



UNIVERSITÉ DE  
**SHERBROOKE**

Projet de recherche No : R586.P2

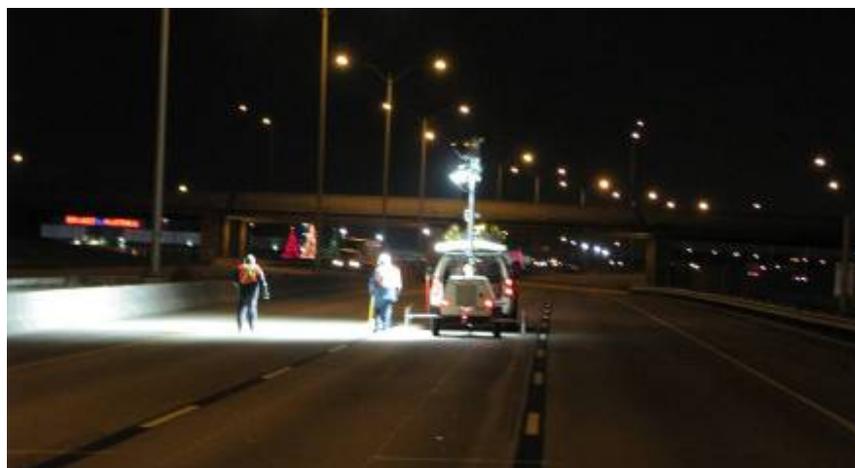
**MINISTÈRE DES TRANSPORTS DU QUÉBEC**  
Direction du Laboratoire des chaussées  
Service des chaussées  
Secteur Expertise en conception des chaussées



**Chaire de recherche CRSNG-industrie sur les renforcements en matériaux composites novateurs en PRF pour les infrastructures en béton**

## **Conception d'une dalle de chaussée en Béton Armé Continu (BAC) avec des armatures en PRFV sur l'autoroute 40 Est (Montréal)**

### **Rapport final**



**Préparé par:**

**J.-F. Claude, A., El-Nemr, B. Tighiouart, E. Ahmed, et B. Benmokrane,**

Département de génie civil, Faculté de génie  
Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Québec, J1K 2R1  
Tel: (819) 821-7758  
Fax: (819) 821-7974  
E-mail: [Brahim.Benmokrane@USherbrooke.ca](mailto:Brahim.Benmokrane@USherbrooke.ca)

**Soumis à :**

**Denis Thébeau, ing.**

Chargé de projet, Ministère des Transports du Québec  
Secteur expertise en conception des chaussées  
Québec (Québec), G1S 4X9

**Mai 2013**

## Résumé

Les barres d'armature en Polymères Renforcées de Fibres de Verre (PRFV) sont de nouveaux produits commerciaux qui pourraient offrir beaucoup de solutions aux réseaux de transports et d'infrastructures. La non-corrodabilité des barres de PRFV fait d'eux un bon candidat pour remplacer les barres d'armatures conventionnelles en acier dans les chaussées en BAC. Ce potentiel a encouragé le Ministère des Transport du Québec (MTQ), conjointement avec l'université de Sherbrooke à investiguer dès septembre 2006, l'utilisation des barres en PRFV dans les chaussées en Béton Armé Continu (BAC). L'étude du comportement des chaussées en BAC avec des barres de PRFV s'est faite sur des tronçons conçus sur l'autoroute 40 Est, à Montréal.

L'autoroute 40 Est, est constituée de trois voies de 3,7 m de large et la section de l'autoroute dont il est question dans cette étude fait 150 m de long sur toute la largeur des trois voies de la chaussée, elle est constituée de 18 dalles. Les dimensions de chacune des 18 dalles, constituant la section d'essai, sont de 25 m  $\times$  3,7 m. Les dalles ont été conçues et construites de façon à pouvoir étudier certains paramètres pertinents affectant les performances de ce type de chaussées (BAC).

Les paramètres étudiés sont le taux, le type, l'espacement et le diamètre (ou grosseur) des barres d'armature, l'épaisseur de la chaussée, la profondeur optimale des barres, la présence de deux nappes (ou lits) d'armature et enfin la présence de fissures induites uniformément espacées. Plusieurs types de capteurs ont été utilisés dans ce projet afin de suivre le comportement au jeune âge ainsi que les effets des chargements répétés du trafic et des sollicitations environnementales sur les performances de dalles de chaussées en BAC en utilisant des barres d'armature en matériaux composites de PRFV. Les capteurs en question sont des jauges électriques de déformation et des capteurs à fibre optique pour mesurer les déformations dans le béton et les barres d'armature. En plus de cela, des thermocouples sont utilisés pour mesurer les variations de température dans la chaussée.

Dans ce *rapport final* sont traitées les performances des dalles en BAC avec des barres de PRFV après six ans de service (septembre 2006 à août 2012). Il sera question de la propagation des fissures et de leur ouverture en fonction du temps ainsi que de simulations numériques pour l'étude du comportement des dalles de BAC avec des barres de PRFV. Des recommandations pour le design pour de futurs projets d'application sur le terrain sont aussi proposées.

### Mots clés

Chaussée en béton, construction, instrumentation, BAC, PRFV, fissures.

## TABLE DES MATIÈRES

Résumé .....	ii
<b>TABLE DES MATIÈRES .....</b>	<b>iii</b>
<b>LISTE DES TABLEAUX .....</b>	<b>iv</b>
<b>LISTE DES FIGURES.....</b>	<b>vi</b>
<b>1. INTRODUCTION.....</b>	<b>2</b>
1.1 Description générale .....	2
1.2 Généralités .....	3
1.3 Objectifs de la recherche .....	5
<b>2. PHASE I: CONCEPTION, INSTRUMENTATION ET CONSTRUCTION .....</b>	<b>9</b>
2.1 Introduction.....	9
2.2 Conception des dalles de chaussée en BAC avec des barres de PRFV .....	9
2.3 Description des dalles de la section étudiée .....	10
2.4 Construction de la chaussée en BAC; propriétés des matériaux utilisés .....	12
2.4.1 Assise de la chaussée en BAC.....	12
2.4.2 Armature en PRFV .....	14
2.4.3 Armature en acier .....	16
2.4.4 Béton .....	16
2.4.5 Coulage de béton .....	17
2.5 Instrumentation .....	18
2.5.1 Capteurs utilisés .....	18
2.5.2 Système d'acquisition pour les jauges de déformations et les thermocouples.....	19
<b>3. PHASE II: RÉSULTATS DU SUIVI .....</b>	<b>22</b>
3.1 Introduction.....	22
3.2 Température de la chaussée .....	22
3.3 Progression de la fissuration.....	24
3.3.1 Nombre de fissures.....	25
3.3.2 Taux de fissuration .....	33
3.3.3 Espacement moyen entre les fissures .....	34

