



EXPERTISE SUR LES CAUSES DE  
L'EFFONDREMENT D'UNE POUTRE  
SOUTENANT DES PARALUMES SUR  
L'AUTOROUTE 720 EST

16 DÉCEMBRE 2011

RAPPORT D'EXPERTISE

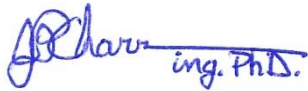
**EXPERTISE SUR LES CAUSES DE L'EFFONDREMENT D'UNE POUTRE  
SOUTENANT DES PARALUMES SUR L'AUTOROUTE 720 EST**

PRÉPARÉ À L'INTENTION DE

M. DANIEL BOUCHARD, ING.

DIRECTION DES STRUCTURES  
MINISTÈRE DES TRANSPORT DU QUÉBEC  
930, CHEMIN SAINTE-FOY, 6E ÉTAGE  
QUÉBEC (QUÉBEC) G1S 4X9

PAR



JEAN-PHILIPPE CHARRON, ING. PH.D.  
PROFESSEUR AGRÉGÉ  
DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL,  
GÉOLOGIQUE ET DES MINES  
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL



MARIE-JOSÉ NOLLET, ING. PH.D.  
PROFESSEUR TITULAIRE  
DÉPARTEMENT DE GÉNIE  
DE LA CONSTRUCTION  
ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE



MONTRÉAL, 16 DÉCEMBRE 2011

## TABLE DES MATIÈRES

|  |     |
|--|-----|
| TABLE DES MATIÈRES   | i   |
| LISTE DES TABLEAUX   | iii |
| LISTE DES FIGURES  | iv  |
| LISTE DES PHOTOS   | iv  |
| 1 INTRODUCTION   | 1   |
| 1.1 Contexte et mandat .....   | 1   |
| 1.2 Méthodologie et organisation du rapport .....                    | 1   |
| 1.3 Documentation .....  | 2   |
| 1.4 Notes importantes .....  | 3   |
| 2 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE   | 4   |
| 2.1 Introduction .....   | 4   |
| 2.2 Système structural .....   | 4   |
| 2.3 Inspections et évaluations antérieures de la structure .....     | 6   |
| 3 LES FAITS  | 7   |
| 3.1 Introduction .....   | 7   |
| 3.2 L'effondrement – séquence des événements .....                   | 8   |
| 3.3 Observations sur le site de l'effondrement .....                 | 9   |
| 3.4 Relevés .....  | 12  |
| 3.5 Prélèvements .....   | 15  |
| 4 HYPOTHÈSES DE BASE SUR LES CAUSES DE L'EFFONDREMENT                | 16  |
| 5 ESSAIS SUR LES PROPRIÉTÉS ET LA DURABILITÉ DES MATÉRIAUX           | 18  |
| 5.1 Propriétés mécaniques et paramètres de durabilité du béton ..... | 18  |
| 5.1.1 Résistances mécaniques .....                                   | 19  |
| 5.1.2 Paramètres de durabilité et état de détérioration .....        | 20  |
| 5.2 Propriétés mécaniques de l'acier d'armature .....                | 21  |
| 5.3 Conclusion .....   | 22  |

|       |  |    |
|-------|--|----|
| 6     | ÉVALUATION DE LA CAPACITÉ PORTANTE   | 23 |
| 6.1   | Introduction .....   | 23 |
| 6.2   | Données de base et modèles de calcul.....  | 23 |
| 6.2.1 | Les charges .....  | 23 |
| 6.2.2 | Les dimensions .....   | 23 |
| 6.2.3 | Les propriétés des matériaux.....  | 24 |
| 6.2.4 | Calcul aux états limites ultimes et calcul nominal .....   | 24 |
| 6.2.5 | Les modèles de calcul.....   | 24 |
| 6.2.6 | Présentation des résultats .....   | 27 |
| 6.3   | Capacité réelle du mur Nord avant l'exécution des travaux de démolition .....  | 27 |
| 6.4   | Capacité théorique de la console de béton sous la poutre P2 (avec acier d'armature)<br>27  |    |
| 6.5   | Capacité réelle de la console de béton sous la poutre P2 (sans acier d'armature)...  | 29 |
| 7     | MISE EN OEUVRE DES TRAVAUX   | 31 |
| 7.1   | Technique d'hydro-démolition .....   | 31 |
| 7.2   | Conformité de la mise en œuvre des travaux d'hydro-démolition .....  | 31 |
| 7.3   | Autres considérations liées à la mise en œuvre des travaux .....   | 32 |
| 7.4   | Conclusion.....  | 33 |
| 8     | CONCLUSIONS  | 34 |
|       | ANNEXE   | 36 |
|       | Résultats de l'analyse par éléments finis pour la capacité théorique de la console de béton<br>sous la poutre P2 (avec acier d'armature) ..... | 36 |
|       | Résultats de l'analyse par éléments finis pour la capacité réelle de la console de béton<br>sous la poutre P2 (sans acier d'armature) .....    | 37 |
|       | RÉFÉRENCES   | 38 |

## LISTE DES TABLEAUX

|   |    |
|---|----|
| Tableau 1 – Synthèse des résultats d’essais sur les carottes de béton.....  | 18 |
| Tableau 2 – Synthèse des résultats d’essais sur les barres d’armature .....   | 22 |
| Tableau 3 – Modèles de calcul selon les vérifications.....  | 26 |
| Tableau 4 – Évaluation de la capacité structurale de la console selon les plans et devis<br>2011 (avec acier d’armature).....           | 28 |
| Tableau 5 – Évaluation de la capacité structurale de la console de béton selon les<br>dimensions et résistances mécaniques réelles..... | 30 |

## LISTE DES FIGURES

|   |    |
|---|----|
| Figure 1 – Section de l’autoroute 720 et zone d’effondrement (Google Earth 2011).....                             | 4  |
| Figure 2 – Schéma du système structural de poutres et paralumes .....   | 5  |
| Figure 3 – Extrait du plan P0-2010-1-15418 représentant la zone de démolition sous les poutres.....               | 7  |
| Figure 4 – Dimensions et positions relevées sur le mur Nord sous la poutre P2 selon les plans et devis 2011 ..... | 14 |
| Figure 5 – Dimensions et positions relevées sur le mur Nord sous la poutre P2 avant l’effondrement.....           | 14 |
| Figure 6 – Dimensions et positions relevées sur le mur Nord sous la poutre P2 après l’effondrement.....           | 15 |

## LISTE DES PHOTOS

|  |    |
|--|----|
| Photo 1 – Vue générale du site d’effondrement de la poutre P2.....               | 8  |
| Photo 2 – Zone de démolition partielle entre les poutres P1 et P2, Mur Nord..... | 9  |
| Photo 3 – Mur Nord sous la poutre P2 .....                                       | 10 |
| Photo 4 – Mur Sud sous la poutre P2 .....  | 10 |
| Photo 5 – Rupture de la poutre P2 par impact sur le parapet.....                 | 11 |
| Photo 6 – Console de béton formée par l’hydro-démolition .....                   | 11 |

## 1 INTRODUCTION

### 1.1 CONTEXTE ET MANDAT

Ce rapport présente les conclusions du mandat d'expertise confié aux professeurs Marie-José Nollet de l'École de technologie supérieure et Jean-Philippe Charron de l'École Polytechnique, par la Direction des structures du ministère des Transports du Québec (MTQ). L'objectif principal de ce mandat vise à établir les causes de l'effondrement d'une poutre de béton et des paralumes qu'elle soutenait sur l'autoroute Ville-Marie (720) en direction Est, le 31 juillet 2011. L'effondrement s'est produit durant des travaux d'hydro-démolition de la surface du mur séparant les voies Est et Ouest et sur lequel la poutre était appuyée. Ce rapport dresse un bilan des informations recueillies suite à l'effondrement, pose les hypothèses sur les causes pouvant être à l'origine de l'effondrement, présente les résultats des vérifications réalisées, et conclut sur les causes de cet effondrement.

La portée de ce rapport se limite à établir les causes techniques de l'effondrement, conformément au mandat confié aux auteurs du rapport.

### 1.2 MÉTHODOLOGIE ET ORGANISATION DU RAPPORT

Le rapport est structuré autour de la méthodologie adoptée pour déterminer les causes de l'effondrement. Les Chapitres 2 et 3 décrivent l'ouvrage, la séquence des événements et les observations faites lors des visites sur le site de l'effondrement. Le Chapitre 4 pose les hypothèses qui pourraient expliquer l'effondrement, alors que le Chapitre 5 décrit et justifie la campagne d'essais réalisés pour mener à bien cette expertise. Le Chapitre 6 présente un sommaire des calculs d'évaluation de la capacité structurale du mur et de la console de béton formée par la démolition partielle du mur, et analyse les résultats obtenus. On considère : (i) la capacité du mur avant l'exécution des travaux de démolition selon les informations aux plans et devis originaux, (ii) la capacité théorique de la console de béton selon les spécifications aux plans et devis 2011 des travaux de réfection et (iii) la capacité de la console de béton selon l'exécution réalisée et l'état réel de la structure. Le Chapitre 7 décrit la mise en œuvre des travaux. Finalement, les conclusions sur les causes de cet effondrement sont présentées au Chapitre 8.

### 1.3 DOCUMENTATION

En plus des rencontres avec les différents intervenants dans ce dossier, les documents suivants ont été consultés pour réaliser cette expertise :

#### PLANS ET DEVIS :

---

- ✓ Plans de construction de 1970 du tronçon Bleury-Sanguinet de la route transcanadienne (PO-1970-1-14210J);
- ✓ Contrat et soumission de 1970 pour la construction du tronçon Bleury-Sanguinet de la route transcanadienne et des travaux connexes (Projet QIR-60);
- ✓ Plans et devis de 2009 des travaux de réfection des murs du pont d'étagement Hôtel de Ville pour construction (PO-2009-1-14240JD);
- ✓ Plans et devis de 2011 des travaux de réfection des murs du pont d'étagement Hôtel de Ville – Pile du Viaduc pour construction (14240JD);
- ✓ Plans et devis de 2011 des travaux de réfection des murs direction Est entre de Bullion et Sanguinet pour construction (15418);
- ✓ Devis généraux pour ponts-routes et travaux s'y rapportant : Édition 1966.
- ✓ Cahier des charges et devis généraux (CCDG) – Infrastructures routières – Construction et réparation : Éditions 2009 et 2011.

#### RAPPORTS D'INSPECTION ET D'EXPERTISE :

---

- ✓ Rapport d'inspection générale du Tunnel Viger 2008 (SNC-Lavalin, 2008);
- ✓ Rapport d'évaluation de la capacité portante des poutres et paralames (Tube B) : rapport préliminaire 2009 et rapport final 2011 (SNC-Lavalin, 2000 et 2011);
- ✓ Rapport d'expertise du MTQ sur les matériaux prélevés sur le site de l'effondrement 2011 (MTQ – Direction du Laboratoire des Chaussées, 2011).

#### GUIDES, NORMES ET CODES :

---

Cette expertise s'appuie également sur les informations pertinentes contenues dans les guides et les manuels des ouvrages routiers du MTQ, et dans les codes et les normes se rapportant aux constructions en béton et aux ponts routiers. Une liste complète des documents consultés est présentée à la fin du rapport.



#### 1.4 NOTES IMPORTANTES

La structure faisant l'objet de l'expertise a été dimensionnée en 1970 pour le compte du Ministère de la Voirie, actuellement appelé Ministère des Transports du Québec (MTQ). Parmi les documents d'origine disponibles au moment de la rédaction de ce rapport, seul le document de soumission de 1970 contient des indications quant à la résistance mécanique du béton des murs soutenant les poutres et les paralumes. Aucune indication quant à la résistance de l'acier d'armature exigée pour la construction des murs n'est mentionnée aux plans et devis ou au document de soumission de 1970. Des informations plus complètes pourraient se trouver au devis spécial applicable à la construction d'origine. Cependant, à cette date les recherches effectuées par le Ministère des Transports n'ont pas permis de retracer le document. Conséquemment, les normes et guides applicables à l'époque ont été utilisées pour vérifier la conformité de l'ouvrage d'origine. Le code de construction régissant le dimensionnement des structures du Ministère de la Voirie de l'époque est le « *Code de conception des ponts routiers* » (CSA-S6-1966). La norme pour la production de béton est le « *Constituants du béton et méthode de construction en béton / Méthodes d'essais concernant le béton* » (CSA-A23.1/2-1967) et le guide de construction du Ministère de la Voirie est le « *Devis généraux pour ponts-routes et travaux s'y rapportant* » (MTQ, 1966).

