond Rodrigue*. Ce regard a d'ailleurs été endommagé récemment par son soulèvement dû à des pressions hydrostatiques trop élevées.

Afin de limiter l'occurrence de débordement du ruisseau Marcoux, les recommandations suivantes sont formulées :

- Nettoyage du cours en amont afin d'éliminer le bois mort, les débris;
- Empierrement d'une partie amont du cours d'eau (5 mètres) et au pourtour du ponceau en amont;
- Installer une grille anti-débris en amont de la conduite sous la 9<sup>e</sup> Rue.

Dans le cas où la Ville voudrait que le ruisseau puisse évacuer un débit pour une récurrence de 100 ans, il faudrait augmenter la capacité du canal en :

- Remplaçant les tronçons 2 et 3 par une conduite de 1250 mm $\Phi$

Les coûts des travaux pour la solution de maintenir le niveau de service actuel soit de 25 ans sont estimés à 30 900 \$ taxes incluses. La répartition des coûts est :

- Ville : 22 750 \$
- Propriété privée (#lot 3 487 995) : 8 150 \$

Pour l'option d'évacuer le débit d'une récurrence de 100 ans, le coût des travaux est estimé à 89 400 \$ taxes incluses. La répartition des coûts est :

- Ville : 30 880 \$
- Propriété privée : 58 520 \$

## 7.3 Partie 3 – Ruisseau Lemelin

L'analyse hydraulique a démontré que la configuration de l'entrée en canalisation, à la hauteur de la 9<sup>e</sup> Avenue, est déficiente. En effet, cette approche ne peut adéquatement faire cheminer l'eau vers la canalisation existante, soit un TBA 450 mm  $\Phi$ . De plus, ce premier tronçon de conduite, sous la 9<sup>e</sup> Avenue possède une faible pente, limitant la capacité hydraulique de la conduite à 0,2 m<sup>3</sup>/s, soit une valeur inférieure au débit associé à une pluie de récurrence 10 ans. Par conséquent, lorsque les débits sont supérieurs à 0,2 m<sup>3</sup>/s, le ruisseau sort de son lit à son arrivée à la 9<sup>e</sup> Avenue.

Afin de limiter l'occurrence de débordement du ruisseau Lemelin, les recommandations suivantes sont formulées :

- Nettoyer le fossé,
- Abaisser le niveau à l'entrée de 100 mm dans la conduite proposée;
- Augmentation de la capacité hydraulique du ruisseau :
  - Pour une pluie de récurrence de 25 ans :
    - Entrée en canalisation 1000mm(l) x 500 mm(h);
    - Remplacer le tronçon de conduite sous la 9<sup>e</sup> Avenue (actuellement un 450 mm Ø @ 0,5 %) jusqu'au changement de la pente sur le terrain privé par une conduite de 525 mm à 3,5 % de pente (la longueur du tronçon à remplacer est estimée à 18 mètres);
    - Installer un regard avec bloc-joint à la jonction de la conduite existante de 450 mm Ø.
  - Pour une pluie de récurrence de 100 ans :
    - Entrée en canalisation de 2000mm(l) x 500mm(h);
    - Remplacer le tronçon de conduite sous la 9<sup>e</sup> Avenue (actuellement un 450 mm Ø @ 0,5 %) jusqu'au changement de la pente sur le terrain privé par deux conduites de 525 mm en parallèle à 3,5 % de pente (la longueur du tronçon à remplacer est estimée à 18 mètres);
    - Installer un regard de grande dimension de 2400mm x 1200mm avec bloc-joint à la jonction de la conduite existante de 450 mm Ø

Les coûts pour augmenter la capacité pour permettre de répondre à une pluie de récurrence de 25 ans sont estimés à 41 450 \$ taxes incluses. Les coûts sont répartis comme suit :

- Ville : 25 195 \$;
- Propriété privée : 16 255 \$.

Pour l'option d'évacuer le débit d'une récurrence de 100 ans, le coût des travaux est estimé à 65 350 \$ taxes incluses. La répartition des coûts est :

- Ville : 34 950\$
- Propriété privé : 30 400\$

# 1. Mise en situation

Le 1<sup>er</sup> et 3 août 2008, survenait un événement pluvieux d'envergure sur le territoire de la ville de Beauceville. Plusieurs secteurs de la ville furent touchés par les pluies abondantes et les débits gonflés des cours d'eau traversant le territoire de la ville. Un des secteurs touchés, fut le secteur situé près de la 169<sup>e</sup> Rue et de la 9<sup>e</sup> Avenue. Celui-ci a été aux prises avec des inondations importantes occasionnant des dommages aux infrastructures municipales et aux propriétés privées.

Lors de cet événement, le ruisseau localisé dans ce secteur (ci-après nommé ruisseau de la 169<sup>e</sup> Rue) et qui traverse la carrière de Beauceville, est sorti de son lit à l'endroit où celui-ci est canalisé derrière la résidence privée sise au 428 de la 19<sup>e</sup> Avenue. La crue du ruisseau a provoqué l'effondrement d'un chemin de terre situé à environ 40 mètres en amont de ce secteur entraînant une importante quantité de sédiments vers le ponceau localisé sous le terrain privé de la résidence du 428 de la 19<sup>e</sup> Avenue. Cette situation a entraîné le colmatage de l'entrée du ponceau provoquant ainsi le transport d'une importante quantité de sédiments et de matériaux sur le terrain de la propriété privée et sur la 19<sup>e</sup> Avenue. Les photos 1.1 montrent bien l'ampleur des débits et des dommages survenus dans ce secteur.

Compte tenu de l'importance des dommages qui sont survenus, le 1<sup>er</sup> et 3 août 2008, dans le secteur de la 169<sup>e</sup> Rue et dans plusieurs autres secteurs de la ville et étant donné que la sécurité des citoyens de Beauceville était compromise par l'état de la situation, les autorités municipales et le ministère de la Sécurité publique, ont décrété l'état d'urgence.