3.3.4	Comportement global à la fissuration .....	35
3.4	Largeur des fissures .....	36
<b>4.</b>	<b>PHASE III : ANALYSE PAR ÉLÉMENTS FINIS .....</b>	<b>41</b>
4.1	Introduction.....	41
4.2	Méthodologie.....	41
4.3	Description des dalles.....	42
4.4	Hypothèses de calcul .....	44
4.5	Théorie.....	46
4.6	Calculs .....	49
4.6.1	Totalement fixe.....	50
4.6.2	Partiellement fixe .....	52
4.7	Modèle par éléments finis.....	54
4.7.1	Géométrie .....	54
4.7.2	Matériaux.....	55
4.7.3	Éléments .....	57
4.7.4	Maillage.....	58
4.7.5	Condition limite et forces appliquées.....	61
4.7.6	Caractéristiques d'analyse.....	62
4.8	Présentation des résultats.....	63
4.9	Analyse et comparaison.....	67
<b>5.</b>	<b>CONCLUSIONS.....</b>	<b>71</b>
<b>6.</b>	<b>REMERCIEMENTS.....</b>	<b>77</b>
<b>7.</b>	<b>RÉFÉRENCES.....</b>	<b>78</b>

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2-1	Propriétés mécaniques des barres de PRFV utilisées (Pultrall 2007) .....	15
Tableau 2-2	Formulation théorique du béton utilisé .....	17
Tableau 3-1	Nombre de fissures en fonction du temps sur toutes les dalles.....	27
Tableau 4-1	Détails des armatures et des paramètres de l'étude réalisée .....	43
Tableau 4-2	Formulation théorique du béton utilisé .....	44

Tableau 4-3 Propriétés mécaniques des barres en PRFV utilisées (Pultrall 2007) .....	44
Tableau 4-4 Caractéristiques du béton de la dalle.....	46
Tableau 4-5 Paramètres concernant les différentes dalles.....	49
Tableau 4-6 Propriétés de l'acier et des PRFV (Pultrall 2007 et CAN/CSA-S16).....	55
Tableau 4-7 Propriétés des interfaces de fissure .....	56
Tableau 4-8 Propriétés du béton de type MTQ IIIA .....	56
Tableau 4-9 Types d'élément utilisés .....	58
Tableau 4-10 Maillage des différents éléments.....	59
Tableau 4-11 Nombre de fissures selon la date et la dalle (Valeurs expérimentales).....	64
Tableau 4-12 Nombre de fissures selon le type d'analyse.....	66

## LISTE DES FIGURES

Figure 1-1: Vue en plan de la section pilote de l'autoroute 40 Est (Montréal) sur les chaussées en BAC avec des barres en PRFV.....	7
Figure 2-1: Disposition des dalles et paramètres de conception .....	11
Figure 2-2 : Structure typique des tronçons étudiés de l'autoroute 40.....	12
Figure 2-3 : Sol d'infrastructure de la section étudiée .....	13
Figure 2-4 : Mise en place de la MG-20 au dessus de la MG-112.....	13
Figure 2-5 : Section étudiée avant la mise en place de l'armature en PRFV .....	14
Figure 2-6 : Mise en place des barres d'armature transversales en PRFV (voie centrale).....	15
Figure 2-7 : Renforcement de la voie centrale, montrant le recouvrement des barres.....	16
Figure 2-8 : Coulage du béton (voie de droite) .....	18
Figure 2-9 : Instrumentation type d'une dalle de chaussée en BAC.....	19
Figure 2-10 : Vue du système d'acquisition installé en bordure de l'autoroute.....	20
Figure 3-1 : Variations de la température du béton de la chaussée en BAC jusqu'à juillet 2010.....	23
Figure 3-2 : Écart maximal de température entre les thermocouples placés à 80 et 230 mm de la surface jusqu'à juillet 2010 .....	24
Figure 3-3 : Relevé de la propagation des fissures sur la surface de la chaussée en BAC .....	26
Figure 3-4 : Photo montrant la jonction défectueuse entre la section de chaussée en BAC étudiée et le restant de la chaussée conventionnelle (béton armé d'acier) .....	26
Figure 3-5 : Évolution de la fissuration de toutes les dalles.....	28
Figure 3-6 : Nombre de fissures en fonction du temps (Groupe A).....	31
Figure 3-7 : Nombre de fissures en fonction du temps (Groupe B).....	31
Figure 3-8 : Nombre de fissures en fonction du temps (Groupe C).....	32
Figure 3-9 : Nombre de fissures en fonction du temps (Groupe D).....	32
Figure 3-10 : Nombre de fissures en fonction du temps (Groupes F et G).....	32
Figure 3-11 : Nombre de fissures en fonction du temps (Groupe S) .....	33
Figure 3-12 : Taux de fissuration après les six premières années de service.....	34
Figure 3-14 : Endroit susceptible de générer un punch-out dans la dalle D1. ....	36
Figure 3-15 : Largeur de fissure pour les dalles pour les six années de service .....	37
Figure 3-16 : Largeur des fissures en fonction du temps pour les dalles du groupe A. ....	38
Figure 3-17 : Largeur des fissures en fonction du temps pour les dalles B, A2 et A3.....	38
Figure 3-18 : Largeur des fissures en fonction du temps pour les dalles du groupe C. ....	38
Figure 3-19 : Largeur des fissures en fonction du temps pour les dalles du groupe D. ....	39
Figure 3-20 : Largeur des fissures en fonction du temps pour les dalles F, G et D3. ....	39
Figure 3-21 : Largeur des fissures en fonction du temps pour le groupe S et la dalle SS.....	39
Figure 4-1 : Vue en plan de la voie gauche, centre et droite de la dalle expérimentale.....	43
Figure 4-2 : Première fissuration dans un élément en tension directe totalement retenu: (a) Avant la première fissure; (b) Juste après la première fissure; (c) Contrainte moyenne dans le béton après la première fissure; (d) Contrainte moyenne dans les armatures après la première fissure.....	47
Figure 4-3 : Fissuration finale dans un élément en tension directe totalement retenu: (a) Portion d'un élément totalement retenu après toute la fissuration;(b) Contrainte moyenne dans le béton après toute la fissuration ; (c) Contrainte moyenne dans les armatures après toute la fissuration.....	48
Figure 4-4 : Schéma de la dalle: (a) Totalement retenue; (b) partiellement retenue.....	50
Figure 4-5 : Géométrie des dalles S2 et D1.....	54

Figure 4-6 : Propriétés du béton : (a) Résistance en traction du béton (Ft); (b) Module de Young du béton; (c) Retrait total du béton; (d) Dégagement de chaleur dû à l'hydratation du béton.....	57
Figure 4-7 : Type d'éléments: (a) Solide 3D; (b) Treillis.....	58
Figure 4-8 ; Maillage final.....	58
Figure 4-9 : Direction des divisions pour le maillage du modèle DIANA.....	59
Figure 4-10 : Ancrage des barres d'armature.....	61
Figure 4-11 : Largeur des fissures selon la date et la dalle (Valeurs expérimentales): (a) Série A; (b) Série C et D; (c) Série F et S.....	65
Figure 4-12 : Comparaison des résultats expérimentaux à court terme avec le modèle de Gilbert : (a) Nombre de fissures; (b) Largeur des fissures .....	67

# Introduction

# 1. INTRODUCTION

## 1.1 Description générale

Ce rapport est préparé dans le contexte du projet de recherche N° R586.P2, entre le ministère des Transports du Québec (Direction du Laboratoire des chaussées) et l'Université de Sherbrooke (Pr Brahim Benmokrane, département de génie civil, Chaire de recherche CRSNG-industrie sur les matériaux composites novateurs en PRF pour les infrastructures). Ce projet de recherche vise l'utilisation des barres d'armature en PRFV au lieu de celles en acier pour les dalles de chaussée en Béton Armé Continu (BAC). Le projet comprend le dimensionnement et la construction de 18 dalles en BAC avec des barres de PRFV et en acier, sur une section de  $150 \times 11.3$  m, constituée de trois voies de l'autoroute 40 Est (Montréal).