Par ailleurs, dans un contexte d'évaluation et de conception de travaux de réfection sur les structures existantes, le « *Code canadien sur le calcul des ponts routiers* » (CSA-S6-2006) s'applique aux structures du Ministère des Transports. Le « *Code canadien sur le calcul des ponts routiers* » est donc la référence normative considérée dans ce rapport pour l'évaluation structurale.

Le mur de soutènement supportant la poutre et les paralumes comprenait une épaisseur de béton architecturale variant de 0 à 50 mm (2 po). Le béton architectural n'étant pas considéré dans les modèles de calcul, il n'a pas été illustré dans les figures pour des fins d'uniformité et de cohérence du rapport.

## 2 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

### 2.1 INTRODUCTION

La section de l'autoroute Ville-Marie qui s'est effondrée se situe entre le pont d'étagement de la rue Hôtel de Ville à l'Ouest, au chaînage 195+91'78", et la rue Sanguinet à l'Est, au chaînage 191+56'17" (Figure 1). Construite selon les plans datés de 1970, la structure de poutres et de paralumes a pour fonction d'atténuer la lumière du jour pouvant éblouir les conducteurs à l'entrée du tunnel Viger. L'effondrement de la poutre soutenant les paralumes s'est produit dans la Voie B en direction Est, immédiatement à l'Est du pont d'étagement de la rue Hôtel de Ville.

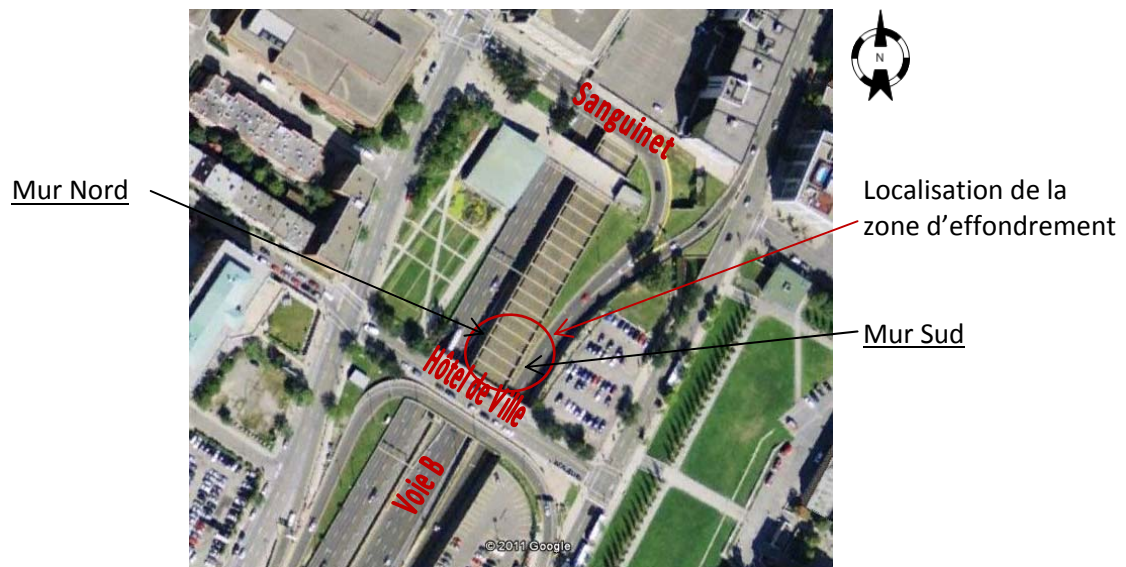


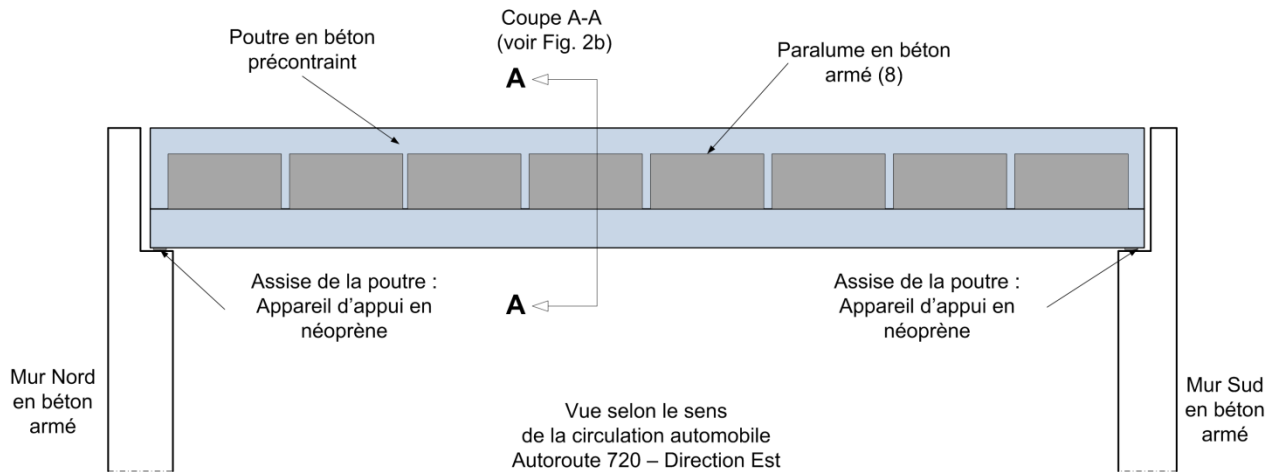
Figure 1 – Section de l'autoroute 720 et zone d'effondrement (Google, 2011)

### 2.2 SYSTÈME STRUCTURAL

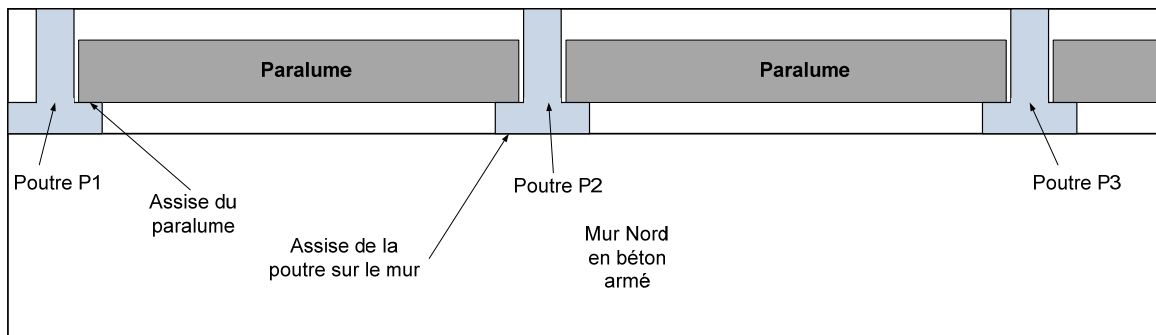
La structure de poutres et de paralumes est formée d'éléments préfabriqués en béton armé et précontraint et de murs en béton armé coulés en place (Figure 2a). Les paralumes, composés de nervures de béton armé formant un quadrillage, reposent sur des poutres précontraintes en T inversé simplement appuyées sur les murs latéraux Sud et Nord (Figure 2b). Ces murs sont respectivement appelés murs C et D dans les plans originaux de 1970. Ce système est isostatique, c'est-à-dire que chaque élément est supporté par deux appuis simples, sans ancrages ou retenues additionnelles. Ce genre de système offre la simplicité de réalisation et permet à la structure de s'adapter aux

déformations dues au retrait et aux variations de température, sans créer d'efforts ou contraintes additionnelles dans la structure. Cependant, la perte ou l'endommagement de l'un des appuis peut mener à l'effondrement de l'élément supporté. Il s'agit d'un système structural sans redondance.

La section de la structure composée des murs, des poutres et des paralumes à l'étude dans ce rapport est délimitée par la poutre P1, à l'extrémité Ouest, et la poutre P2 qui s'est effondrée, à l'extrémité Est (Figure 2b).



a) Vue en élévation des murs Nord et Sud, une poutre et paralumes



b) Coupe A-A du système structural de poutres et paralumes – Zone d'effondrement mur Nord

**Figure 2 – Schéma du système structural de poutres et paralumes**

### 2.3 INSPECTIONS ET ÉVALUATIONS ANTÉRIEURES DE LA STRUCTURE

Cette section de l'autoroute Ville-Marie a fait l'objet d'une inspection et d'une évaluation. Les rapports d'inspection et d'évaluation ont été consultés pour la réalisation de ce mandat. Le premier rapport, réalisé en 2008 (SNC-Lavalin 2008), est un rapport général d'inspection du Tunnel Viger incluant l'inspection des paralumes de la Voie B et des murs. Outre le relevé des dommages sur les paralumes, les poutres et les murs, il est noté que l'extrémité des appareils d'appuis de certaines poutres était située à 0 mm du bord de l'assise du mur au lieu du 50 mm prévu. Les recommandations du rapport incluent la correction des assises Sud des poutres #1 et #17 de la Voie B, un suivi des fissures de cisaillement observées sur les paralumes, une évaluation structurale des paralumes de la Voie B et les actions conséquentes.

L'évaluation structurale des paralumes qui a suivi a fait l'objet d'un rapport dont la version préliminaire a été soumise en 2009 et la version finale en 2011 (SNC-Lavalin 2009 et 2011). Les poutres et les paralumes ont fait l'objet de ces rapports, mais les appareils d'appui des poutres sur les murs et les murs étaient exclus de ce mandat. Ces rapports mentionnent un déficit en cisaillement des poutres de la Voie B, qui diminuait l'épaisseur de verglas que les paralumes pouvaient supporter. La recommandation principale des rapports est le suivi de la fissuration des poutres et des paralumes lors d'inspections futures. Aucune conclusion ou constat émis dans ces rapports ne concerne les murs sur lesquels les poutres sont appuyées.

3.1 INTRODUCTION

Le MTQ a mandaté en 2009 le Consortium CIMA/DESSAU/SNC LAVALIN pour préparer les plans et devis des travaux de réfection des ponts St-Antoine et St-Laurent et de divers murs de la direction Est et de l'entrée Cathédrale, sur l'autoroute 720, dont le secteur entre la rue Hôtel de Ville et Sanguinet. L'entrepreneur Laco Construction inc. réalisait les travaux de réfection, sous la supervision du Consortium mandaté par le MTQ, et sous-traitait les travaux d'hydro-démolition à l'entreprise LFB.

Lors de l'effondrement, les travaux en cours sur le mur Nord de l'autoroute Ville-Marie consistaient à démolir partiellement la surface du mur sur une profondeur approximative de 125 mm pour sa réfection (Figure 3). La démolition partielle, par la technique d'hydro-démolition mentionnée au devis, devait couvrir la surface verticale du mur entre le pont d'étagement Hôtel de Ville et la rue Sanguinet. Les plans et devis 2011 des travaux de réfection indiquaient que la démolition partielle pouvait être réalisée sur toute la hauteur du mur entre les poutres, tout en préservant une console de béton d'une épaisseur minimale de 150 mm sous l'assise des poutres (Figure 3).