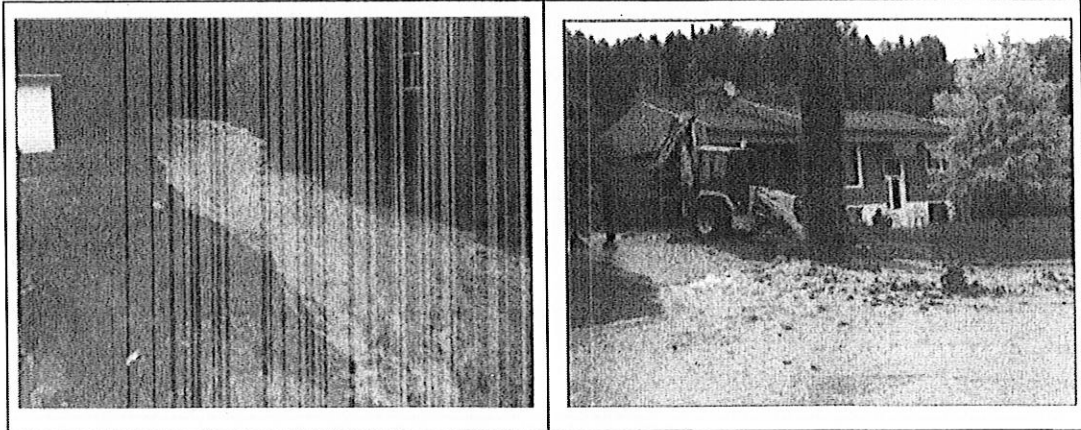
Dans ce contexte, la Ville de Beauceville a mandaté la firme Roche ltée pour réaliser les travaux d'urgence qui ont permis de réparer les infrastructures endommagées par les pluies du 1<sup>er</sup> et 3 août 2008 et ce, dans plusieurs secteurs de la ville. Dans le secteur de la 169<sup>e</sup> Rue, le nettoyage des fossés, des rues, des conduites et des ponceaux touchés et endommagés par la crue du ruisseau a été réalisé dans les jours qui ont suivi les inondations.

Afin d'être en mesure de bien évaluer les infrastructures à réhabiliter (capacité, diamètre, pente, etc.), les autorités municipales ont également demandé aux professionnels de Roche de réaliser l'analyse hydraulique du ruisseau et du fossé de drainage qui ont provoqué les dommages dans le secteur de la 169<sup>e</sup> Rue. Ainsi, les professionnels de la firme Roche ltée évalueront, dans le cadre de cette étude, les capacités hydrauliques du ruisseau, du fossé de drainage et des infrastructures existantes et émettront les recommandations qui permettront de réparer les infrastructures endommagées lors de l'évènement du 1<sup>er</sup> et 3 août 2008. De plus, les recommandations émises par le Consultant permettront de limiter la fréquence des débordements des cours d'eau localisés dans le secteur de la 169<sup>e</sup> Rue et, par le fait même, les dommages pouvant être occasionnés aux infrastructures municipales et privées.

Enfin, lors de la rencontre qui a eu lieu au bureau du ministère de la Sécurité publique du Québec au mois de septembre 2008, les autorités municipales de la Ville de Beauceville avaient fait la

demande, que l'étude hydraulique des cours d'eau qui ont occasionné les dommages des infrastructures municipales situées dans le secteur de la 169<sup>e</sup> Rue, ainsi que les travaux de réhabilitation qui en découleront, soient éligibles à une aide financière du ministère de la Sécurité publique.

**Photos 1.1 Débordement du ruisseau de la 169<sup>e</sup> Rue sur le terrain de la résidence sise au 428 de la 19<sup>e</sup> Avenue**



**Chapitre 2**  
**Ruisseau de la 169<sup>e</sup> Rue**

## 2. Ruisseau de la 169<sup>e</sup> Rue

### 2.1 Localisation et description de la zone à l'étude

Le ruisseau s'écoulant près de la 169<sup>e</sup> Rue (ci-après nommé ruisseau de la 169<sup>e</sup> Rue) s'écoule à travers la ville de Beauceville vers la rivière Chaudière. Il s'agit d'un cours d'eau de faible débit n'étant pas représenté sur les cartes topographiques du Québec. Le ruisseau prend sa source à partir d'un territoire forestier et possède une longueur approximative de plus de 1 500 mètres comprise entre la ligne de transport électrique et la rivière Chaudière. La superficie estimée de son bassin versant, au droit de l'entrée en canalisation, est d'environ 55 ha (0,55 km<sup>2</sup>). La figure 2.1 présente la localisation du ruisseau de la 169<sup>e</sup> Rue et son bassin versant au droit de l'entrée en canalisation.

À partir de l'amont de la zone à l'étude, le réseau d'écoulement du ruisseau est le suivant :