La surveillance des dalles en BAC avec des barres de PRFV durant le service est nécessaire pour suivre leur comportement et de faire le relevé d'éventuels endommagements. Le projet de recherche inclut les phases suivantes :

- Phase 1 : conception, instrumentation et construction des dalles de la chaussée en BAC avec des barres de PRFV.
- Phase 2 : surveillance et relevés de mesure des déformations et des températures ainsi qu'une cartographie de fissures dans les dalles de la chaussée en BAC avec des barres de PRFV.
- Phase 3 : modélisation analytique du comportement des chaussées en BAC avec des barres de PRFV.

Quatre rapports d'étape (No.1, 2, 3 et 4) ont été soumis au MTQ depuis le début de ce projet de recherche. Ces rapports d'étape se sont concentrés sur les deux premières phases du projet de recherche (phases 1 et 2). Ce rapport final traitera des performances des dalles après les six ans de service (septembre 2006 à août 2012). Il sera question du développement des fissures et de leur ouverture en fonction du temps (phase 2 du projet) ainsi que de simulations numériques pour l'étude du comportement des dalles de BAC avec des barres de PRFV (phase 3 du projet). Des recommandations pour le design pour de futurs projets d'application sur le terrain sont aussi proposées.

## **1.2 Généralités**

Partout au Québec, de nombreuses infrastructures routières se dégradent et les détériorations sont souvent engendrées par la corrosion de l'acier d'armature. Afin de réduire les coûts importants reliés à ces travaux de réhabilitation, il est nécessaire d'introduire de nouveaux matériaux et de nouvelles techniques de construction offrant davantage de protection et une durabilité accrue face aux nombreux agents agressant sur notre réseau routier.

La mise en place de nouvelles techniques de construction a permis de réduire les problèmes et les coûts d'entretien des chaussées en béton, particulièrement en ce qui a trait aux joints de retrait situés entre les dalles. Ainsi, la chaussée en béton armé continu (BAC) avec armature d'acier est aujourd'hui considérée comme le type de chaussée nécessitant le moins de réparations et le plus durable sans toutefois être la solution idéale au problème de la dégradation par corrosion.

À l'heure actuelle, un des aspects importants rencontré avec les chaussées en BAC et moins connu est la corrosion de l'acier d'armature au niveau des fissures transversales, particulièrement en présence de sels de déglacage. Ces fissures transversales traversent généralement toute la dalle dans les voies de circulation. Cette corrosion locale serait d'autant plus néfaste qu'elle affecte les zones des barres d'armature où la contrainte de tension est la plus élevée et pourrait grandement affecter l'intégrité de l'ensemble de la structure et de ce fait réduire d'autant sa durée de vie. En effet, la corrosion de l'acier sous-jacent aux fissures transversales pourrait entraîner un affaiblissement de l'armature tel que celle-ci ne puisse plus répondre aux charges de contrainte ce qui provoquerait un élargissement important des fissures et donc une perte de continuité structurale et l'apparition ou l'accroissement de nouveaux facteurs de dégradation (infiltration de quantités importantes de sels de déglacage, eau et humidité, sensibilisation aux cycles gel/dégel, etc.). Différentes techniques ont été pratiquées afin de pallier à cette carence grave comme le revêtement de l'acier d'armature avec des époxy, l'emploi de béton ternaire ralentissant la pénétration des sels dans le BAC ou d'acier galvanisé au lieu d'acier conventionnel, l'augmentation de recouvrement de béton et le recouvrement du béton avec des polymères sans que toutefois, leur efficacité à long terme ou leur valeur économiques n'ait été

vérifiée et éprouvée. Il est à craindre que, si aucune solution n'est apportée au problème de la corrosion de l'acier d'armature des BAC, le ministère des Transports du Québec (MTQ) pourrait être amené à effectuer des travaux de réfection importants sur les BAC dans un délai plus bref que celui fixé dans ses objectifs ce qui entraînerait bien évidemment des dépenses supplémentaires d'autant plus difficiles à absorber que les sommes allouées à l'entretien et la réhabilitation des infrastructures sont limitées.

Une des avenues innovantes pour contrôler la détérioration des chaussées en BAC consiste à employer des matériaux de renforcement naturellement résistants à l'environnement corrosif qui prévaut sur celles-ci. L'une des solutions à envisager est l'utilisation d'armature en matériaux composites avancés constitués de Polymères Renforcés de Fibres de Verre (PRFV).

Des efforts consentis internationalement pour développer ces produits innovateurs de même que l'accroissement sans précédent des infrastructures incorporant ces matériaux non corrodables témoignent du défi technologique, de l'importance économique et de l'enthousiasme associés à leur utilisation. Les armatures en PRFV combinent des propriétés mécaniques comparables, voire supérieures, aux armatures métalliques traditionnelles en plus d'offrir des propriétés et des caractéristiques uniques telles qu'une conductivité électrique faible, une densité peu élevée, et donc un rapport résistance/poids très élevé, ainsi qu'une résistance très élevée aux produits et environnements corrosifs. Ainsi, ces toutes dernières années ont vu l'introduction des armatures en PRFV dans plusieurs infrastructures routières, particulièrement les tabliers de ponts routiers, au Québec et en Amérique du Nord, à la suite de publications de Codes et de guides de calcul par le CSA et l'ACI (CAN/CSA-S6-06; CAN/CSA-S806-02; ACI 440.1R-06).

À ce jour, l'utilisation des armatures en matériaux composites de PRFV dans le BAC n'a jamais été testée et aucune recherche substantielle n'a été effectuée bien que leur emploi devrait permettre d'atteindre, voire de dépasser largement, les objectifs de durée de vie de 30 à 40 ans fixés par le MTQ pour ce type de chaussées. Ce projet de recherche vise à concevoir, à fabriquer et à étudier le comportement de dalles de chaussée de béton continu armé d'armature en matériaux composites de PRFV de même qu'à déterminer les paramètres optimaux de

conception afin de fournir des recommandations quant aux normes de construction et de calcul des BAC renforcées de PRFV.

Les barres d'armature en PRFV employées dans ce projet de recherche ont déjà fait l'objet d'études exhaustives depuis plusieurs années par le groupe de recherche du Professeur Brahim Benmokrane, titulaire de la Chaire de recherche du CRSNG sur les Matériaux composites novateurs de PRF pour les infrastructures du Département de génie civil de l'Université de Sherbrooke . Ces armatures en PRFV ont été incorporées dans différentes structures en service, tel que des ponts et des stationnements en béton armé. De ce fait, leurs propriétés et leur durabilité à long terme ont été établies et les rendent tout à fait appropriées pour ce projet.