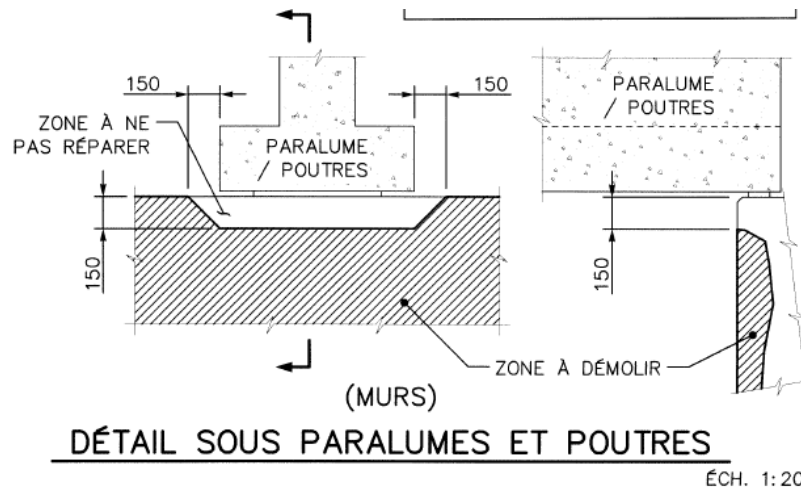


Figure 3 – Extrait du plan P0-2010-1-15418 représentant la zone de démolition sous les poutres

### 3.2 L'EFFONDREMENT – SÉQUENCE DES ÉVÈNEMENTS

Les travaux de démolition de la surface du mur Nord ont débuté le dimanche 31 juillet 2011 vers 7h00. La démolition a été initiée directement sous la poutre P1 et s'est poursuivie entre les poutres P1 et P2. Vers 9h00, alors que l'opérateur terminait l'opération d'hydro-démolition de la surface du mur sous l'assise de la poutre P2, la poutre et les paralumes qu'elle supportait se sont effondrés. La Photo 1 donne un aperçu général du site de l'effondrement.



**Photo 1 – Vue générale du site d'effondrement de la poutre P2**

La poutre P1 est demeurée sur son assise (Photo 2). Suite à la sécurisation des lieux par l'équipe du MTQ, la poutre P1 a été jugée instable et enlevée. La sécurisation des autres poutres de la structure a été réalisée au cours des jours suivants.



**Photo 2 – Zone de démolition partielle entre les poutres P1 et P2, Mur Nord**

### **3.3 OBSERVATIONS SUR LE SITE DE L'EFFONDREMENT**

La première visite du site par l'équipe d'expertise s'est déroulée au lendemain de l'évènement, soit lundi le 1<sup>er</sup> août 2011. Les observations sur le site ont d'abord permis de constater que la poutre était tombée en frottant sur le mur Nord et en déformant les barres d'acier d'armature exposée par l'hydro-démolition (Photo 3). En tombant, l'extrémité Sud de la poutre a laissé des traces d'abrasion nette sur le mur Sud (Photo 4). La poutre P2 s'est rompue lorsqu'elle a heurté le parapet délimitant la zone de travaux des voies de circulation automobile (Photo 5). Des traces d'abrasion dues au frottement sur les murs Nord et Sud étaient aussi observables aux extrémités de la poutre P2. La position des paralumes au sol indiquait que leur chute a suivi celle de la poutre P2. L'un des paralumes était également renversé. L'inspection a également démontré que l'hydro-démolition partielle du mur a créé une console en béton, soit une section du mur en porte-à-faux (Photo 6). Cette console, intacte entre les poutres P1 et P2, s'est rompue sous le poids de la poutre P2 (Photo 2). Il a été constaté également que le jet d'eau sous pression de l'hydro-démolition agissait avec un angle. Ceci a eu pour effet de réduire d'avantage l'épaisseur de la console en profondeur par rapport au rebord.



Épaisseur  
moyenne  
de béton  
d'enrobage  
= 190 mm

**Photo 3 – Mur Nord sous la poutre P2**



**Photo 4 – Mur Sud sous la poutre P2**





**Photo 5 – Rupture de la poutre P2 par impact sur le parapet**



**Photo 6 – Console de béton formée par l'hydro-démolition**

L'assise Nord de la poutre P2, soit la console en béton créée par l'hydro-démolition, présentait un plan de rupture presque vertical au droit de l'appui (Photo 3). L'observation du plan de rupture a aussi mis en évidence que l'armature supérieure du mur se situait à l'extérieur de la console de béton (Photo 6), alors que les plans originaux de 1970 laissaient supposer qu'elle était située à environ 50 mm (2 pouces) de la surface supérieure de la console.

### 3.4 RELEVÉS

Afin de mieux étayer l'expertise, des relevés détaillés ont été faits sur le site de l'effondrement et sur les fragments de béton prélevés sous les poutres P1 et P2. Ces relevés ont permis: (i) de vérifier les dimensions de la console de béton sous la poutre P2 formée par l'hydro-démolition partielle du mur de béton, (ii) de déterminer la position de l'acier d'armature et les épaisseurs de béton d'enrobage, (iii) déterminer la position des appareils d'appui sous les poutres P1, P2 et P3, et (iv) de mesurer les dimensions des poutres et des paralumes.

La condition présentée aux plans et devis 2011 est illustrée à la Figure 4 pour fins de comparaison avec les conditions prévalant avant et après l'effondrement. Les Figures 5 et 6 illustrent les dimensions de la console et les positions de l'armature et de l'appareil d'appui sur le mur Nord sous la poutre P2, telles qu'observées sur le site.

Il importe de mentionner que pour la suite de ce rapport, la mention de l'acier d'armature de la console fera référence uniquement aux armatures supérieures du mur mises à nue par l'hydro-démolition, perpendiculaires au mur et ancrées dans celui-ci dans sa partie supérieure, et faisant un crochet à 90 degrés pour se prolonger verticalement. Ces armatures sont illustrées en rouge aux Figures 4, 5 et 6.

L'analyse de l'ensemble des relevés permet d'établir les constats suivants.

#### DIMENSIONS DE LA CONSOLE DE BÉTON DU MUR NORD SOUS LA POUTRE P2

---

- ✓ La profondeur d'hydro-démolition relevée sur le mur (mesurée horizontalement) varie de 115 à 230 mm pour une valeur moyenne de 145 mm (Figure 5).
- ✓ L'épaisseur de la console au rebord du mur sous la poutre P2 (mesurée verticalement) varie de 145 à 235 mm, pour une valeur moyenne de 210 mm (Figure 5).
- ✓ L'épaisseur de la console en profondeur (mesurée verticalement) varie de 130 à 190 mm, pour une valeur moyenne de 165 mm (Figure 5). Cette section représente le plan de rupture moyen de la console et sera utilisée pour fin de calcul en conditions réelles.
- ✓ La sur-démolition de la console due à l'angle du jet d'eau sous-pression (mesurée verticalement) est en moyenne de 45 mm selon les mesures prélevées entre les poutres P1 et P2 et selon les relevés sur les fragments de béton de la console sous de la poutre P2 (Figure 5). Il s'agit d'une valeur moyenne mesurée qui est en accord avec la différence entre l'épaisseur moyenne de la console au rebord du mur (210 mm) et son épaisseur moyenne en profondeur (165 mm).

- ✓ De l'assise originale du mur en béton de 255 mm de profondeur, il reste entre 60 et 100 mm (Figure 6).

Note : Les dimensions données ici et qui seront utilisées pour fin de calcul ne s'appliquent qu'à la console de béton pour la poutre P2. La conformité de l'exécution des travaux d'hydro-démolition sera traitée au Chapitre 7.

#### ÉPAISSEURS DE BÉTON D'ENROBAGE ET POSITION DES BARRES D'ARMATURE DES MURS

---

- ✓ Les plans originaux de 1970 montrent une épaisseur de béton d'enrobage au-dessus des armatures supérieures du mur d'environ 50 mm (Figure 4), soit une valeur conforme au code CSA-S6-1966. Il s'agit également de la valeur de recouvrement minimal de l'armature existante mentionnée sur les plans et devis 2011.
- ✓ Des mesures directes ont permis de déterminer la position des barres d'armature supérieures du mur Nord. L'épaisseur de béton d'enrobage au-dessus des armatures supérieures du mur varie de 155 à 210 mm, pour une valeur moyenne de 190 mm (Figure 5). Cette valeur est nettement supérieure à celle déduite des plans originaux.
- ✓ Des mesures par géo-radar ont permis de déterminer la position des barres d'armature supérieures du mur Sud. L'épaisseur de béton d'enrobage au-dessus des armatures supérieures du mur varie de 100 à 180 mm. Cette valeur est nettement supérieure à celle déduite des plans originaux.
- ✓ L'épaisseur moyenne de béton d'enrobage sur la section verticale des barres d'armature supérieures du mur Nord varie de 25 à 53 mm, pour une valeur moyenne de 40 mm (Figure 5). Cette valeur est légèrement inférieure aux exigences de la norme S6-1966.

#### POSITION DES APPAREILS D'APPUI DES POUTRES SUR LE MUR NORD

---

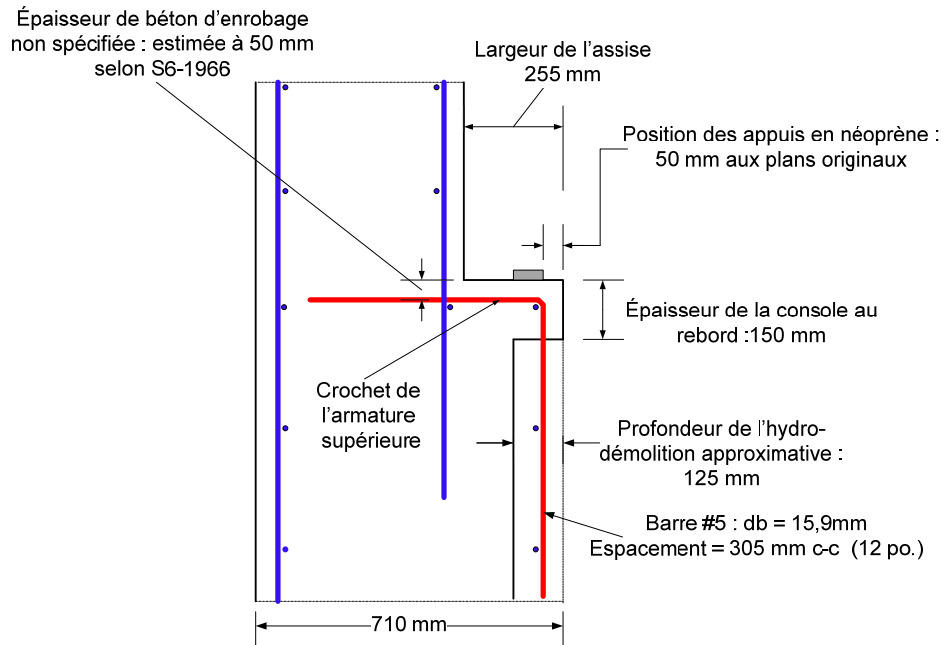
- ✓ Les plans originaux de 1970 spécifient une position à 50 mm de l'extrémité de l'assise (Figure 4).
- ✓ La position de l'appareil d'appui de la poutre P1 est à 50 mm, et donc conforme aux plans originaux.
- ✓ La position de l'appareil d'appui de la poutre P2 est non conforme aux plans originaux, elle varie entre 23 et 29 mm de l'extrémité de l'assise (valeur moyenne de 26 mm).
- ✓ La position de l'appareil d'appui de la poutre P3 est à 0 mm (appui en néoprène aligné sur le bord du mur), et donc non conforme aux plans originaux.

Les positions des appareils d'appui sous les poutres P1 et P2 ont été établies à partir des traces laissées par le néoprène sur les fragments de béton de la console.

#### DIMENSIONS DE LA POUTRE P2 ET DES PARALUMES

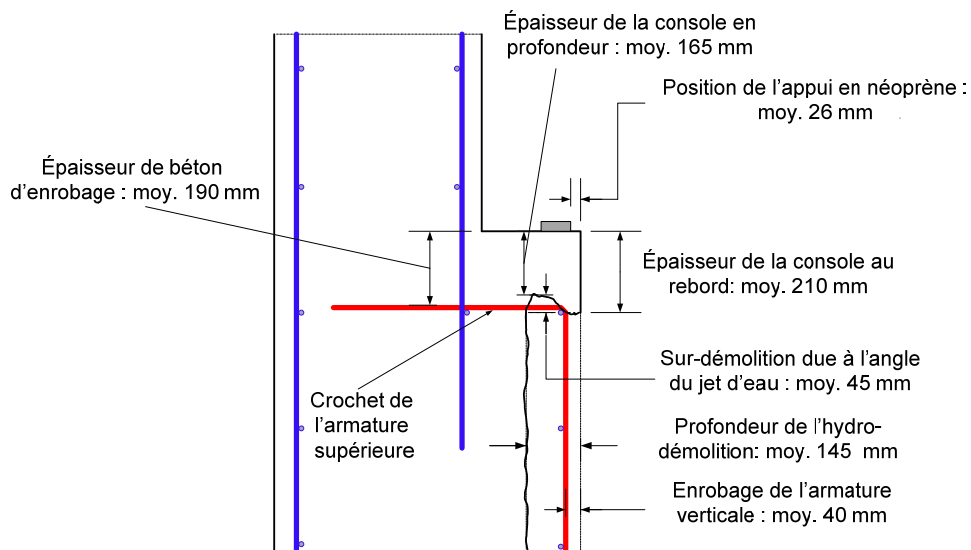
---

- ✓ Les dimensions de la poutre P2 sont conformes aux plans originaux de 1970.
- ✓ Les dimensions des paralumes sont conformes aux plans originaux de 1970.