#### A- ÉCOULEMENT À SURFACE LIBRE

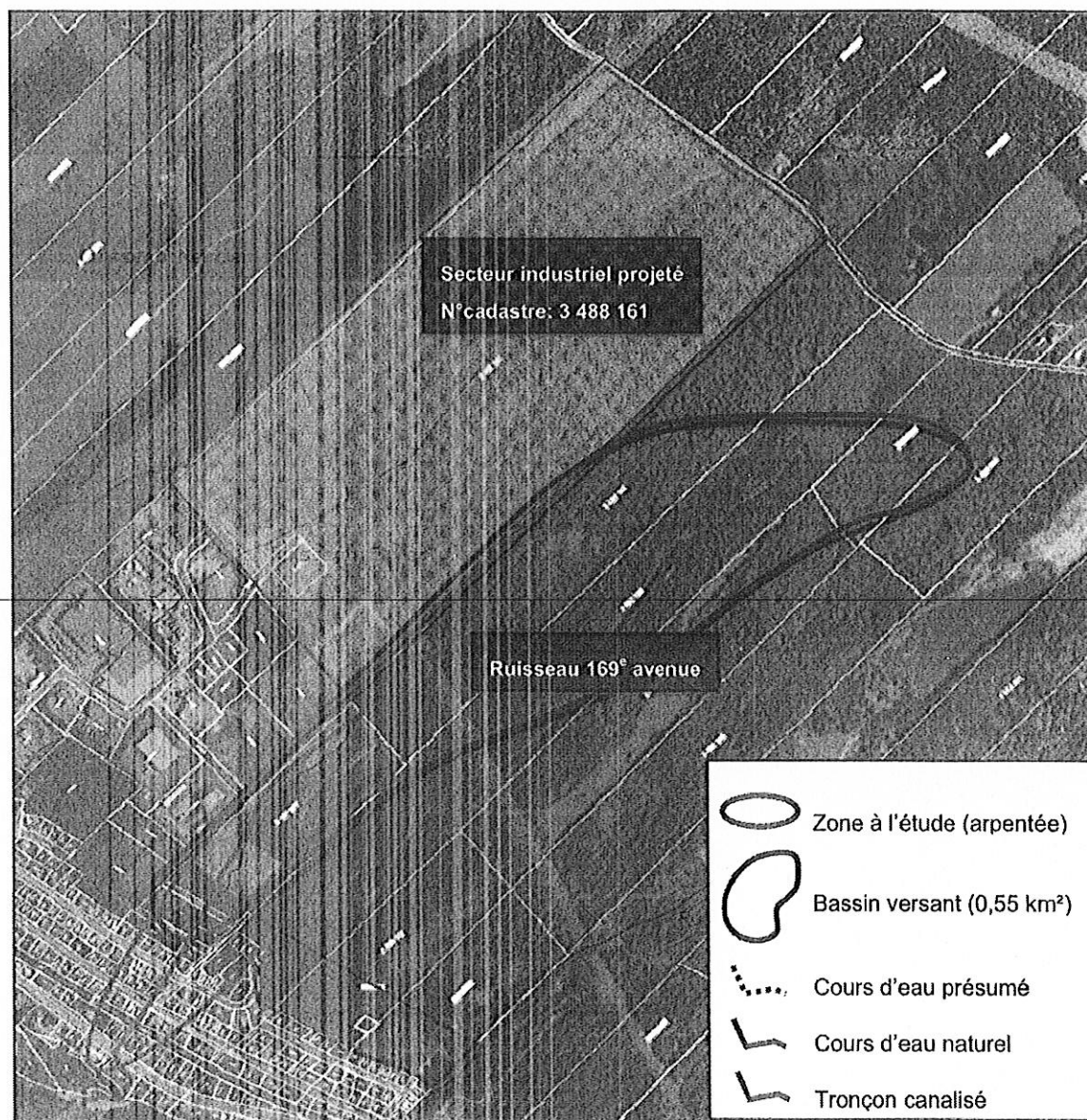
- Le ruisseau de la 169<sup>e</sup> Rue s'écoule d'abord à proximité d'une carrière à travers un réseau de fossés creusés artificiellement;
- Au pied du talus situé à la limite de cette carrière, le ruisseau traverse deux chemins de terre. Le premier ponceau rencontré est un TTOG (tuyau de tôle ondulée galvanisée) de 1 050 mm de diamètre et d'environ 16 mètres de longueur (chemin de terre # 2);
- Le second ponceau, situé à environ 75 mètres en aval, est une conduite en béton armé (TBA) de 600 mm de diamètre et d'une longueur approximative de 16 mètres. Le ponceau a été endommagé lorsque le chemin de terre qui enjambait le ruisseau (chemin de terre #1) a été emporté lors de la pluie du début du mois d'août 2008. Le chemin de terre # 1 s'est affaissé et le ponceau a été déplacé de sa localisation initiale. Les photos 2.1, 2.2 et 2.3 présentent les dommages occasionnés par la crue du ruisseau de la 169<sup>e</sup> Rue au chemin de terre et au ponceau en béton.

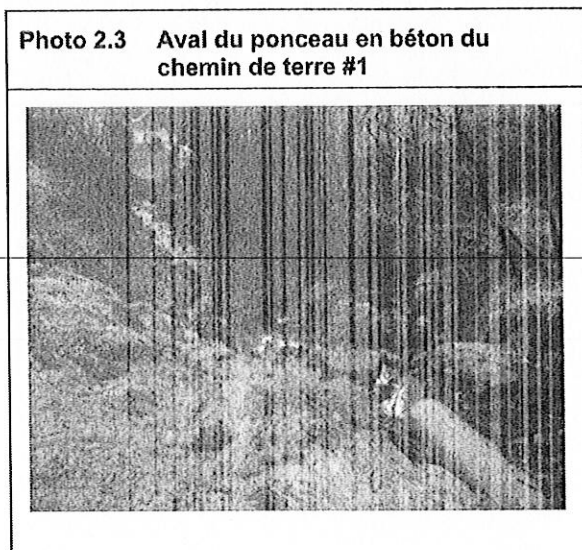
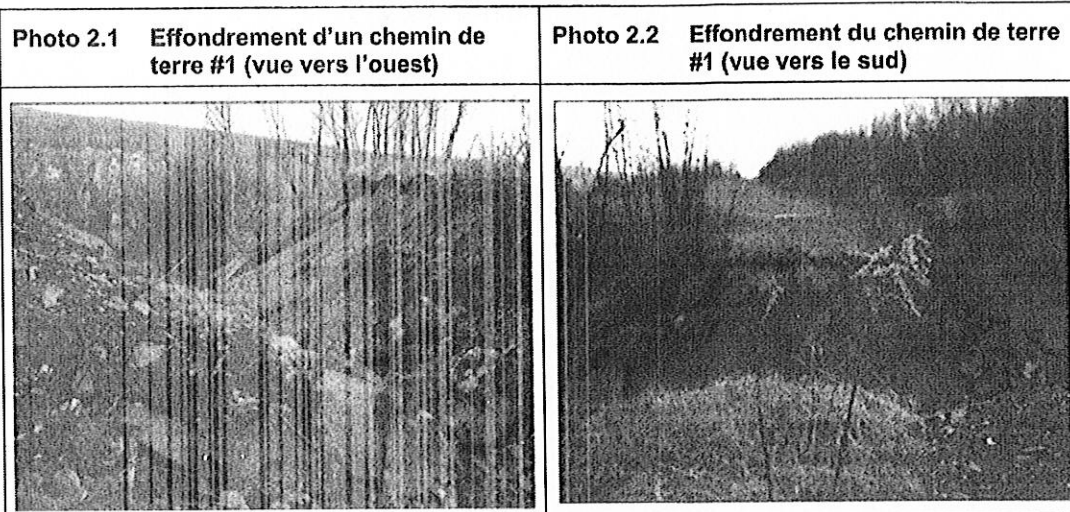
#### B- ÉCOULEMENT CANALISÉ

- À environ 40 mètres en aval du chemin de terre #1, le ruisseau est canalisé. Le premier segment est canalisé sur environ sept (7) mètres par une conduite de 750 mm de diamètre (estimé sur le terrain du 428, 19<sup>e</sup> Ave) ayant une faible pente ( $\pm 2\%$ );
- Par la suite, la conduite en TTOG est raccordée à une conduite en béton de 750 mm de diamètre jusqu'à un regard situé sous la 9<sup>e</sup> Avenue. Ce tronçon possède une longueur approximative de 13 mètres avec une pente d'environ 13 %.
- Par la suite, l'eau s'écoule dans une conduite en béton armé de 1 050 mm de diamètre jusqu'à la rivière Chaudière, à l'exception d'un court tronçon de 19 mètres situé sous la route provinciale 173 où la conduite est de forme rectangulaire.