La solution proposée dans le cadre de ce projet est d'éliminer le problème de corrosion à la source par le remplacement de l'armature métallique par celle faite en matériaux composites de PRFV. La section de 150 m de long de l'autoroute 40 Est, faisant partie de cette étude est montrée dans la Figure 1-1.

### **1.3 Objectifs de la recherche**

L'objectif général poursuivi par ce projet est de résoudre le problème potentiel de la corrosion des barres d'armature en acier noir du BAC, particulièrement vis-à-vis des fissures transversales, en leur substituant un matériau non métallique et non corrodable constitué d'un matériau composite en polymères renforcés de fibres de verre (PRFV). Parallèlement, l'emploi d'une telle armature en matériaux composites insensible à la corrosion permettrait de réduire l'épaisseur de recouvrement de béton par-dessus les barres qui est souvent augmentée pour limiter la corrosion de l'acier. Le remplacement de l'acier par ce type de matériau pourrait augmenter la longévité de ces chaussées et réduirait d'autant les travaux d'entretien. Ainsi, le MTQ bénéficierait d'une diminution des charges financières impliquées par ces réfections et des problèmes de circulation engendrés par ces dernières.

La comparaison du comportement avec une section témoin en BAC conventionnel dans les mêmes conditions climatiques et de chargement permettra d'autant plus d'apprécier les qualités appréhendées des barres en PRFV.

Ce projet de recherche vise le développement et la conception de nouvelles dalles de chaussées en BAC avec des armatures en matériaux composites.



Phase I:  
Conception, Instrumentation et  
Construction

## **2. PHASE I: CONCEPTION, INSTRUMENTATION ET CONSTRUCTION**

### **2.1 Introduction**

Dans ce chapitre, on donne une brève description de la phase 1 du projet, seront donc traités l'assise de la chaussée en BAC, les dimensions des dalles, leur détails de conception et paramètres considérés, ainsi que l'instrumentation. Les détails de la construction et les matériaux utilisés sont aussi présentés, toutes fois on trouve plus de détails dans Eisa et *al* 2007.

### **2.2 Conception des dalles de chaussée en BAC avec des barres de PRFV**

La conception des chaussées en BAC, selon TxDOT (2004), repose sur deux aspects importants : l'épaisseur de la chaussée et le taux d'armatures longitudinales.

L'épaisseur des dalles de chaussée de ce projet a été prise égale à celle des dalles armées avec des barres en acier (280 mm), déjà construites en 2006, avant le début du projet de recherche. On a cependant construit dans la section étudiée deux dalles d'une épaisseur de 350 mm, pour investiguer ce paramètre. Pour ce qui est du taux d'armatures longitudinales, quatre équations ont été utilisées; l'équation de Vetter's 1933, AASHTO 1972, USDT 1996, et ACI 440.1R-06. Les trois premières ont été établies pour les dalles en BAC avec des barres en acier, elles ont été utilisées de façon à tenir compte des propriétés mécaniques du PRFV. Seule l'équation proposée Par le ACI 440.1R-06 a été développée pour les dalles flottantes, armées avec des barres en PRFV, néanmoins, il n'existe pas de travaux expérimentaux la justifiant.

Dans l'optique de ces approches, un taux d'armature longitudinales de 1.2 % a été choisi, auquel on a ajouté six autres taux, variant entre 0.78 et 1.6%, dans le but d'étudier l'effet de la variation du taux d'armature, et de trouver un optimum pour les dalles de chassée en BAC avec des barres en PRFV.

### **2.3 Description des dalles de la section étudiée**

L'autoroute 40 Est (Montréal) est constituée de trois voies de 3,7 m de large, l'ensemble des dalles qui représentent notre projet de recherche est compris dans une section de l'autoroute de 150 m de long sur toute la largeur. Quinze (15) dalles se trouvant sur les trois voies de l'autoroute ont été armées avec des barres en PRFV, et trois autres avec des barres d'acier galvanisé pour des fins de comparaison.

La section de l'autoroute étudiée est constituée de trois voies de 3.7 m de large (largeur totale de 11.1 m), chaque voie a été divisée en 6 dalles de 25 m de long comme illustré dans la Figure 2-1. La longueur des dalles (25 m) a été choisie à fin d'obtenir des conclusions réalistes et représentatives, une zone de transition de trois mètres (3 m) a été à chaque fois intercalée entre deux dalles successives, permettant le recouvrement des barres en PRFV. La section de chaussée étudiée constitue l'extrémité d'une portion de 9 km de long sur l'autoroute 40 Est à Montréal, mis à part la section du projet de recherche, la chaussée a été construite en BAC avec des barres en acier galvanisé entre Mai et Septembre 2006. Pour plus de détails concernant la disposition des dalles, leur conception et paramètres étudiés, se référer à Eisa et *al* (2007).