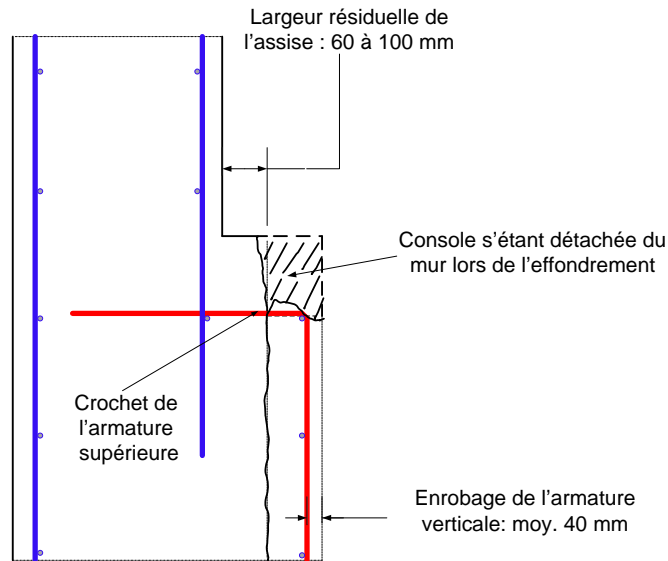
Note : La présence des armatures, l'épaisseur de béton d'enrobage et la profondeur de démolition attendue ont été ajoutées pour les besoins de ce rapport.

Figure 4 – Dimensions et positions sur le mur Nord sous la poutre P2 - Selon les plans et devis 2011



Note : Les dimensions de la console ont été déduites par l'inspection des fragments de béton prélevés sur le site.

Figure 5 – Dimensions et positions relevées sur le mur Nord sous la poutre P2 - Conditions présentes lors des travaux avant l'effondrement



Note : Les dimensions sont indiquées sur la Figure 5.

**Figure 6 – Dimensions et positions relevées sur le mur Nord sous la poutre P2 – Conditions observées après l'effondrement**

### 3.5 PRÉLÈVEMENTS

En vue de réaliser des essais de caractérisation sur les matériaux utilisés pour la construction des murs et des poutres, des carottes de béton et des échantillons d'acier d'armature ont été prélevés sur le site.

Des fragments de béton provenant de l'assise des poutres P1 et P2 ont été recueillis et entreposés. La poutre P2 a aussi été mise en entreposage pour des essais de caractérisation ultérieurs. Les résultats sont discutés au Chapitre 5.

## 4 HYPOTHÈSES DE BASE SUR LES CAUSES DE L'EFFONDREMENT

Selon les observations sur le site et l'analyse des relevés techniques, il est d'abord constaté que l'effondrement de la poutre P2 est survenu durant les travaux d'hydro-démolition et a été causé par la rupture de l'assise du mur Nord, c'est-à-dire la console de béton formée par la démolition partielle du mur. Selon les observations, la rupture de la console a entraîné la poutre et les paralumes qu'elle supportait.

Ce constat permet de formuler quatre hypothèses quant aux causes ayant pu contribuer à l'effondrement de la structure. Les hypothèses et questions en découlant sont présentées ci-dessous.

**HYPOTHÈSE 1 :** LES PROPRIÉTÉS DES MATÉRIEAUX SERAIENT NON CONFORMES AUX PLANS ET DEVIS ORIGINAUX (1970) OU SE SERAIENT DÉTÉRIORÉES AVEC LE TEMPS.

---

- ✓ Quels sont les propriétés du béton et des armatures en acier en place ?
- ✓ Est-ce que le béton présente un problème de durabilité affectant ses propriétés : endommagement dû aux cycles de gel-dégel ou à la réaction alcalis-granulats ?
- ✓ Est-ce que les armatures en acier présentent une détérioration due à la corrosion pouvant affecter ses propriétés ?

**HYPOTHÈSE 2 :** LES SPÉCIFICATIONS DES PLANS ET DEVIS 2011 POUR LES DIMENSIONS DE LA ZONE À NE PAS DÉMOLIR SOUS LES POUTRES SERAIENT NON CONFORMES AUX EXIGENCES DU CODE CSA-S6-2006.

---

- ✓ Quelle est la capacité structurale de la console de béton selon les dimensions et informations spécifiées aux plans et devis 2011 et conformément aux modèles de calcul applicables selon le code CSA-S6-2006?

**HYPOTHÈSE 3 :** LES CONDITIONS RÉELLES DE LA CONSOLE DE BÉTON FORMÉE PAR LES TRAVAUX D'HYDRO-DÉMOLITION AURAIENT CONTRIBUÉ À L'EFFONDREMENT.

---

- ✓ Quelle est la capacité structurale de la console de béton selon les dimensions réelles, les propriétés mécaniques réelles des matériaux et la position réelle de l'acier d'armature?

**HYPOTHÈSE 4 :** LA MISE EN ŒUVRE DES TRAVAUX D'HYDRO-DÉMOLITION SERAIT NON CONFORME AUX PLANS ET DEVIS 2011.

---

- ✓ Est-ce que la mise en œuvre des travaux d'hydro-démolition était conforme aux spécifications des plans et devis 2011 des travaux de réfection ?

Les résultats des essais sur les matériaux de même que les analyses de la capacité structurale de la structure présentés aux sections suivantes répondront aux questions soulevées et permettront de déterminer laquelle ou lesquelles de ces hypothèses expliquent l'effondrement de la poutre P2. La capacité structurale du mur sur lequel s'appuyait la poutre P2 avant l'exécution des travaux de démolition partielle sera également vérifiée.

## 5 ESSAIS SUR LES PROPRIÉTÉS ET LA DURABILITÉ DES MATÉRIAUX

Le premier objectif de cette section est de présenter les résultats des essais réalisés sur les matériaux ayant servis à la construction de l'ouvrage. Le deuxième objectif est de vérifier l'*Hypothèse 1* selon laquelle les propriétés des matériaux seraient non conformes aux plans et devis originaux (1970) ou se seraient détériorées avec le temps.

À cette fin, un programme d'auscultation, de caractérisation et de carottage a été établi et l'équipe technique du MTQ a été mandatée pour prélever des spécimens de béton et d'acier et réaliser des essais de caractérisation. Cette section présente un résumé du rapport d'essais du MTQ (MTQ – Direction du Laboratoire des Chaussées, 2011).

### 5.1 PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES ET PARAMÈTRES DE DURABILITÉ DU BÉTON

Des essais de résistance à la compression et à la traction de même que des essais pour caractériser l'état de dégradation et la durabilité du béton ont été réalisés sur des spécimens de béton carottés sur le site. Les spécimens ont été prélevés sur les éléments suivants:

- ✓ le béton de la partie supérieure du mur Nord, immédiatement à la droite de la poutre P2 (19 carottes);
- ✓ le béton de la partie supérieure du mur Sud, entre les poutres P2 et P3 (16 carottes);
- ✓ sur la poutre P2 s'étant effondrée (16 carottes).

Les plans de carottage sont présentés dans le rapport MTQ (MTQ – Direction du Laboratoire des Chaussées, 2011) et les valeurs moyennes des résultats obtenus pour les essais de caractérisation sur le béton sont données au Tableau 1.

**Tableau 1 – Synthèse des résultats d'essais sur les carottes de béton**

|                                 | Caractéristiques               | Mur Nord              | Mur Sud               | Poutre P2             |
|---------------------------------|--------------------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| <b>Résistances mécaniques</b>   | Compression ( $f_c$ )          | 27,2 MPa <sup>1</sup> | 20,4 MPa <sup>1</sup> | 36,2 MPa <sup>1</sup> |
|                                 | Traction ( $f_t$ )             | 1,38 MPa <sup>1</sup> | 1,18 MPa <sup>1</sup> | nd                    |
| <b>Paramètres de durabilité</b> | Absorption et vides perméables | 5,5% / 15.0%          | nd                    | 6,1% / 14.7%          |
|                                 | Teneur en air et $\bar{L}$     | 5,3% / 255 $\mu$ m    | 4,5% / 215 $\mu$ m    | 1,8% / 319 $\mu$ m    |
|                                 | Perméabilité au chlore         | 4854 C                | 6417 C                | nd                    |
|                                 | Chlorures totaux               | 0,04% <sup>2</sup>    | 0,03% <sup>2</sup>    | 0,10% <sup>2</sup>    |
|                                 | Profondeur de carbonatation    | 5 mm                  | 10 mm                 | 5 à 10 mm             |
| <b>État de détérioration</b>    | Réaction alcalis-silice        | Faible à modérée      | Faible à modérée      | nd                    |
|                                 | Corrosion des armatures        | Faible                | Faible                | Faible                |

nd : non disponible. <sup>1</sup> : Valeur équivalente (CSA-S6-2006 Annexe A14.1). <sup>2</sup> : Au niveau du premier rang d'armature.



### 5.1.1 Résistances mécaniques

Les plans et devis de 1970 disponibles lors de la préparation du rapport d'expertise ne fournissent pas toutes les exigences concernant les résistances mécaniques du béton et de l'acier. Le devis spécial de la construction d'origine n'étant pas disponible, les codes et normes applicables à l'époque ont été utilisés comme référence et les valeurs recommandées pour les résistances mécaniques ont été comparées aux valeurs mentionnées aux plans et devis et au document de soumission de 1970.

Selon le code CSA-S6-1966, la résistance à la compression minimale du béton armé devait être supérieure à 20,7 MPa (3000 psi) et celle du béton précontraint devait être supérieure à 34,5 MPa (5000 psi). Le code CSA-S6-1966 spécifiait également que les bétons devaient être conformes à la norme CSA-A23.1-1967. Cette dernière précise qu'un élément en béton armé dont les surfaces sont exposées à des cycles fréquents de gel-dégel, mais dans un état non saturé, comme c'est le cas du mur, devaient avoir un rapport eau/ciment maximum de 0,54. Ce rapport eau/ciment correspond à un béton de résistance légèrement inférieure à 20,7 MPa. En résumé, les exigences les plus élevées pour le béton armé et le béton précontraint sont respectivement de 20,7 MPa et de 34,5 MPa. La résistance à la compression du béton précontraint indiquée aux plans et devis 1970 était de 34,5 MPa, et celle des murs indiquée au document de soumission de 1970 était de 20,7 MPa. Ces valeurs sont en accord avec les exigences des codes et des normes de l'époque.

La résistance à la compression nominale équivalente de 27,2 MPa obtenue pour le mur Nord est largement supérieure à l'exigence de 20,7 MPa, alors que la résistance nominale équivalente de 20,4 MPa obtenue pour le mur Sud est très légèrement inférieure. La résistance à la compression nominale équivalente de 36,2 MPa obtenue pour la poutre P2 est supérieure à l'exigence de 34,5 MPa. La mention résistance nominale équivalente dans le texte signifie qu'une correction statistique a été appliquée aux résultats d'essais conformément au code CSA-S6-2006 (Annexe A14.1).

Les normes d'époque et actuelle ne comportent aucune exigence concernant la résistance à la traction du béton. Les résistances à la traction nominale équivalente obtenues d'essais de traction directe pour les murs Nord et Sud, de 1,38 MPa et 1,18 MPa respectivement, sont inférieures à celles estimées par la clause 8.4.1.8.2 du code CSA-S6-2006 donnant 2,09 MPa et 1,82 MPa respectivement. Il importe de mentionner que l'équation proposée par le code est valide pour un béton neuf. Pour un béton ayant subi des cycles de gel-dégel et présentant une réactivité alcalis-silice (voir le résultat présenté plus loin dans cette section), la présence de microfissures peut conduire à une réduction de la résistance à la traction du béton. La différence entre les résultats expérimentaux et ceux fournis par le code CSA-S6-2006 est donc acceptable pour les bétons de cette époque.