Le tableau 2.1 décrit les principaux éléments du ruisseau de la 169<sup>e</sup> rue. La figure 2.2 présente quant à elle, le profil longitudinal du ruisseau.

**Figure 2.1 Localisation du ruisseau de la 169<sup>e</sup> Rue et son bassin versant au droit de l'entrée en canalisation**

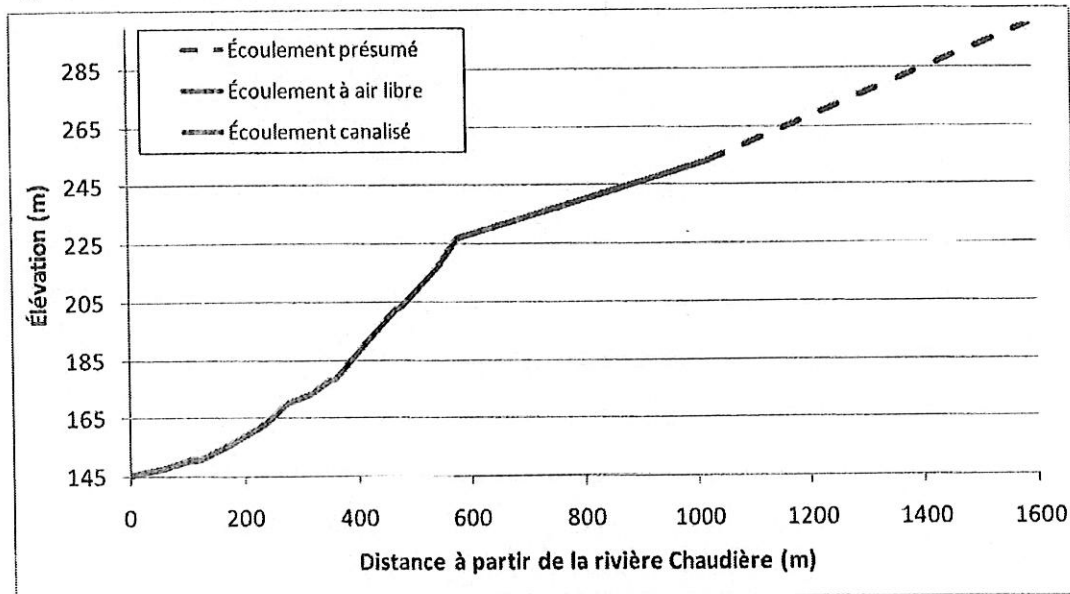




**Tableau 2.1 Caractéristiques des ouvrages rencontrés sur le ruisseau de la 169<sup>e</sup> Rue (de l'aval vers l'amont)**

Description	Géométrie (m)	Longueur (m)	Pente (%)	Capacité nominale (m <sup>3</sup> /s)
<b>ÉCOULEMENT CANALISÉ</b>				
Rivière Chaudière	Niveau (cru 2 ans) : 149,78 mètres			
Ponceau TBA Segment 1	Diamètre : 1,05	44	6	6
Ponceau rectangulaire Segment 2 Sous la route 173	Largeur : 1,2 Hauteur : 0,4	19	0,3	6
Ponceau TBA Segment 3	Diamètre : 1,05	49	10	7,5
Ponceau TBA Segment 4	Diamètre : 1,05	57,5	11	8
Ponceau TBA Segment	Diamètre : 1,05	14,6	13	8,5
Ponceau TBA Segment 6	Diamètre : 1,05	33	18	10
Ponceau TBA Segment 7	Diamètre : 1,05	38	8	7
Ponceau TBA Segment 8	Diamètre : 0,75	36	13,5	5
Ponceau TTOG Segment 9	Diamètre : 0,75 (approximatif)	7 (approximatif)	2 (approximatif)	0,8
<b>ÉCOULEMENT À SURFACE LIBRE</b>				
Ponceau TBA Chemin de terre #1, 21 <sup>e</sup> avenue (affaissé, voir photo 2.2)	Diamètre : 0,60	16 (approximatif : ponceau endommagé)	17,5 (approximatif : ponceau endommagé)	2,5 (si conduite intacte)
Ponceau TTOG Chemin de terre #2 23 <sup>e</sup> avenue	Diamètre : 1,05	15,6	10,5	4

Figure 2.2 Profil longitudinal du ruisseau de la 169<sup>e</sup> Rue (voir la figure 2.1 pour vues en plan)



## 2.2 Données de référence

Les données topographiques utilisées pour l'analyse hydraulique ont été obtenues à partir de plusieurs campagnes d'arpentage effectuées au cours des mois de novembre 2008 et d'août 2009. La géométrie du ruisseau de la 169<sup>e</sup> Rue et de ses rives a été relevée en de nombreux endroits situés à l'intérieur de la zone à l'étude (présentée à la figure 2.1) de même que la géométrie et les élévations des différentes infrastructures et du terrain naturel situés à proximité du ruisseau à l'étude.

Les données suivantes ont été utilisées en complément aux données de terrain et topographiques :

- Cartes topographiques (feuillelet 022L01) produites par le ministère des Ressources naturelles du Canada;
- Orthophotographies (Q07142-069 et Q07142-071) utilisées pour faciliter le repérage et la caractérisation de l'occupation du territoire pour l'analyse hydrologique des bassins versants;
- Carte pédologique (21L/02) du ministère de l'Agriculture, des Pêcheries et de l'Alimentation utilisée pour connaître la nature des sols et déterminer leur capacité de drainage.

## 2.5 Ruisseau de la 169<sup>e</sup> Rue – Solutions proposées

La section suivante propose des solutions qui permettront de réduire la fréquence des débordements du ruisseau de la 169<sup>e</sup> Rue et, par le fait même, diminuer les dommages pouvant être occasionnés aux infrastructures municipales et privées suite aux débordements.

Les solutions proposées sont les suivantes:

- Augmenter la capacité hydraulique des sections d'écoulement et des infrastructures localisées au droit du ruisseau de la 169<sup>e</sup> Rue;
- Contrôler les débris pouvant limiter la capacité des infrastructures municipales et privées;
- Limiter le transport des matériaux dans les sections d'écoulement du ruisseau.