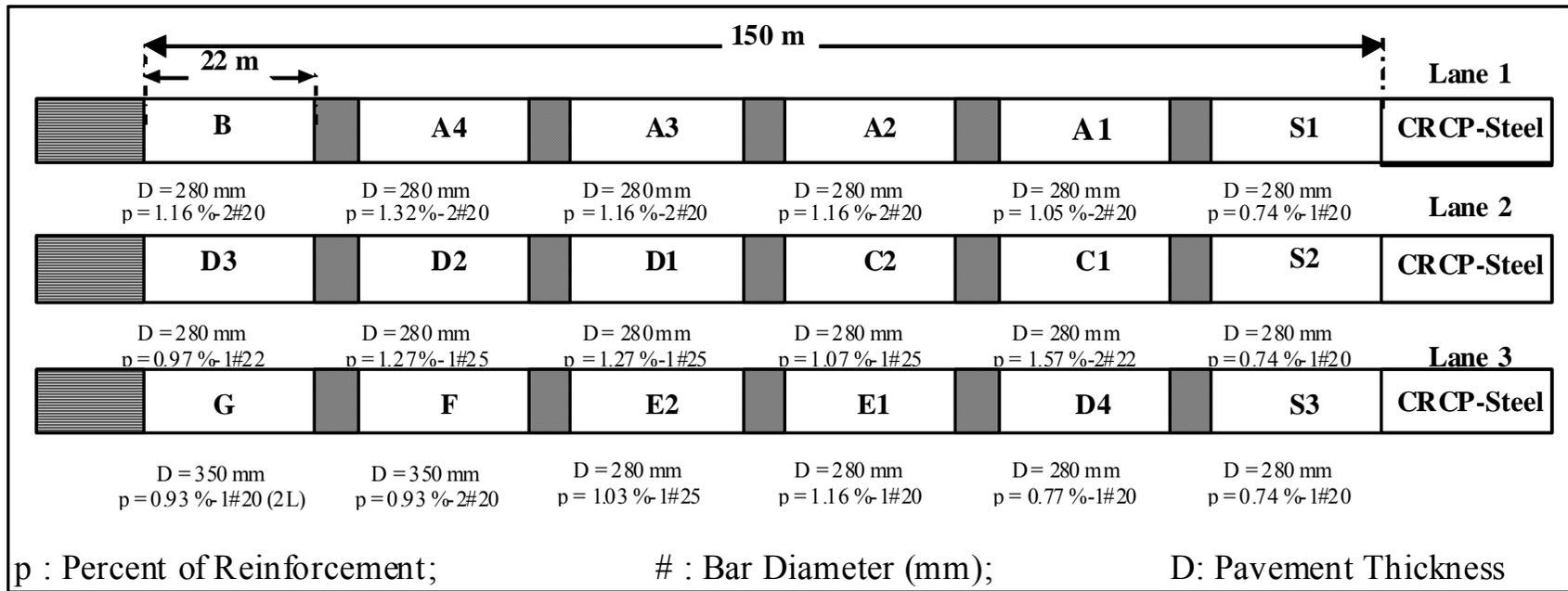


Figure 2-1: Disposition des dalles et paramètres de conception

## 2.4 Construction de la chaussée en BAC; propriétés des matériaux utilisés

### 2.4.1 Assise de la chaussée en BAC

La construction de la zone d'essai a commencé en août 2006 avec le terrassement et compactage du sol d'infrastructure, suivie de la mise en place d'une couche de sous-fondation (MG-112) de 450 mm d'épaisseur, et une couche de fondation (MG-20) de 150 mm d'épaisseur et pour finir, une couche drainante de 100 mm d'épaisseur (voir Figure 2-2).

Les Figure 2-2 à 2-6 montrent les photos de la construction de l'assise de la chaussée en BAC de la section étudiée.

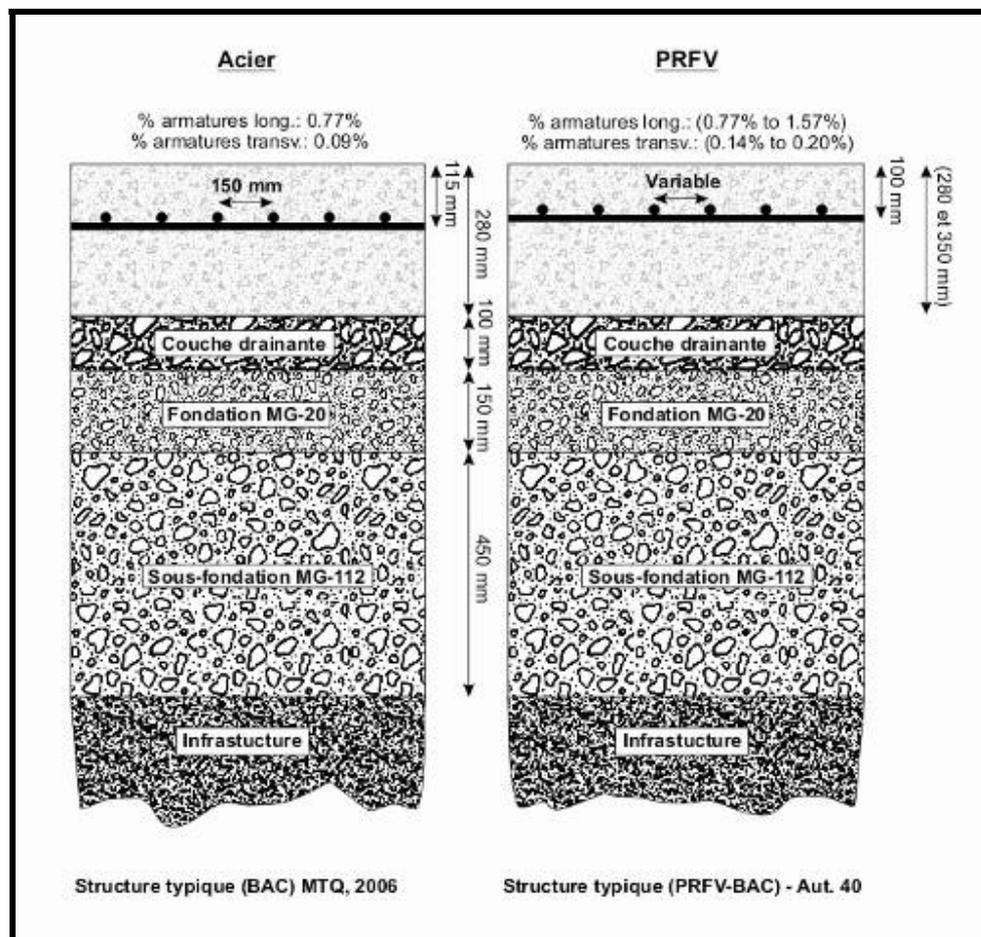


Figure 2-2 : Structure typique des tronçons étudiés de l'autoroute 40



Figure 2-3 : Sol d'infrastructure de la section étudiée



Figure 2-4 : Mise en place de la fondation drainante au-dessus du MG-20



Figure 2-5 : Section étudiée avant la mise en place de l'armature en PRFV

#### 2.4.2 Armature en PRFV

Le renforcement longitudinal et transversal de quinze dalles de la chaussée en BAC de la section étudiée est constitué de barres en PRFV type V-ROD™ (armature produite par la compagnie Pultrall inc., Thetford Mines, Québec) de grosseur # 6, 7 et 8. Le Tableau 2-1 montre les propriétés mécaniques des barres de PRFV utilisées.

La mise en place de l'armature (renforcement) a commencé par la disposition du renforcement transversal de la voie centrale (voie N°2), ce dernier été mis à 30° de l'axe transversal et avec un espacement de 500 mm (voir Figure 2-6). Le positionnement des armatures transversales avec un angle de 30° a été fait pour éviter que les fissures transverses ne soient au-dessus des barres. Après cela, l'armature longitudinale a été placée en prenant soins d'effectuer le recouvrement

des barres sur trois sections dans une zone de recouvrement de 3 m comme le montre la Figure 2-7.

Tableau 2-1 Propriétés mécaniques des barres de PRFV utilisées (Pultrall 2007)

Grosueur	Diamètre (mm)	Section (mm <sup>2</sup> )	Module d'élasticité (GPa)	Résistance garantie en traction*
				$f_{fu}^*$ (MPa)
# 6	19.1	285.1	47.6	656
# 7	22.2	387.9	46.4	625
# 8	25.0	506.7	51.0	611

\*  $f_{fu}^*$  = Résistance moyenne en traction, moins trois fois l'écart type



Figure 2-6 : Mise en place des barres d'armature transversales en PRFV (voie centrale)



Figure 2-7 : Renforcement de la voie centrale, montrant le recouvrement des barres

#### *2.4.3 Armature en acier*

Conformément aux recommandations du MTQ, Deux grosseurs de barres sont utilisées pour les trois dalles de chaussée en BAC conventionnel, soit la barre 20M ( $300 \text{ mm}^2$  de section), pour l'armature longitudinale, et la barre 15M ( $200 \text{ mm}^2$  de section) pour l'armature transversale.

#### *2.4.4 Béton*

Conformément aux spécifications du MTQ (voir Tableau 2-2), un béton type IIIA a été utilisé dans la section étudiée, la résistance nominale en compression à 28 jours est de 35 MPa. Le ciment utilisé est le Tercem-3000 de Lafarge incluant des fumés de silice et laitier.