En absence de résultats d'essais, le code CSA-S6-2006 prescrit l'utilisation d'une résistance à la compression de 20 MPa pour vérifier la capacité structurale des éléments d'ossature en béton armé. Cette approche est cohérente avec les exigences des codes CSA-S6-1966 et CSA-A23.1-1967 de l'époque, elle est également conservatrice en comparaison aux résistances à la compression mesurées. Cette valeur de 20 MPa sera retenue pour les calculs d'évaluation de la capacité théorique discutés au Chapitre 6.

### 5.1.2 Paramètres de durabilité et état de détérioration

L'essai d'absorption est un indicateur de l'absorption et de la perméabilité du béton (Tableau 1). Il a aussi été réalisé afin de vérifier si l'hydro-démolition avait endommagé le béton à proximité de la zone démolie. Les résultats d'absorption et de vides perméables sont acceptables et représentatifs des bétons de cette époque. Il n'y a également pas d'évidence que l'hydro-démolition a endommagé le béton à proximité de la zone démolie.

L'essai de perméabilité aux ions chlorures permet d'évaluer la résistance d'un béton contre la pénétration des ions chlorures. Une valeur faible de l'ordre de 1000 C indique une grande résistance à la pénétration. Les résultats obtenus sont élevés (Tableau 1), cependant ils sont cohérents avec le type de béton utilisé lors de la construction. On note une résistance moindre pour le béton du mur Sud, puisque ce dernier présente une densité et une résistance moindre.

La mesure de la teneur en ions chlorures totaux au niveau du premier rang d'armature permet de vérifier si cette teneur est suffisamment élevée pour potentiellement initier la corrosion de l'acier d'armature. Les teneurs en ions chlorures évaluées dans les murs Nord et Sud (Tableau 1) sont légèrement inférieures à la limite de 0,04% proposée dans la norme CSA-A23.1-2004 comme seuil d'amorçage de la corrosion dans le béton armé. L'état des armatures dans la partie supérieure du mur Nord indiquait effectivement peu de trace de corrosion. La teneur en ions chlorures mesurée dans la poutre P2 est de 0,10%, soit largement supérieure à la limite de 0,015% proposée dans la norme CSA-A23.1-2004 comme seuil d'amorçage de la corrosion dans le béton précontraint. Les observations sur la poutre ont en effet montré la présence d'une corrosion très légère à sévère (avec parfois une légère perte de section) sur les étriers et d'une corrosion légère sur les câbles de précontrainte près de la surface.

La distribution du réseau de bulles d'air à l'intérieur du béton durci permet d'évaluer sommairement la durabilité du béton. Pour les murs Nord et Sud, les teneurs en air respectent les spécifications de la norme CSA-A23.1-1967 avec une valeur comprise entre 4,5 et 7,5% pour des granulats de 20 mm. Les facteurs d'espacement des bulles d'air  $\bar{L}$  dans le béton sont inférieurs ou légèrement supérieurs à la valeur maximale de 203  $\mu\text{m}$  de la norme CSA-A23.1-1967. Il importe de noter que la norme actuelle CSA-A23.1-2004 permet une certaine plage de variation lorsque des mesures ponctuelles sont réalisées. En appliquant ce principe, on peut conclure que le béton des murs était adéquat pour résister aux cycles de gel-dégel. Pour la poutre P2, la teneur en air et le  $\bar{L}$  mesurés ne respectent pas les limites prescrites par la norme CSA-A23.1-1967. En contrepartie, selon les observations effectuées sur la poutre, la densité et la résistance plus élevée du béton de la poutre ont limité les dommages causés par les cycles de gel/dégel.

Un examen pétrographique ainsi que des mesures de *Stiffness Damage* et de *Damage Rating Index* ont été réalisés pour identifier la présence d'une réactivité alcalis-silice et déterminer le niveau d'endommagement général du béton. Sommairement, le béton des murs Nord et Sud ne montrent pas de défaut majeur à l'échelle macroscopique (visible à l'œil nu). Cependant, la réaction alcalis-silice a entraîné une microfissuration des granulats et de la pâte de ciment. Le niveau d'endommagement du

béton est qualifié de faible à modéré et semble ne pas avoir affecté significativement la résistance à la compression du béton. De fait, la résistance du mur Nord est, après 40 ans d'existence, nettement supérieure à celle spécifiée dans la norme d'époque (CSA-A23.1-1967).

La carbonatation réduit l'alcalinité du béton qui protège les armatures de la corrosion, il importe donc de déterminer si la profondeur de carbonatation atteint le niveau des armatures. Les profondeurs de carbonatation dans les murs et la poutre P2 varient entre 5 et 10 mm depuis la surface, soit des valeurs nettement insuffisantes pour rejoindre les rangs armatures dans les éléments. La carbonatation n'a donc pas initié la corrosion des armatures. La présence de chlorure est responsable des traces de corrosion observées.

Des forages verticaux profonds ont été complétés dans l'assise du mur Nord, à proximité de la poutre P2, afin d'identifier la présence d'un éventuel plan de fissuration parallèle au plan de rupture de la console. Une inspection par caméra haute définition n'a relevé aucun plan de fissuration dans ces trous de forage. De plus, l'observation des carottes horizontales prélevées dans l'assise du mur Nord n'indique aucun plan de fissuration parallèle au plan de rupture de la console. Néanmoins, 5 des 13 carottes présentent des fissures fines d'une profondeur maximale de 95 mm, perpendiculairement au plan de rupture. Ainsi, l'assise du mur Nord auscultée ne présente aucun plan de fissuration qui aurait pu conduire à l'effondrement lors des travaux de démolition partielle.

En résumé, les essais de caractérisation sur le béton des murs Nord et Sud et sur la poutre P2 démontrent des résultats acceptables en considérant les normes de construction de l'époque. Les résistances mécaniques et les paramètres de durabilité présentés sont typiques des bétons produits au début des années 1970. Certaines caractéristiques du béton du mur Nord montrent que le béton présentait des signes de détérioration probablement causée par l'action combinée de la réaction alcalis-silice et des cycles de gel-dégel. Cette détérioration a été jugée faible à modérée et, à ce stade d'avancement, ne semble pas avoir affecté significativement la résistance à la compression du mur. De plus, l'état de corrosion des armatures supérieures du mur Nord est faible.

## **5.2 PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES DE L'ACIER D'ARMATURE**

Des essais de résistance à la traction ont été réalisés sur trois échantillons d'acier d'armature prélevés dans la partie supérieure du mur Nord. La localisation exacte des armatures est présentée dans le rapport MTQ (MTQ – Direction du Laboratoire des Chaussées, 2011). Les valeurs moyennes des résultats obtenus pour les essais de caractérisation sur les armatures en acier sont données au Tableau 2.

Tableau 2 – Synthèse des résultats d’essais sur les barres d’armature

|                                   | Caractéristiques                | Mur Nord             |
|-----------------------------------|---------------------------------|----------------------|
| <b>Résistances<br/>mécaniques</b> | Module élastique ( $E_s$ )      | 196 GPa              |
|                                   | Limite élastique ( $f_y$ )      | 311 MPa <sup>1</sup> |
|                                   | Contrainte de rupture ( $f_u$ ) | 517 MPa <sup>1</sup> |

<sup>1</sup> : Valeur équivalente (CSA-S6-2006 Annexe A14.1).

Le code CSA-S6-1966 spécifie l’utilisation de barres d’armature de grade intermédiaire et haute performance pour les ponts et réfère à la norme CSA-G30-1967 pour les exigences particulières. La norme CSA-G30-1967 exige une limite élastique minimale de 275 MPa et une contrainte à la rupture minimale de 483 MPa. Les propriétés nominales équivalentes mesurées sur les barres prélevées (Tableau 2) sont supérieures aux valeurs minimales et donc conformes aux normes d’époque. Le module élastique de l’acier, généralement de l’ordre de 200 GPa, est adéquat.

En absence de résultats d’essais, le code CSA-S6-2006 prescrit l’utilisation d’une limite élastique de 275 MPa pour l’acier d’armature de grade intermédiaire pour vérifier la capacité structurale des éléments en béton armé construits avant 1973. Cette approche est cohérente avec les exigences du code CSA-S6-1966 et de la norme CSA-G30-1967 et, bien que conservatrice dans le cas actuel, cette valeur sera utilisée pour les calculs d’évaluation de la capacité théorique discutés au Chapitre 6.

### 5.3 CONCLUSION

***Les résultats obtenus par les essais de caractérisation et de durabilité permettent de réfuter l’Hypothèse 1. Premièrement, les résistances du béton et de l’acier sont dans l’ensemble conformes aux codes et normes en vigueur à l’époque de la construction de la structure.*** Les résistances mécaniques mesurées pour le mur Nord sont largement supérieures aux valeurs théoriques recommandées par le code CSA-S6-2006 pour l’évaluation des structures existantes. ***Deuxièmement, le béton et les armatures de la partie supérieure du mur Nord impliqué dans l’effondrement sont dans un état relativement sain et ne présentent pas de réduction significative de leurs propriétés.***

## 6 ÉVALUATION DE LA CAPACITÉ PORTANTE

### 6.1 INTRODUCTION

Tout d'abord, cette section présente les résultats de l'évaluation de la capacité structurale du mur Nord sur lequel s'appuyait la poutre P2 avant l'exécution des travaux de démolition partielle. Par la suite, l'objectif de cette section est de vérifier les *Hypothèses 2* et *3* énoncées au Chapitre 4 en évaluant la capacité structurale de la console de béton sous la poutre P2. Deux situations sont vérifiées :

- (i) *Pour l'Hypothèse 2* : Capacité structurale théorique de la console supposant la position de l'armature à 50 mm de la surface. Cette capacité est vérifiée selon les dimensions spécifiées aux plans et devis 2011 avec les résistances mécaniques théoriques données au Chapitre 5.
- (ii) *Pour l'Hypothèse 3* : Capacité structurale de la console en considérant la position réelle de l'acier d'armature à 190 mm de la surface. Cette capacité repose uniquement sur le béton et elle est vérifiée avec les résistances mécaniques réelles selon les résultats des essais présentés au Chapitre 5 et les dimensions relevées sur le site (Section 3.4).

### 6.2 DONNÉES DE BASE ET MODÈLES DE CALCUL

#### 6.2.1 Les charges

La vérification de la capacité structurale est déterminée pour les conditions de charges au moment des travaux. Les charges permanentes exercées sur le mur incluent le poids propre de la poutre, des paralumes et des luminaires suspendus aux paralumes. Étant donné qu'il s'agit d'une structure temporaire, le code CSA-S6-2006 permet de considérer les charges sollicitant la structure durant la période des travaux uniquement. Compte tenu des conditions climatiques estivales et de l'âge de la structure, les effets du retrait du béton, des variations de température, du vent et du verglas ne sont pas considérés dans l'analyse. Il s'agit d'une hypothèse de calcul favorable à la résistance de la structure. Ainsi, la charge nominale permanente pour la poutre P2 est de 395 kN.

Il est important de noter que la considération de d'autres hypothèses de calculs combinant plusieurs types de charges ne changerait pas les conclusions de ce rapport.

#### 6.2.2 Les dimensions

Les dimensions du mur, des poutres et des paralumes utilisées pour les calculs de la capacité structurale sont celles indiquées aux plans et devis originaux de 1970, puisque les éléments en place ont des dimensions conformes aux plans. Les dimensions de la console sous la poutre P2, créée par les travaux de démolition partielle du mur, sont celles indiquées aux plans et devis 2011 (Figure 4) ou relevées sur le site (Figure 5), selon la situation à vérifier.

---

### 6.2.3 Les propriétés des matériaux

Les propriétés des matériaux utilisées dans les calculs varient selon la situation à vérifier.

**Résistance mécaniques théoriques :** Tel que discuté au Chapitre 5, les résistances mécaniques théoriques utilisées pour les calculs sont celles recommandées dans le code CSA-S6-2006 (Clause 14.7.4) pour l'évaluation des structures existantes : une résistance à la compression du béton  $f'_c$  de 20 MPa, et une limite élastique de l'acier d'armature de 275 MPa.