### 2.5.1 Augmenter la capacité hydraulique des sections d'écoulement du ruisseau de la 169<sup>e</sup> Rue

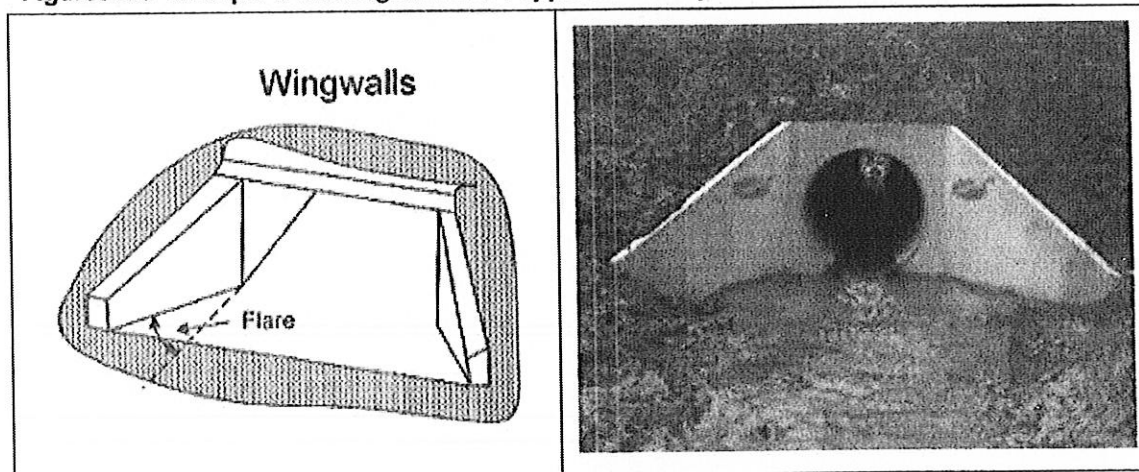
#### 2.5.1.1 Nettoyage du ponceau situé près de la 19<sup>e</sup> Avenue

Une quantité importante de débris et de matériaux a été transportée à l'intérieur et dans l'entrée du ponceau localisé près de la 19<sup>e</sup> Avenue (voir photos 2.4 et 2.5), réduisant ainsi la capacité hydraulique de cette infrastructure. Ce ponceau constitue déjà la section la plus restrictive à l'écoulement du ruisseau (0,8 m<sup>3</sup>/s). Le nettoyage, sur toute la longueur de ce ponceau, est donc essentiel afin de redonner la capacité hydraulique maximale à celui-ci.

#### 2.5.1.2 Modification de l'approche de l'entrée du ponceau

L'approche de l'entrée du ponceau peut aussi être réaménagée afin d'augmenter la capacité maximale théorique actuelle de 0,8 m<sup>3</sup>/s. Ainsi, la pose de murs en aile à l'entrée du ponceau permettra une augmentation de la capacité hydraulique du tronçon de l'ordre de 35%. Les figures 2.8 présentent un exemple de l'ouvrage proposé.

Figures 2.8 Exemple d'aménagement de l'approche d'un ponceau avec murs en aile



### **2.5.1.3 Augmentation du diamètre du ponceau (en arrière lot de la résidence du 428, 19<sup>e</sup> Avenue)**

Le ponceau de 750 mm de diamètre est de type TTOG et est installé sur une distance approximative de 7 mètres avec une pente d'environ 2 %. Compte tenu de la déformation du ponceau, le diamètre effectif de celui-ci correspond plutôt à 600 mm.

Tel que présenté à la section 2.4.2, une capacité hydraulique d'environ 2 m<sup>3</sup>/s, des sections d'écoulement et des infrastructures localisées au droit du ruisseau, assurent le passage de l'eau de ruissellement d'une pluie de récurrence 10 ans. Pour y parvenir, le ponceau actuel devrait être remplacé par une conduite en béton de 1 050 mm de diamètre qui serait raccordée à la conduite existante en béton de 750 mm de diamètre passant sous la 19<sup>e</sup> Avenue. La pente de cette nouvelle conduite devrait être d'environ 6 % sur une distance d'au moins 7 m.

Même si la conduite proposée a un diamètre supérieur (1050 mm) à la conduite existante de 750 mm de diamètre située sous la 19<sup>e</sup> Avenue, la forte pente de la conduite de 750 mm Ø (environ 13 %) procure une capacité hydraulique suffisante pour véhiculer les débits générés par une pluie de récurrence 10 ans.

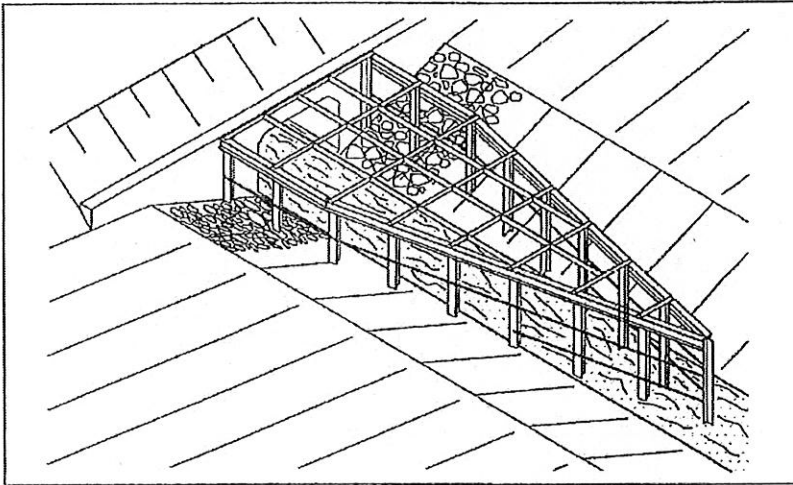
## **2.5.2 Contrôler les débris pouvant limiter la capacité des infrastructures municipales et privées**

L'analyse des événements pluvieux du début du mois d'août 2008 a démontré que les problématiques de débordements du ruisseau de la 169<sup>e</sup> Rue seraient également liées au transport de matériaux (sédiments, pierres, débris) en provenance de la carrière et de l'affaissement du chemin de terre situé en amont de la 169<sup>e</sup> Rue. Ces matériaux se sont déposés à l'entrée et à l'intérieur des ponceaux et des conduites provoquant une diminution de la capacité hydraulique de ces infrastructures. Ainsi, même si la capacité des sections canalisées du ruisseau était rétablie ou augmentée par les actions décrites à la section précédente, d'autres apports de matériel pourraient être transportés par des crues importantes du ruisseau et colmater à nouveau les ponceaux et conduites.