Tableau 2-2 Formulation théorique du béton utilisé

Type de béton	Ciment (kg/m <sup>3</sup> )	Rapport		Taille des granulats (mm)	Air (%)	Entraîneur d'air (ml/100 kg)
		Eau/Ciment				
Type IIIA	340	0.45		(10-20) & (5-14) Granite	5-8	60.00

#### 2.4.5 Coulage de béton

Le béton a été confectionné près du site de la présente étude, et livré dans des camions avec des bennes à fond plat, le coulage a été effectué avec une finisseuse (voir photo à droite de la Figure 2-8). La production de béton variait entre 60 et 90 m<sup>3</sup>/h. Pour réduire le bruit de roulement et améliorer l'adhérence à la surface des dalles de BAC, la surface a été finie en premier lieu avec la finisseuse. Après cela, des rainures transversales inclinées à un angle de 10 degrés ont été réalisées manuellement à la surface du béton, comme le préconisent les exigences du MTQ. Immédiatement après la création de rainures, un produit de cure de pigmentation blanche (produit SAFE-SECURE-1000-ASTM C-309 Type 2, Classe A) a été vaporisé à la surface du béton.

La voie centrale a été construite en premier, ensuite les voies de gauche et de droite après quatre et huit jours respectivement. La portion d'autoroute, incluant la section étudiée a été ouverte au trafic en octobre 2006, la Figure 2-8 montre le coulage de béton d'une des trois voies.

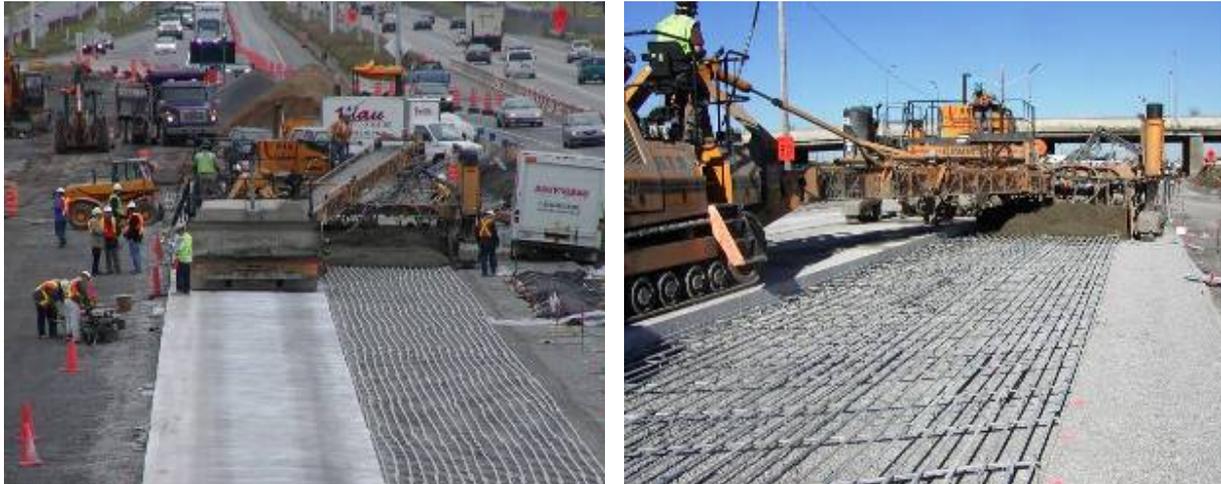


Figure 2-8 : Coulage du béton (voie de droite)

## 2.5 Instrumentation

### 2.5.1 Capteurs utilisés

Pour investiguer le comportement des dalles de BAC, tant au jeune âge qu'à long terme sous sollicitations environnementales et de chargements mécaniques du trafic routier, plusieurs types de capteurs (senseurs de mesures) ont été utilisés. Les schémas d'instrumentation comprenant d'une part des jauges de déformation et des thermocouples et d'autre part, des capteurs à fibre optique. Le nombre de jauges installées sur les barres d'armature utilisées pour chaque dalle varie entre 5 et 11, alors que le nombre de celles mises dans le béton varie entre 3 et 6 pour chaque dalle. Les jauges ont été placées au centre des dalles de la chaussée en BAC, pour augmenter les chances de coïncider avec des fissures transverses. L'instrumentation type d'une dalle de chaussée en BAC est montrée dans la Figure 2-9. Plus de détails sur les capteurs sont fournis dans Eisa et al 2007.

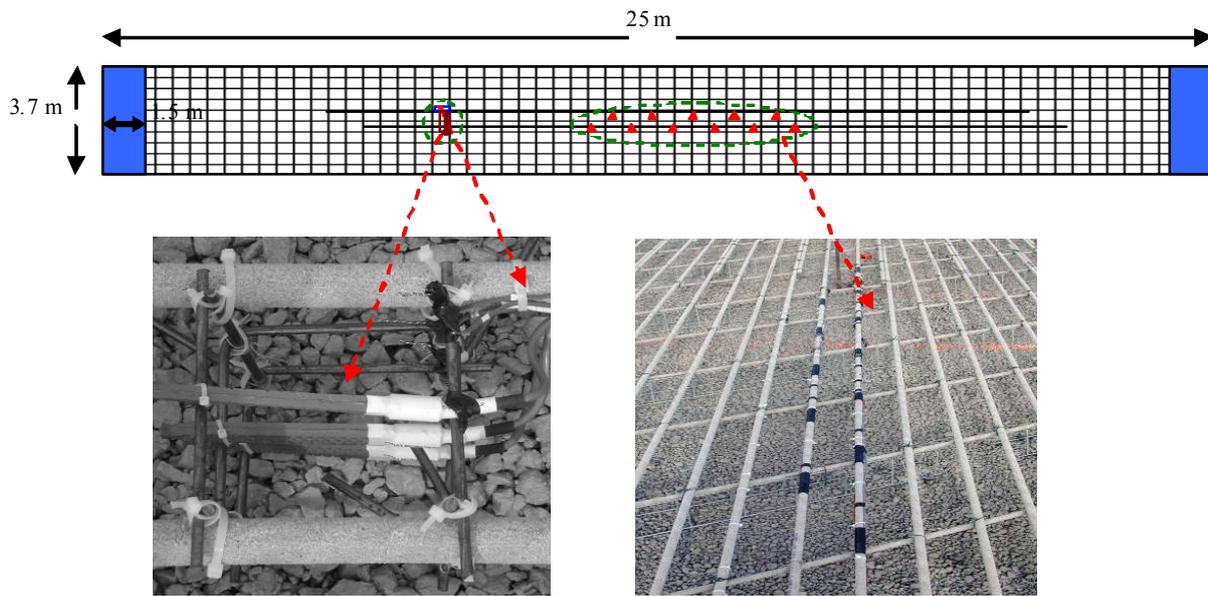


Figure 2-9 : Instrumentation type d'une dalle de chaussée en BAC

### 2.5.2 Système d'acquisition pour les jauges de déformations et les thermocouples

Deux systèmes d'enregistrement des données de modèle CR10X, du fabricant Campbell Scientific Inc. (USA) ont été utilisés. Une unité CR10X est un module entièrement programmable avec 128 Kb de stockage. Entre les téléchargements, la mémoire du système d'enregistrement autorise le stockage plus de 60000 valeurs. Chaque unité comprend un module de mesure et de contrôle, avec un panneau de connexion de fils détachable, ce dernier contient 8 fiches I/O en série et est utilisé pour relier le système d'acquisition avec les jauges ainsi que pour l'alimentation du CR10X.