**Résistances mécaniques réelles :** Les résistances mécaniques obtenues par les essais de caractérisation et présentées au Chapitre 5 sont : une résistance à la compression du béton de 27,2 MPa et une limite élastique de l'acier d'armature de 311 MPa.

---

### 6.2.4 Calcul aux états limites ultimes et calcul nominal

Dans les sections suivantes, selon les besoins des différentes vérifications, les résultats sont présentés pour le calcul aux états limites ultimes (ELU) ou pour un calcul nominal.

Le calcul aux états limites ultime doit être utilisé lors de la conception d'un ouvrage neuf ou de travaux de réparation, de même que lors de l'évaluation d'une structure. On utilise les résistances réduites et les charges majorées selon le code CSA-S6-2006. Ainsi, le calcul aux états limites ultimes utilise des coefficients de tenue du béton et de l'acier d'armature respectivement de  $\phi_c = 0,75$  et  $\phi_s = 0,9$ . Pour la combinaison de chargement ne considérant que les charges permanentes, le coefficient de charge à utiliser pour la conception d'une réparation est  $\alpha_D = 1,35$ . Dans l'éventualité où d'autres types de charges seraient considérées simultanément, le coefficient des charges permanentes varierait de  $\alpha_D = 1,1$  à  $1,2$  et des coefficients appropriés seraient appliqués aux autres charges. La vérification de la capacité structurale étant réalisée au moment des travaux avec uniquement une charge permanente, le coefficient de charge utilisé est de  $1,35$ .

Le calcul nominal permet quant à lui de juger du comportement de la structure dans ses conditions réelles lors de l'exécution des travaux. On considère alors les résistances et les charges sans pondération ( $\phi_c = \phi_s = \alpha_D = 1,0$ ).

---

### 6.2.5 Les modèles de calcul

Les modèles de calcul utilisés pour l'évaluation de la capacité structurale du mur ou de la console de béton ont été sélectionnés sur la base des mécanismes de résistance attendus.

Avant la réparation, un seul mécanisme de résistance est envisageable pour le mur, soit la résistance à l'écrasement. Après les travaux de démolition partielle, le mur prend la configuration d'une console à l'assise des poutres, ceci modifie le mécanisme de résistance applicable. La console de béton formée par l'hydro-démolition possède les caractéristiques d'une poutre profonde, il s'agit ainsi d'une zone de discontinuité avec une distribution non-linéaire des contraintes. Les résistances à la flexion et au

cisaillement doivent être vérifiées. Deux situations différentes sont étudiées, l'une considérant la présence d'armature dans la console, l'autre considérant une console sans armature.

### ***Mur avant la réparation :***

Avant les travaux, la capacité structurale du mur à supporter les poutres et les paralumes est vérifiée par la résistance du béton à l'écrasement sous l'appareil d'appui.

### ***Console avec armature :***

Le modèle de calcul classique le plus adapté pour évaluer la capacité structurale de la console est le modèle de bielle et tirant selon le code CSA-S6-2006. Ce modèle peut être utilisé pour évaluer simultanément la capacité structurale d'une poutre profonde en flexion et en cisaillement. Il considère qu'une grande partie de la charge des poutres est transmise à l'appui (le mur) par une bielle de compression équilibrée par un tirant horizontal dans la partie supérieure de la console. De manière générale, le système est stable lorsque l'aire d'acier d'armature présente dans le tirant est suffisante pour développer les forces de traction requises, et que la bielle de compression peut se développer sur une largeur adéquate à l'intérieur de la géométrie offerte par les dimensions de la console, sans dépasser la résistance à la compression du béton.

Le modèle de calcul de résistance au cisaillement d'interface peut être utilisé dans certaines conditions pour vérifier la résistance au cisaillement d'une console. De fait, la jonction entre la console et le mur est une région susceptible de développer un plan de fissuration. Ce modèle prend en compte la cohésion et le frottement au droit du plan de fissuration dans le béton et considère l'effet de goujon apporté par l'acier d'armature horizontale dans la console. Pour qu'il soit applicable, l'ouverture de la fissure doit être fine pour conserver une surface de contact pour la friction. Une force normale au plan de fissuration garantit la présence d'un frottement. Enfin, le code CSA-26-2006 spécifie que les armatures doivent pouvoir développer leur pleine capacité en traction des deux côtés de l'interface. Pour la console étudiée, il n'y a aucune force normale au plan de fissuration et les armatures n'ont pas la longueur de scellement (longueur d'ancrage) pour développer leur pleine capacité. En conséquence, l'utilisation du modèle de résistance au cisaillement d'interface n'est pas pertinente.

Un modèle par éléments finis considère le comportement non-linéaire des matériaux, la distribution non-linéaire des contraintes et les conditions d'équilibre en déformation. Il permet d'évaluer la capacité structurale de la console en flexion et en cisaillement simultanément de façon précise. Ce modèle est très pertinent. Il s'agit d'un modèle avancé qui n'est cependant pas utilisé couramment en conception.

Il est important de considérer dans les modèles de calculs la longueur de scellement des barres d'armature de part et d'autre du plan de rupture pour déterminer leur capacité en traction. La longueur de scellement de l'armature supérieure allant vers l'intérieur du mur est adéquate pour développer leur pleine capacité en traction (contrainte de plastification  $f_y$ ). Cependant, la longueur de scellement de l'armature dans la console, incluant le crochet, est insuffisante. Le code CSA-S6-2006 ne donne pas d'information spécifique sur la contrainte de traction développée par un crochet aux dimensions non

conformes. Bien que le code CSA-S6-1988 proposait une approche simplifiée pour estimer la contrainte de traction développée par un crochet, des références plus récentes sur le sujet ont été consultées. Les recommandations du *Model Code* (FIB, 2010) ont été retenues pour déterminer la contribution de la section arrondie du crochet et les règles du code CSA-S6-2006 ont été utilisées pour calculer la contribution des sections droites du crochet. Ainsi, il a été possible d'évaluer la contribution maximale des barres d'armature supérieures de la console à 165 MPa. La valeur de 165 MPa, retenue pour fins de calculs, est supérieure à celle obtenue par l'application des spécifications du code CSA-S6-1988.

**Console sans armature :**

Lorsque la position de l'armature supérieure est à l'extérieur de la console, seul le béton contribue à la résistance. Le modèle de bielle et tirant décrit précédemment n'est plus applicable. Le modèle de cisaillement d'interface demeure non applicable.

Le modèle par éléments finis reste pertinent pour vérifier la capacité structurale en flexion et en cisaillement d'une console en béton sans armature. Ce modèle n'étant pas utilisé couramment pour la conception, il est possible d'avoir une approximation de la capacité structurale de la console avec d'autres modèles simplifiés. Il est important de noter que ces modèles simplifiées sont à la limite de leur applicabilité pour la conception d'une console sans armature. Ainsi, la capacité structurale en flexion peut être calculée avec un modèle de calcul sectionnel en considérant uniquement les résistances à la compression et à la traction du béton. Enfin, la capacité structurale en cisaillement peut être calculée en considérant uniquement la résistance à la traction du béton.

**Sommaire des modèles de calcul utilisés :**

Le Tableau 3 présente les différents modèles de calculs utilisés selon les mécanismes de résistance à vérifier. Sauf spécification contraire, les équations des modèles sont celles du code CSA-S6-2006.

**Tableau 3 – Modèles de calcul selon les vérifications**

| Vérification  | Modèle de calcul  |
|---|---|
| Capacité structurale du mur avant les travaux   | <ul style="list-style-type: none"> <li>Modèle de résistance à l'écrasement sous l'appareil d'appui</li> </ul>   |
| Capacité structurale de la console <u>avec</u> armature (position théorique de l'armature à 50 mm de la surface)                    | <ul style="list-style-type: none"> <li>Modèle de bielle et tirant</li> <li>Modèle d'éléments finis avec le programme EPM3D (Massicotte et al., 2011) intégré au logiciel Abaqus (Dassault Systems, 2010)</li> </ul>   |
| Capacité structurale de la console <u>sans</u> armature (position de l'armature à l'extérieur de la console à 190 mm de la surface) | <ul style="list-style-type: none"> <li>Modèle de résistance sectionnel en flexion</li> <li>Modèle de résistance sectionnel en cisaillement</li> <li>Modèle d'éléments finis avec le programme EPM3D (Massicotte et al., 2011) intégré au logiciel Abaqus (Dassault Systemes, 2010)</li> </ul> |



### 6.2.6 Présentation des résultats

Les résultats des calculs sont présentés sous forme de ratios dans des tableaux synthèses. Ces ratios sont définis par le rapport entre la force maximale pouvant être reprise par la console (ou le mur), et la force appliquée par la poutre P2.

Lors d'un calcul aux états limites ultimes (ELU), un ratio supérieur à l'unité indique que la capacité de la structure est supérieure aux exigences des codes et offre une sur-résistance reliée aux coefficients de tenue et de charges. Dans le cas contraire, les marges de sécurité exigées par les codes et normes ne sont pas respectées.

Lors d'un calcul nominal, un ratio supérieur à l'unité indique que la capacité réelle de la structure est suffisante pour éviter une rupture. Un ratio inférieur à l'unité indique une rupture probable.

## 6.3 CAPACITÉ RÉELLE DU MUR NORD AVANT L'EXÉCUTION DES TRAVAUX DE DÉMOLITION

L'objectif de cette section est de vérifier quelle était la capacité structurale du mur Nord sur lequel s'appuyait la poutre P2 avant même l'exécution des travaux de démolition. Un calcul nominal a été fait avec les résistances réelles et les positions réelles de l'appareil d'appui de manière à vérifier la conformité de la structure avant les travaux. Le modèle de calcul utilisé est décrit au Tableau 3. Le ratio entre la résistance nominale à l'écrasement du mur ( $B_r$ ) et la charge appliquée non pondérée ( $P$ ) par la poutre P2 est égal à 6,60, indiquant une capacité structurale largement suffisante.

***Ainsi, la capacité structurale du mur pour supporter la poutre P2 avant les travaux de démolition était adéquate. En conséquence, le haut du mur servant d'assise à la poutre ne présentait pas de risque de rupture avant les travaux de démolition.***

## 6.4 CAPACITÉ THÉORIQUE DE LA CONSOLE DE BÉTON SOUS LA POUTRE P2 (AVEC ACIER D'ARMATURE)

L'objectif de cette section est de vérifier l'*Hypothèse 2*, soit de déterminer si les spécifications des plans et devis 2011 pour les dimensions de la zone à ne pas démolir sous les poutres sont conformes aux exigences du code CSA-S6-2006.

Cette vérification est faite par un calcul aux états limites ultimes (ELU) de la capacité structurale de la console de béton selon les dimensions spécifiées aux plans et devis 2011. Ceux-ci indiquaient que la démolition partielle du mur devait laisser une console en béton d'une épaisseur de 150 mm et d'une profondeur approximative de 125 mm, tel qu'illustré à la Figure 4. La position considérée pour l'appareil d'appui est celle indiquée sur les plans et devis originaux de 1970, soit à 50 mm de l'extrémité de la console. Une épaisseur de béton d'enrobage égale à 50 mm au dessus du crochet de l'armature supérieure est utilisée conformément aux plans et devis de 1970 et 2011. Les résistances mécaniques théoriques des matériaux sont utilisées (Section 6.2.3). Puisque la longueur de scellement des armatures supérieures est insuffisante, leur contribution maximale est évaluée à 165 MPa (Section 6.2.5) pour le

détail d'armature et les dimensions de la console considérés. Selon l'espacement des barres d'armature supérieures (305 mm), il pouvait y avoir de 3 à 4 barres dans la console. La participation de trois barres d'armature est considérée.

Les modèles de calcul utilisés sont décrits au Tableau 3. Le Tableau 4 donne le ratio entre la force maximale pouvant être appliquée sur le mur par la poutre ( $P_r$ ), et la force ( $P$ ) appliquée par la poutre P2.

Pour le modèle bielle et tirant, le ratio obtenu pour le calcul aux états limites ultimes est nettement inférieur à 1. Ceci indique qu'en considérant la position théorique de l'acier d'armature, la section d'acier d'armature et les dimensions spécifiées aux plans et devis ne permettent pas qu'un système stable de bielle et tirant se développe en équilibre. Cette situation est associée aux dimensions limitées de la console, et à la longueur de scellement incomplète des armatures supérieures disponibles.