### **2.5.2.1 Mise en place d'une grille de protection (déflecteur à débris)**

Un moyen pour prévenir les débordements causés par l'obstruction des conduites est d'intercepter les débris avant qu'ils ne pénètrent dans celles-ci. Une grille de protection devrait donc être installée à l'amont des deux ponceaux et de l'entrée en conduite. Pour éviter le colmatage de la grille, celle-ci devrait être profilée de manière à dévier les débris vers les berges telle que représentée à la figure 2.9. La grille de protection (déflecteur à débris) ne devra pas nuire à la capacité hydraulique du ruisseau et devra faire l'objet d'un entretien régulier (enlèvement des débris) pour maintenir la capacité hydraulique à son maximum.

Figure 2.9 Exemple de déflecteur à débris



[source: MTQ 1994]

### 2.5.3 Limiter le transport des matériaux dans les sections d'écoulement du ruisseau

Deux solutions sont proposées pour limiter le transport de matériaux dans le ruisseau et, par le fait même, réduire les risques de débordements :

- Solution n°1 : Enrochement du lit du ruisseau dans le talus situé en aval de la carrière;
- Solution n°2 : Détournement du ruisseau dans les canaux déjà excavés dans le secteur de la carrière.

#### 2.5.3.1 Enrochement du lit du ruisseau dans le talus situé en aval de la carrière

Les vitesses élevées d'écoulement sont responsables du transport des pierres qui provoquent l'obstruction des ponceaux et de l'entrée des conduites. Le secteur situé à l'aval de la carrière est particulièrement problématique en raison du sol constitué principalement de matériaux de remblai (voir photo 2.6). La présence d'un petit plan d'eau (photos 2.8), situé juste à l'amont du talus, joue le rôle de bassin de sédimentation. En effet, lors de débits importants dans le ruisseau, les grosses particules et les pierres ayant été entraînées sont interceptées à l'intérieur de ce plan d'eau. La zone critique se situe donc à l'aval de ce petit bassin et correspond au talus constitué de matériaux de remblai.

## Photos 2.8 Plan d'eau situé sur les terrains de la carrière



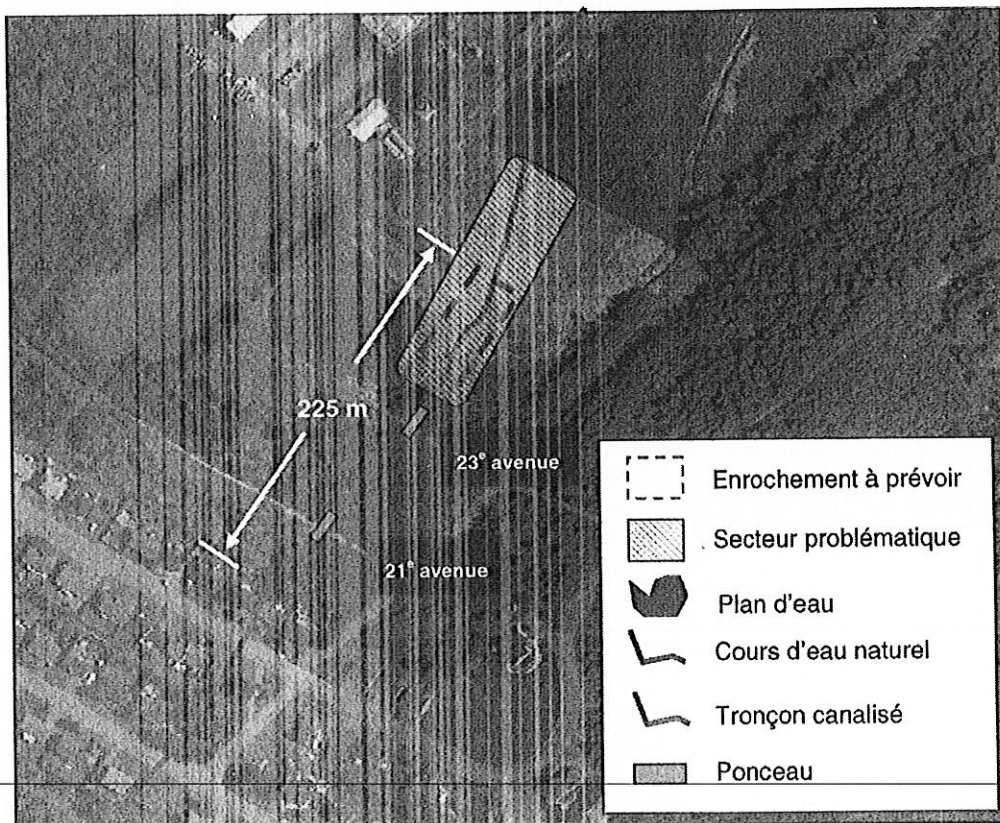
L'aménagement d'un enrochement adéquat pouvant résister aux vitesses d'écoulement du ruisseau générées lors d'évènements pluvieux d'envergure, préviendrait le transport de matériaux à partir du haut de talus jusqu'à l'entrée du ponceau de la 19<sup>e</sup> Avenue.

Nous recommandons d'effectuer la stabilisation du ruisseau à l'aide de pierres de gros calibres sur une longueur approximative de 225 mètres avec une pente moyenne de 22 %. L'enrochement devra être de calibre suffisamment gros pour résister aux vitesses attendues. Les calibres des pierres devront varier entre 200 mm et 1 000 mm selon les calculs préliminaires. Les travaux incluraient les ouvrages suivants :

- Remplacement du ponceau du chemin de terre #1 (21<sup>e</sup> avenue) (TBA 600 mm Ø) par un TBA 750 mm Ø avec aménagement des approches (figure 2.8);
- Aménagement d'une approche avec ailes (figure 2.8) en conservant le TTOG 1050 mm Ø actuel du chemin de terre # 2 (23<sup>e</sup> avenue);
- Enrochement de la section d'écoulement critique sur environ 225 mètres;
- Remplacement de la conduite actuelle située sur la propriété sise au 428, 19<sup>e</sup> Ave (TTOG 750 mm Ø) par une conduite TBA 1 050 mm Ø;
- Installation d'une grille de protection à l'entrée en conduite.