Les deux unités ont été programmées avec le PC208W Datalogger Support Software. Ce logiciel permet à l'utilisateur d'interagir en temps réel avec le système d'acquisition par l'intermédiaire d'un micro-ordinateur. Pour les deux unités, le nombre de canaux a été augmenté en utilisant des multiconnecteurs entre le système d'acquisition et les jauges. Un module PS12LA a été utilisé pour alimenter le système d'acquisition et les jauges. Toutes les composantes du système d'acquisition ont été mises à l'abri de la poussière, de l'humidité, du soleil, et la pollution environnementale dans une armoire métallique comme le montre la Figure 2-10. L'armoire en

question a été attachée à un poteau qui se trouve à 4 m du bord extérieur de la voie de droite (voie N°3 ou voie sud) et à mi-longueur de la section expérimentale de l'autoroute. Les systèmes d'acquisition de données CR10X ont été fournis par la compagnie Roctest Ltée de St-Lambert (Québec).



Figure 2-10 : Vue du système d'acquisition installé en bordure de l'autoroute

Phase II:  
Résultats du suivi

## **3. PHASE II: RÉSULTATS DU SUIVI**

### **3.1 Introduction**

La surveillance des dalles de chaussées en BAC (collecte de données) a débuté le premier jour de la construction. En effet, les données enregistrées à court terme (à jeune âge) sur le comportement des dalles permettent d'une part de comprendre le comportement à jeune âge des dalles et d'autre part de prédire les performances à long terme. La propagation des fissures et leur largeur, lors des premiers jours qui suivent la mise en place du béton, couplé avec les variations de température, constitue des paramètres importants qui peuvent aider à comprendre le comportement des dalles en BAC à jeune âge.

Dans ce chapitre, on présente les résultats de la phase 2 du projet de recherche portant sur le suivi et relevés périodiques sur les dalles de chaussée en BAC de PRFV durant six années de service (septembre 2006 à août 2012). Le comportement des dalles de chaussée en BAC, incluant la température et le comportement à la fissuration (nombre de fissures, espacement des fissures, et largeur des fissures) fait l'objet de ce rapport. Le relevé des déformations des jauges a été abandonné il y'a plusieurs années à cause de l'endommagement des fils électriques par le sel de déglacage utilisé par le ministère.

### **3.2 Température de la chaussée**

Les variations de température de l'air ambiant ainsi que celles dans les dalles ont été enregistrées durant toutes les phases du projet et ont varié de façon cyclique avec le temps. Des thermocouples ainsi que des capteurs à fibre optique (FO) ont été utilisés pour mesurer les variations de température. La Figure 3-1 montre les variations de la température, enregistrées par les thermocouples placés à 80 et 230 mm (3 et 9 po) de la face supérieure de la dalle E-1. Sur les cinq dalles instrumentées, on n'a pas relevé de grandes différences de température d'une dalle à l'autre. Le dernier relevé des températures a été réalisé le 12 juillet 2010. Il est à noter que les températures enregistrées durant la quatrième année sont similaires à celles des trois premières années. La variation de température annuelle absolue enregistrée se situe autour de 52

°C. La différence de température maximale entre les thermocouples sur les faces supérieures et inférieures varie entre  $-4,2^{\circ}\text{C}$  et  $7,5^{\circ}\text{C}$ , comme le montre la figure 3-2. Après cette date (12 juillet 2010), les thermocouples et les capteurs à fibre optique de température ne fonctionnaient plus et tout enregistrement n'était plus possible.

Ces résultats comparés à ceux pris dans l'Illinois, l'Ohio et la Pennsylvanie aux USA paraissent relativement élevés (Kohler and Roesler, 2006), néanmoins, les dalles ne présentent pas des dégradations inattendues après les trois premières années de service. Il est important de noter que le trafic journalier moyen est de plus de 125000 véhicules, dont 10% de poids lourds. De plus, l'Autoroute 40 est exposée à de sévères conditions climatiques avec une température variant entre  $-40$  et  $+35^{\circ}\text{C}$ , plus de 40 cycles annuels de gel-dégel, plus de 3m (118po) de neige et 1m (39po) de pluie par année.

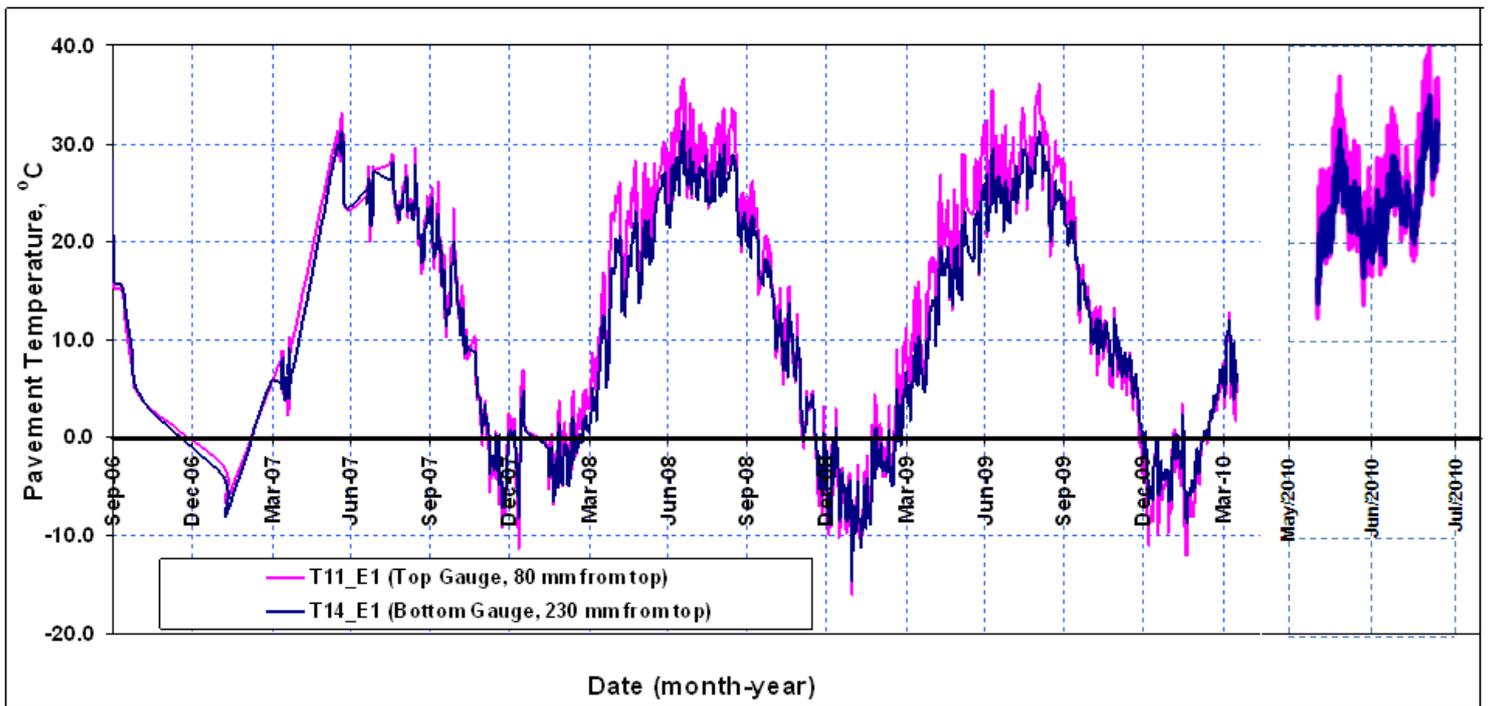


Figure 3-1 : Variations de la température du béton de la chaussée en BAC jusqu'à juillet 2010