**Tableau 4 – Évaluation de la capacité structurale de la console selon les plans et devis 2011 (avec acier d'armature)**

| <b>Modèles de résistance</b>   | <b>Ratios aux états limites ultimes</b> | <b>Remarques</b>        |
|--------------------------------|---|-------------------------|
| <b><i>Bielle et tirant</i></b> | 0,45                                    | Résistance insuffisante |
| <b><i>Éléments finis</i></b>   | 0,56                                    | Résistance insuffisante |

Pour le modèle par éléments finis, le ratio aux états limites ultimes est aussi inférieur à 1. La Figure A1 de l'Annexe 1 présente la déformée et les zones de fissuration de la console de béton immédiatement avant la rupture. La résistance de la console est définie par l'atteinte de la contribution maximale des barres d'armature en traction. Le plan de rupture se produit au droit intérieur de l'appareil d'appui sur la pleine largeur de la console. La distribution des contraintes est non-linéaire, confirmant ainsi que la console se comporte comme une poutre profonde.

L'écart observé entre les ratios obtenus par les deux modèles peut s'expliquer par leurs hypothèses de calculs différentes. Notamment, le modèle de bielle et tirant réduit significativement la résistance du béton en compression dans les zones nodales et néglige la résistance à la traction du béton. Ce n'est pas le cas pour le modèle par éléments finis. En conséquence, le modèle par éléments finis conduit à une capacité structurale plus favorable que le modèle de bielle et tirant.

Le calcul aux états limites ultime (ELU) doit être utilisé lors de la conception de travaux de réparation. Les ratios obtenus par les modèles de bielle et tirant et par éléments finis sont inférieurs à 1. On peut en conclure que les dimensions spécifiées aux plans et devis 2011 ne respectent pas les exigences du code CSA-S6-2006 pour garantir la sécurité de l'ouvrage. Cette situation a contribué à obtenir une console de capacité structurale insuffisante. Il importe de rappeler que les calculs sont réalisés en considérant uniquement les charges permanentes et une capacité maximale en traction de l'armature égale à 165

MPa. Cette conclusion est basée sur une interprétation rigoureuse des exigences du code CSA-S6-2006 sur les résistances mécaniques théoriques à utiliser et les modèles de calcul applicables.

Dans l'éventualité où la conception proposée aux plans et devis aurait respecté les exigences du code CSA-S6-2006 pour garantir la sécurité des ouvrages (ratio  $P_r/P \geq 1,0$ ), elle devait toutefois être utilisée avec circonspection. Premièrement, le système structural isostatique de l'ouvrage ne comporte aucune redondance pour reprendre les charges en cas de problème. Deuxièmement, sans vérification sur le site de la position réelle des barres d'armature, la capacité de la console obtenue par un modèle de bielle et tirant reste incertaine. Troisièmement, la position des appareils d'appuis est un paramètre de calcul important et les relevés ont démontré qu'il s'agit d'une donnée variable. Les trois conditions réunies par cette conception demandent donc une grande prudence, c'est-à-dire de vérifier minimalement le positionnement des armatures supérieures et des appareils d'appui avant les travaux, ou d'étayer les poutres pendant les travaux.

***En conclusion, les vérifications de cette section confirment l'Hypothèse 2 selon laquelle les spécifications aux plans et devis 2011 pour les dimensions de la zone à ne pas démolir sous les poutres sont non conformes au Code canadien sur le calcul des ponts routiers (CSA-S6-2006) pour garantir la sécurité de l'ouvrage et ainsi n'offre pas les marges de sécurité exigées. Cette situation a contribué à obtenir une console de capacité structurale insuffisante.***

## 6.5 CAPACITÉ RÉELLE DE LA CONSOLE DE BÉTON SOUS LA POUTRE P2 (SANS ACIER D'ARMATURE)

Le calcul de la capacité structurale de la console avec les dimensions mesurées sur le site et les résistances mécaniques réelles a pour objectif de reproduire les conditions exactes présentes lors de l'effondrement. Ce calcul permet donc de statuer sur l'Hypothèse 3 selon laquelle les conditions réelles de la console de béton formée par les travaux d'hydro-démolition auraient contribué à l'effondrement.

Les dimensions considérées sont celles décrites à la Figure 5 et à la Section 3.4. L'épaisseur moyenne de la console laissée par l'hydro-démolition sous la poutre P2 est de 165 mm, il s'agit de l'épaisseur effective de béton ayant résisté aux efforts. La profondeur d'hydro-démolition moyenne sur le mur (mesuré horizontalement) est de 145 mm. L'appareil d'appui est situé à 26 mm de l'extrémité de la console. On considère que le plan de fissuration se forme au droit de l'appareil d'appui. La résistance à la compression du béton utilisée pour ces calculs est de 27,2 MPa et la résistance à la traction des armatures est de 311 MPa (Chapitre 5). Les modèles de calcul utilisés sont décrits au Tableau 3.

Le Tableau 7 présente les ratios en condition nominale entre la force maximale pouvant être reprise par la console ( $P_r$ ), et la force ( $P$ ) appliquée par la poutre P2 pour les différents modèles. Les ratios obtenus avec le modèle par éléments finis et les modèles simplifiés sont largement inférieurs à 1. Ceci signifie que la capacité structurale de la console est insuffisante et mène à la rupture. Cette analyse est cohérente avec l'effondrement de la poutre P2.

Les résultats de l'analyse par éléments finis démontrent une rupture fragile, c'est-à-dire une perte soudaine de capacité à des déplacements très faibles. La Figure A2 de l'Annexe 1 présente la déformée et les zones de fissuration de la console de béton immédiatement avant la rupture. Le plan de rupture se produit à la jonction de la console et du mur sur la pleine largeur de la console.

**Tableau 5 – Évaluation de la capacité structurale de la console de béton selon les dimensions et résistances mécaniques réelles**

| <b>Modèles de résistance</b>             | <b>Ratios en condition nominale</b> | <b>Remarques</b>        |
|--|-------------------------------------|-------------------------|
| <b><i>Sectionnel en flexion</i></b>      | 0,33                                | Résistance insuffisante |
| <b><i>Sectionnel en cisaillement</i></b> | 0,48                                | Résistance insuffisante |
| <b><i>Éléments finis</i></b>             | 0,36                                | Résistance insuffisante |

Les relevés sur le site ont montré que la position de l'appareil d'appui de la poutre P3 est à 0 mm de l'extrémité de l'assise du mur Nord (Section 3.4). Cette configuration est plus critique que celle de la poutre P2 dont l'appareil d'appui est situé à 26 mm. Dans l'éventualité où les autres conditions sous la poutre P3 (position de l'armature supérieure, dimensions de la console de béton et résistance des matériaux) auraient été identiques à celles de la poutre P2, la poutre P3 se serait probablement effondrée lorsque l'hydro-démolition aurait atteint son assise.

***En conditions réelles, la capacité structurale de la console sous la poutre P2 repose uniquement sur la contribution du béton (armatures supérieures à l'extérieur de la console) et est inférieure à l'effet des charges appliquées par la poutre P2. En conclusion, l'Hypothèse 3 selon laquelle les conditions réelles de la console de béton ont contribué à l'effondrement de la structure est retenue.***

## 7 MISE EN OEUVRE DES TRAVAUX

### 7.1 TECHNIQUE D'HYDRO-DÉMOLITION

Les travaux de démolition du mur Nord visaient à préparer la surface des murs de soutènement en béton armé pour une réfection. Selon le devis spécial 2011, la technique d'hydro-démolition devait être utilisée en conformité avec l'article 15.1 du CCDG-2009/2011. Cette technique de démolition permet d'enlever le béton d'enrobage et de dégager les armatures en vue de la réfection. La clause 15.1.1.2 stipule que l'hydro-démolition peut être utilisée comme autre possibilité pour toute démolition de béton, dans la mesure où elle donne des résultats comparables à ceux obtenus avec les marteaux pneumatiques manuels ou hydrauliques autorisés.

L'appareil utilisé est un équipement de la compagnie Aquajet System de modèle HVD Evolution 2010. L'appareil est contrôlé à distance par un bras robotisé. L'opérateur doit ajuster la hauteur de l'appareil pour s'assurer de couvrir la zone à démolir. L'utilisation de l'hydro-démolition pour la démolition partielle d'une surface de béton offre l'avantage de la rapidité d'exécution tout en nettoyant les armatures. Cependant, le recours au jet d'eau sous-pression rend la profondeur de la zone démolie irrégulière et le jet d'eau agissant avec un angle (estimé à 38 degrés) vient excaver une partie du béton derrière la surface. Ceci a pour résultat d'amincir localement l'épaisseur de béton restant (Photo 5 et Figure 5).

### 7.2 CONFORMITÉ DE LA MISE EN ŒUVRE DES TRAVAUX D'HYDRO-DÉMOLITION

Cette section relève les dimensions réelles de la console de béton telle que créée par l'exécution des travaux d'hydro-démolition. L'objectif de la section est de vérifier l'*Hypothèse 4* énoncée au Chapitre 4 supposant que la mise en œuvre des travaux d'hydro-démolition serait non conforme aux spécifications des plans et devis 2011 des travaux de réfection.

Le devis spécial 2011 (Document 130) indique que l'hydro-démolition de la surface verticale du mur doit enlever un minimum de 25 mm de béton derrière les lits d'armature (ou plus creux selon les directives du surveillant) sur une profondeur totale approximative de 125 mm (Figure 3 et Figure 4). Selon les relevés faits sur le site et sur les fragments de béton (Section 3.4), on constate que la profondeur d'hydro-démolition mesurée horizontalement sur le mur varie entre 115 et 230 mm, pour une moyenne de 145 mm. Cette valeur moyenne est supérieure à la profondeur totale approximative de 125 mm indiquée aux plans et devis 2011, mais elle demeure conforme puisqu'aucune valeur maximale n'a été spécifiée.

Les plans et devis 2011 exigent une épaisseur minimale de 150 mm sur toute la profondeur de la console (Figure 3). La sur-démolition de la console, due à l'angle du jet d'eau sous-pression de l'hydro-démolition, a cependant pour effet de créer une console à épaisseur variable (épaisseur au rebord différente de l'épaisseur en profondeur). Selon les relevés faits sur le site et sur les fragments de béton

(Section 3.4), on constate que l'épaisseur de la console au rebord laissée par l'hydro-démolition vis-à-vis la poutre P2 varie de 145 mm à 235 mm, pour une moyenne de 210 mm. Par ailleurs, la sur-démolition de la console est estimée à 45 mm en moyenne. L'épaisseur de béton de la console en profondeur varie entre 130 et 190 mm, pour une moyenne de 165 mm. Cette valeur moyenne est supérieure et donc conforme à l'épaisseur minimale de 150 mm indiquée aux plans et devis 2011.

Bien que l'épaisseur moyenne de la console en profondeur soit conforme à l'épaisseur spécifiée aux plans et devis 2011, la technique d'hydro-démolition ne permet pas un bon contrôle à la limite des zones à démolir. Ce manque de précision induit une variation des dimensions réelles de la console. Ainsi, l'épaisseur de la console en profondeur est parfois localement non-conforme aux spécifications. L'effet de sur-démolition pouvait probablement être constaté durant les travaux effectués entre les poutres P1 et P2.

### 7.3 AUTRES CONSIDÉRATIONS RELIÉES À LA MISE EN ŒUVRE DES TRAVAUX

L'article 4 du devis spécial 2011 réfère à l'article 15.1 du CCDG-2009/2011, qui spécifie que la démolition partielle doit se faire aux endroits délimités au chantier par le surveillant. La zone à démolir autour de l'appui des poutres n'a pas été délimitée par un marquage qui aurait permis un meilleur contrôle de la zone à ne pas démolir.