La figure 2.10 présente le secteur des travaux proposés. Les lots touchés par les travaux projetés sont présentés à la figure 2.12. Les coûts préliminaires estimés pour exécuter ces travaux sont, quant à eux, résumés au tableau 2.5. La répartition des coûts par lot est présentée au tableau 2.5a.

Figure 2.10 Secteur des travaux : Enrochement du lit du ruisseau dans le talus situé en aval de la carrière



### 2.5.3.2 Détournement du ruisseau dans les canaux secs déjà excavés dans le secteur de la carrière

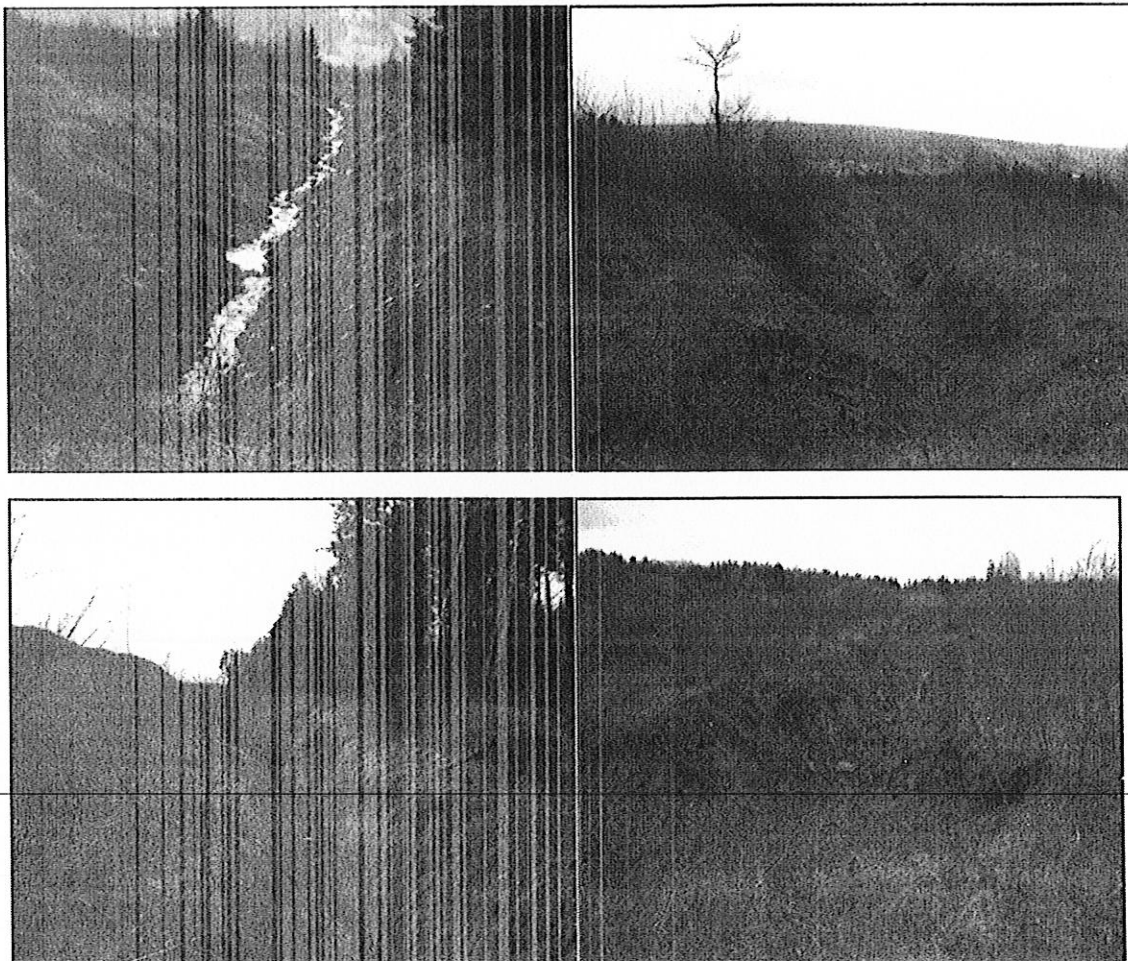
Le ruisseau s'écoule actuellement près de la carrière et quitte ce site à travers un secteur constitué de pierres qui sont à la source des débris retrouvés en aval. Une des solutions consisterait à modifier le parcours du ruisseau afin qu'il ne s'écoule plus par ce secteur problématique. Une série de fossés ont déjà été excavés et pourraient être utilisés pour devenir le lit principal du ruisseau (photos 2.9). Les débits du ruisseau dévié rejoindraient le tracé initial à la hauteur du 2<sup>e</sup> chemin de terre soit, à environ 600 mètres après le début du détournement du ruisseau. Le parcours alternatif du ruisseau éviterait le secteur problématique et préviendrait ainsi le transport de pierres.

Les fossés de dérivation devront également être stabilisés avec de l'enrochement pour éviter l'érosion des parois et assurer la stabilité des talus. L'ajout d'empierrement dans les fossés de dérivation réduirait la surface d'écoulement actuellement disponible. C'est pourquoi, certaines sections des fossés devraient être davantage excavées pour accueillir l'enrochement tout en assurant la capacité hydraulique associée aux débits générés par la pluie simulée de 100 ans. Cette solution inclut les ouvrages suivants:

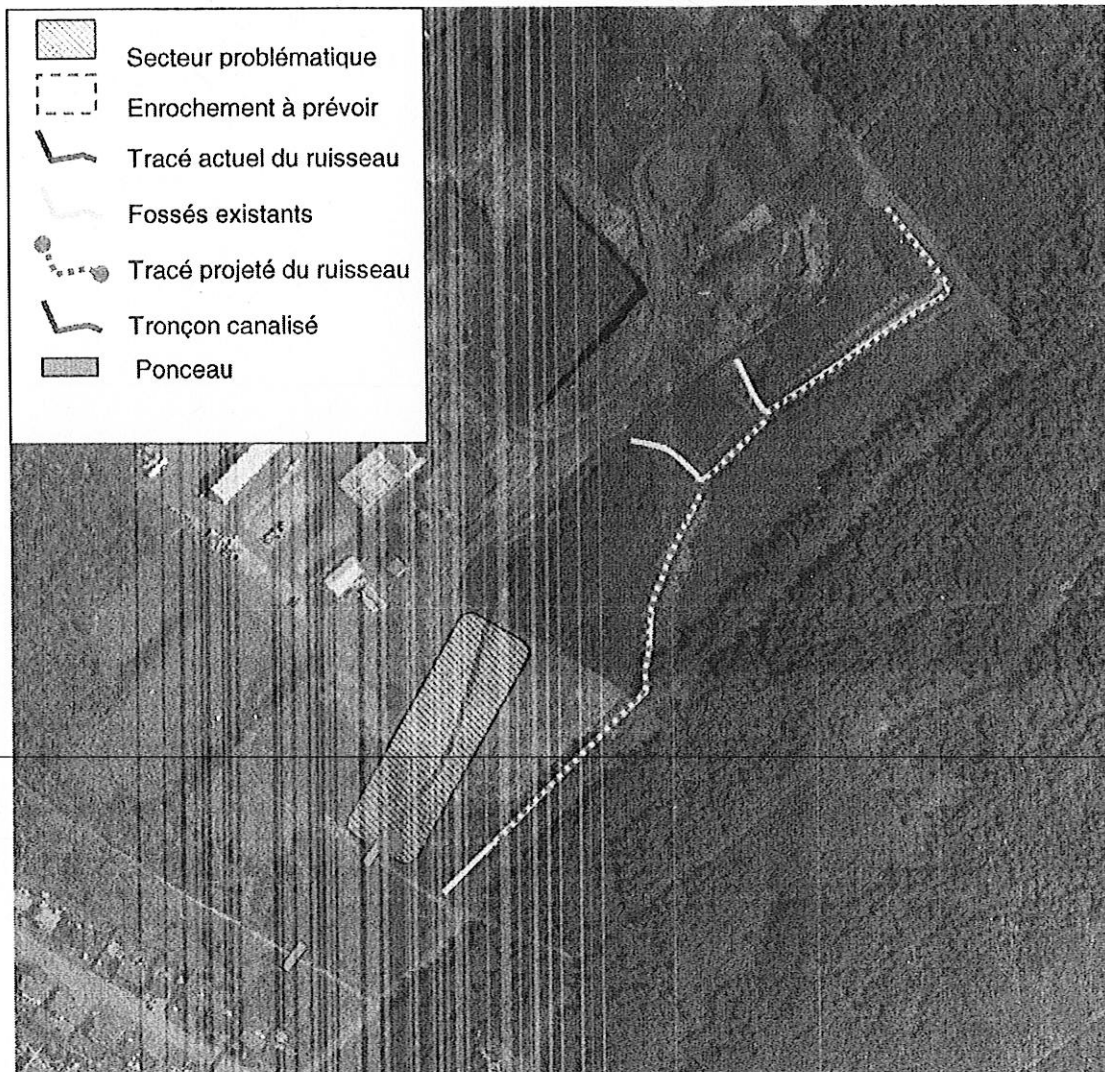
- Installation d'une grille de protection à l'entrée en conduite (428, 19<sup>e</sup> Ave);
- Remplacement de la conduite actuelle (TTOG 750 mm Ø) par une conduite TBA 1 050 mm Ø (428, 19<sup>e</sup> Ave);
- Remplacement du ponceau du chemin de terre #1 (TBA 600 mm Ø) par un TBA 750 mm Ø avec aménagement des approches (figure 2.8);
- Aménagement d'une approche avec ailes (figure 2.8) en conservant le TOG 1050 mm Ø actuel (chemin de terre # 2);
- Dérivation du ruisseau et ajustement des profils d'écoulement des fossés de dérivation;
- Enrochement des fossés de dérivation;
- Enrochement du ruisseau sur une longueur approximative de 125 mètres, à partir de la jonction avec le canal de dérivation jusqu'à l'entrée du ponceau.

La figure 2.11 présente le secteur des travaux proposés. Les lots touchés par les travaux projetés sont présentés à la figure 2.12. Les coûts préliminaires estimés pour exécuter ces travaux sont, quant à eux, résumés au tableau 2.6. La répartition des coûts par lot est présentée au tableau 2.6a.

Photos 2.9 Fossés existants sur le site de la carrière



**Figure 2.11**    **Détournement du ruisseau dans les canaux secs déjà excavés situés près de la carrière**



### 3. Conclusions et recommandations

L'analyse hydraulique démontre que les sections naturelles d'écoulement du ruisseau de la 169<sup>e</sup> Rue avaient la capacité hydraulique pour évacuer les débits associés à l'évènement de pluie survenu entre les 1<sup>er</sup> et 3 août 2008 sur le territoire de la ville de Beauceville. Les résultats obtenus de la simulation de la pluie de projet indiquent que, lors des pluies du 1<sup>er</sup> au 3 août 2008, le débit véhiculé dans le ruisseau était de l'ordre de 1 m<sup>3</sup>/s.

Cependant, les résultats démontrent qu'une restriction hydraulique sévère est localisée à l'entrée en canalisation du ruisseau soit, la partie située en arrière-lot de la résidence située au n° 428 de la 19<sup>e</sup> Avenue. La capacité hydraulique de cette conduite est estimée à environ 0,8 m<sup>3</sup>/s.

Les ponceaux, des chemins de terre # 1 (TBA 600 mm  $\Phi$ ) et # 2 (TOG 1050 mm  $\Phi$ ), situés en aval de la Carrière présentent quant à eux, des capacités hydrauliques variant entre 0,4 m<sup>3</sup>/s et 1,4 m<sup>3</sup>/s.

Les résultats de l'étude montrent que le débordement du ruisseau, survenu lors du mois d'août 2008, a été principalement causé par l'obstruction de la conduite et des ponceaux. En effet, l'apport de débris provenant de la carrière et de l'affaissement du chemin de terre # 1 a occasionné des accumulations de débris et de matériaux à l'intérieur de la conduite et des ponceaux, réduisant par le fait même, la capacité des ces ouvrages.

Afin de réduire les débordements du ruisseau et de limiter les dommages occasionnés lors d'évènements pluvieux d'importance, deux solutions ont été analysées dans le cadre de cette étude.

La solution n°1 propose de consolider le lit du ruisseau par l'ajout d'empierrement.

La solution n°2 préconise le détournement du ruisseau afin d'éviter le secteur critique localisé près de la carrière.