Le « Manuel de construction et de réparation des structures » (MCRS-2010) donne des mises en garde lors de travaux de démolition partielle d'ouvrages en béton armé pour ne pas compromettre la stabilité de l'ouvrage. Selon l'article 1.2.2 « *la prudence est de mise lorsque des travaux de démolition se font à proximité des appuis de poutres : un support temporaire peut être nécessaire dans certains cas pour soutenir les charges pendant les travaux. En cas de doute, le surveillant doit consulter le concepteur pour obtenir son avis* ». Dans le cas étudié, la poutre supportant les paralumés est un système isostatique. La perte ou l'endommagement de l'un des appuis pouvant mener à l'effondrement de la structure, il aurait été pertinent de prévoir un support temporaire. Il est à noter que l'article 1.2.2 n'a pas été inclus dans le devis spécial joint aux plans et devis 2011.

Enfin, l'article 1.2.2 du MCRS-2010 mentionne également : « *Bien que cela arrive rarement, il se peut qu'aucune armature ne soit visible à la suite de l'enlèvement du béton d'un élément en béton armé, ou encore que l'armature soit enfouie plus profondément que prévu aux plans originaux. Il est alors prévu au devis spécial de suspendre les travaux de démolition partielle dès que l'armature prévue aux plans est absente ou enfouie plus profondément... Le surveillant doit alors consulter le concepteur et ne permettre la reprise des travaux qu'après la mise en œuvre des mesures qu'il pourrait recommander* ». Il est difficile d'évaluer si durant l'exécution des travaux d'hydro-démolition il était possible de déterminer la position de l'armature supérieure dans le mur.

#### 7.4 CONCLUSION

*En conclusion, les travaux d'hydro-démolition ont conduit à des épaisseurs de console moyenne en surface et en profondeur conformes aux plans et devis 2011. Ainsi, l'hypothèse 4 n'est pas retenue.*

*Cependant, l'imprécision reliée à l'utilisation de la technique d'hydro-démolition peut conduire à des non conformités localisées. Ainsi, il importe de bien délimiter la zone à ne pas démolir sous les poutres en considérant l'effet de sur-démolition dû à l'angle du jet d'eau.*

L'objectif principal de ce rapport consistait à établir les causes de l'effondrement d'une poutre et des paralumes qu'elle soutenait sur l'autoroute Ville-Marie en direction Est, le 31 juillet 2011. La méthodologie adoptée a inclus une étude de la documentation pertinente, des relevés sur le site de l'effondrement, une campagne d'essais de caractérisation des matériaux et des calculs d'évaluation de la capacité structurale de la console de béton formée par la démolition partielle du mur. L'analyse de l'ensemble des données et des résultats obtenus permet de tirer les conclusions suivantes :

### ***État initial de la structure***

- ✓ Dans l'ensemble, le béton et les armatures de la partie supérieure du mur Nord impliqué dans l'effondrement étaient dans un état relativement sain et ne présentaient pas de réduction significative de leurs propriétés. De plus, les résistances mécaniques mesurées sont largement supérieures aux valeurs prévues aux normes en vigueur à l'époque de la construction et aux valeurs théoriques recommandées par le code CSA-S6-2006 pour l'évaluation des structures existantes. En conséquence, on ne peut pas relier la rupture de la console du mur Nord à des propriétés inadéquates des matériaux ou à leur détérioration dans le temps.
- ✓ La vérification de la capacité structurale du mur Nord a démontré qu'il ne présentait pas de risque de rupture avant les travaux de démolition partielle.

### ***Conception de la réparation***

- ✓ Les spécifications aux plans et devis 2011 pour les dimensions de la zone à ne pas démolir sous les poutres sont non conformes au *Code canadien sur le calcul des ponts routiers* (CSA-S6-2006) pour garantir la sécurité de l'ouvrage. Cette situation a contribué à obtenir une console de capacité structurale insuffisante. Cette conclusion est basée sur une interprétation rigoureuse des exigences du code CSA-S6-2006 sur les résistances mécaniques à utiliser et les modèles de calcul applicables.
- ✓ Dans le mur Nord, la position de l'armature à 190 mm de la surface horizontale de l'assise n'était pas conforme aux plans et devis originaux de 1970. En conséquence, la console créée par l'hydro-démolition ne comprenait pas d'armature. La capacité structurale de la console reposait uniquement sur la contribution du béton et était inférieure à l'effet des charges appliquées par la poutre P2. Cette situation a contribué à réduire davantage la capacité structurale de la console.

### ***Mise en œuvre des travaux***

- ✓ Les travaux d'hydro-démolition ont conduit à des épaisseurs de console moyenne en surface et en profondeur conformes aux plans et devis 2011.



- ✓ L'imprécision reliée à l'utilisation de la technique d'hydro-démolition peut conduire à des non conformités localisées. Ainsi, il importe de bien délimiter la zone à ne pas démolir sous les poutres en considérant l'effet de sur-démolition dû à l'angle du jet d'eau.
- ✓ Dans le cas étudié, la poutre supportant les paralumes est un système isostatique. La perte ou l'endommagement de l'un des appuis pouvant mener à l'effondrement de la structure, les mises en garde du « Manuel de construction et de réparation des structures » (MCRS-2010) pour assurer la stabilité de l'ouvrage devraient alors être considérées.

### ***Conclusion générale de l'expertise***

En conclusion, l'effondrement de la structure découle de deux situations ayant mené à une capacité structurale insuffisante de la console de béton. Premièrement, la console de béton ayant les dimensions spécifiées aux plans et devis 2011 n'offre pas la résistance requise pour supporter adéquatement les charges et par conséquent n'est pas conforme aux exigences du code CSA-S6-2006. Deuxièmement, les conditions réelles de la structure ont démontré que les armatures supérieures se trouvaient à l'extérieur de la console de béton, réduisant par le fait même davantage sa capacité structurale.



## RÉSULTATS DE L'ANALYSE PAR ÉLÉMENTS FINIS POUR LA CAPACITÉ RÉELLE DE LA CONSOLE DE BÉTON SOUS LA POUTRE P2 (SANS ACIER D'ARMATURE)

Le modèle par éléments finis a été réalisé avec le programme EPM3D (Massicotte et al, 2011) intégré au logiciel Abaqus (Dassault Systemes, 2010). Le modèle représente une demi-console considérant l'axe de symétrie dans le sens transversal de la console.

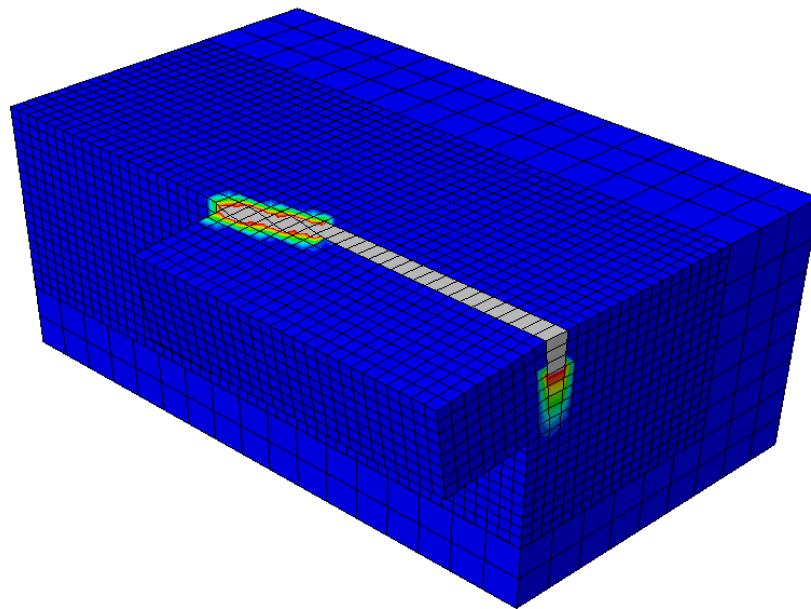


Figure A2 – Déformée de la console et zones de fissuration immédiatement avant la rupture (Déformée amplifiée 40 fois, fissuration plus ouverte dans les zones grises)

## RÉFÉRENCES

- Consortium Cima, Dessau et SNC-Lavalin (2009). « Devis spécial, Réfection des murs entre les tunnels Ville-Marie et Viger ainsi qu'à l'entrée Bonaventure, pour soumission », Dossier MTQ : 8503-08-0217, 380 pages.
- Consortium Cima, Dessau et SNC-Lavalin (2009). « Extrait des plans et devis, Réfection des murs entre les tunnels Ville-Marie et Viger ainsi qu'à l'entrée Bonaventure, pour soumission ».
- Consortium Cima, Dessau et SNC-Lavalin (2011). « Devis spécial, Réfection des ponts St-Antoine et St-Laurent et de divers murs de la direction est et de l'entrée Cathédrale sur l'A720, pour soumission », Dossier MTQ : 8503-10-0201, 2011, 380 pages.
- Consortium Cima, Dessau et SNC-Lavalin (2011). « Extrait des plans et devis, Réfection des ponts ST-Antoine et St-Laurent et de divers murs de la direction est et de l'entrée Cathédrale sur l'A720, pour soumission ».
- CSA (1966). « Design of Highway Bridges », CSA standards S6-1966, 170 pages.
- CSA (1967). « Constituants du béton et méthode de construction en béton / Méthodes d'essais concernant le béton », CSA standards A23.1 / A23.2-1967, 67 pages.
- CSA (1967). « Billets-steel bars for concrete reinforcement », CSA standards G30.1-1967, 13 pages.
- CSA (1988). « Design of Highway Bridges », CSA standards S6-1988, 302 pages.
- CSA (2004). « Béton : Constituants et exécution des travaux / Méthodes d'essai et pratiques normalisées pour le béton », CSA standards A23.1 / A23.2-2004, 478 pages.
- CSA (2006). « Code canadien sur le calcul des ponts routiers », CSA standards S6-2006, 733 pages.
- CSA (2006). « Commentary on CAN/CSA S6-06 – Canadian Highway Bridges Design Code ».
- Dassault Systemes (2010). « ABAQUS : Analysis User's Manual Version 6.10 », USA.
- Fédération internationale du béton FIB (2010). « Model Code 2010 », Volumes 1 et 2.
- Google (2011). « Google Earth : Version 6.1.0.
- Lalonde, Valois, Lamarre, Valois & Associé (1970). « Extrait des plans de construction de la route Transcanadienne, tronçon Bleury-Sanguinet ».
- Massicotte B., Nour A., BenFtima M., Yildiz E., Conciatori D. (2011). « EPM3D – A user-supplied constitutive model for the nonlinear finite element analysis of reinforced concrete structures - V3.0 »,

Rapport SR11-05, Groupe de recherche en génie des Structures, Département des génies civil, géologique et des mines, École Polytechnique de Montréal.

MTQ – Direction du Laboratoire des Chaussées (2011). « Tunnel Viger – Rapport de caractérisation du béton Structure #15418, Montréal », Dossier MTQ : BC-11-110.

MTQ (1966). « Devis généraux pour ponts-routes et travaux s’y rapportant », Ministère de la Voirie, 109 pages.

MTQ (2005). « Manuel d’évaluation de la capacité portante des structures (MECPS) », Ministère des Transports du Québec, 170 pages.

MTQ (2009). « Cahier des charges et devis généraux (CCDG) », Ministère des Transports du Québec, 263 pages.

MTQ (2010). « Manuel de construction et de réparation des structures (MCRS) », Ministère des Transports du Québec, 676 pages.

MTQ (2011). « Cahier des charges et devis généraux (CCDG) », Ministère des Transports du Québec.

MTQ (2011). « Manuel d’évaluation de la capacité portante des structures (MECPS) », Ministère des Transports du Québec, 182 pages.

SNC-Lavalin (2008). « Inspection générale du tunnel Viger - Bilan des observations relevées », Rapport d’inspection, Dossier MTQ: 8505-07-CC12, N/Ref. : 605059-0304, 64 pages.

SNC-Lavalin (2009). « Évaluation de la capacité portante du système de paralumes – Tunnel Viger direction est (Tube B) – Structure P-15418 », Rapport préliminaire, Dossier MTQ : 8505-09-LM10, Réf. MTQ : 6.04.02-031, N/Réf : 605998-0201, 111 pages.

SNC-Lavalin (2011). « Évaluation de la capacité portante du système de paralumes – Tunnel Viger direction est (Tube B) – Structure P-15418 », Rapport final, Dossier MTQ : 8505-09-LM10, Réf. MTQ : 6.04.02-031, N/Réf : 605998-0201, 95 pages.