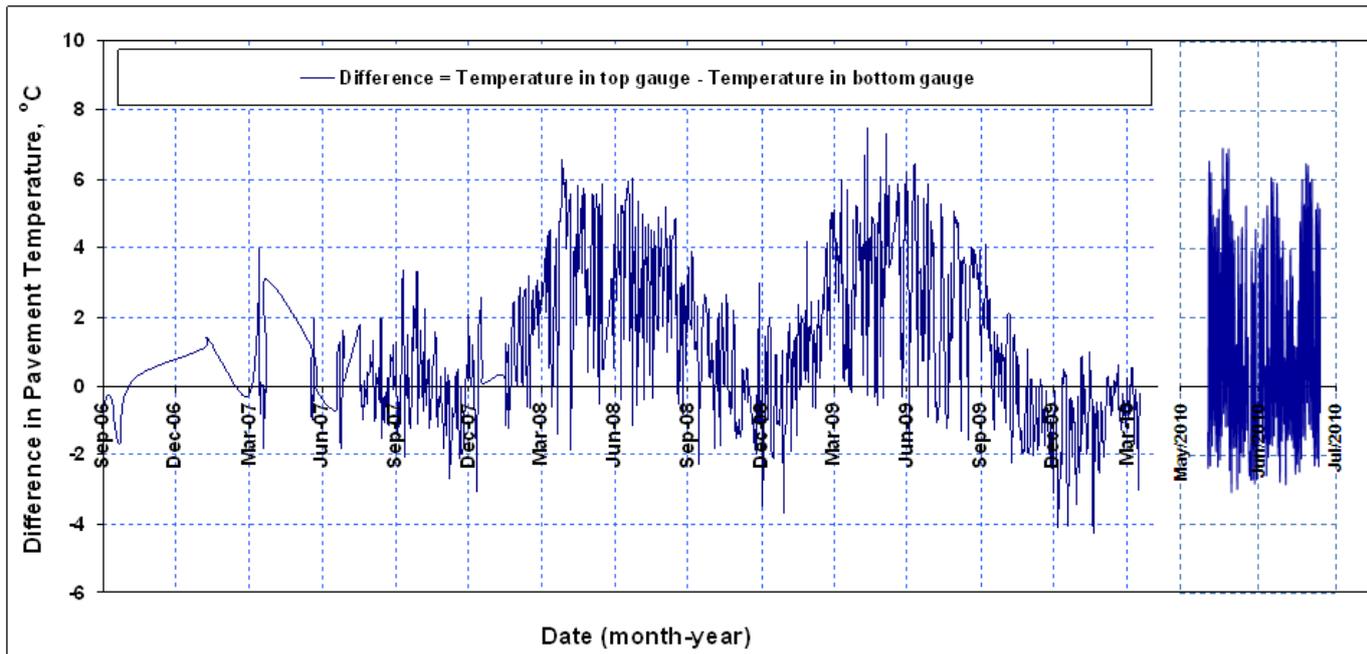


Figure 3-2 : Écart maximal de température entre les thermocouples placés à 80 et 230 mm de la surface jusqu'à juillet 2010

### 3.3 Progression de la fissuration

Le suivi de la propagation de la fissuration sur la surface des dalles de la chaussée en BAC est important pour comprendre le comportement de ce type de chaussées. Ainsi, la première campagne de mesures a été établie une semaine après le coulage du béton, et environ 40 jours après, un deuxième relevé a été effectué. Un peu plus tard, il a été convenu d'effectuer des relevés à tous les trois à cinq mois pendant la durée restante du projet. Tous les relevés ont été faits pendant la nuit à cause du faible trafic. Les positions des fissures ont été relevées à l'aide d'une roue à mesurer comme le montre la Figure 3-3. La dernière campagne de mesures avait eu lieu au mois d'août 2012, soit six ans après la construction de cette dernière.

Il est à noter qu'on a découvert peu de temps après le début du projet de recherche, un problème à la jonction entre les trois dalles de la chaussée armée avec des barres en acier (S1, S2 et S3) appartenant à la section étudiée et la portion de 15 km adjacente constituant la chaussée en BAC conventionnel avec des barres d'armature en acier galvanisé. Le problème est que le joint ouvre

sur plus de 15 mm (Figure 3-4) qui change les conditions aux limites des trois dalles S1, S2 et S3 et affecte donc leur comportement. Suite à cela, une dalle de chaussée en BAC avec des barres en acier (SS) a été ajoutée à l'étude en février 2007, cette dalle est positionnée sur la voie de droite, à quelques centaines de mètres plus loin vers l'Est.

### *3.3.1 Nombre de fissures*

Durant la période de surveillance de la section étudiée lors du présent projet de recherche, on a effectué 17 campagnes de relevés des fissures, durant lesquelles ont été notés l'évolution de la fissuration et la largeur (ouverture) des fissures. Le Tableau 3-1 montre le nombre de fissures relevées pendant toutes les campagnes de surveillance des dalles durant la période de l'étude, y compris la dalle SS ajoutée par la suite et armée avec de l'acier conventionnel. Il est à noter aussi que, durant les six derniers mois, le nombre de fissures apparues dans chaque dalle variait entre zéro et deux fissures. La plupart des nouvelles fissures se sont développées dans les deux dernières sections qui sont proches de la zone de réparation entre la zone d'essai et la section de dalle renforcée avec de l'acier. Ceci est attribué à la restriction de mouvement dans la zone testée et la dalle renforcée en acier. Dans la section de dalle armée d'acier (SS), les nouvelles fissures se sont développées durant la dernière année (mai 2011 à août 2012). La Figure 3-5 illustre l'évolution des nouvelles fissures dans toutes les dalles.

Les Figure 3-6 à 3-11 montrent l'évolution du nombre de fissures en fonction du temps (de 2006 à 2012) et de la température de la chaussée pour toutes les dalles. Durant les trois dernières années, il est à noter que le nombre des fissures n'augmente que durant l'hiver, à cause des basses températures qui génèrent des contraintes de traction à la surface des dalles. Durant l'été, la température de la chaussée augmente, réduisant ainsi les contraintes de tension, ce qui résulte en l'absence d'apparition de nouvelles fissures. Durant les quinze derniers mois (mai 2011 à août 2012), le nombre de fissures a augmenté aussi à l'hiver 2012, de la même façon que les trois premières années. Cependant, l'augmentation du nombre de fissures pour la plupart des dalles était moindre que durant les trois premières années.



Figure 3-3 : Relevé de la propagation des fissures sur la surface de la chaussée en BAC

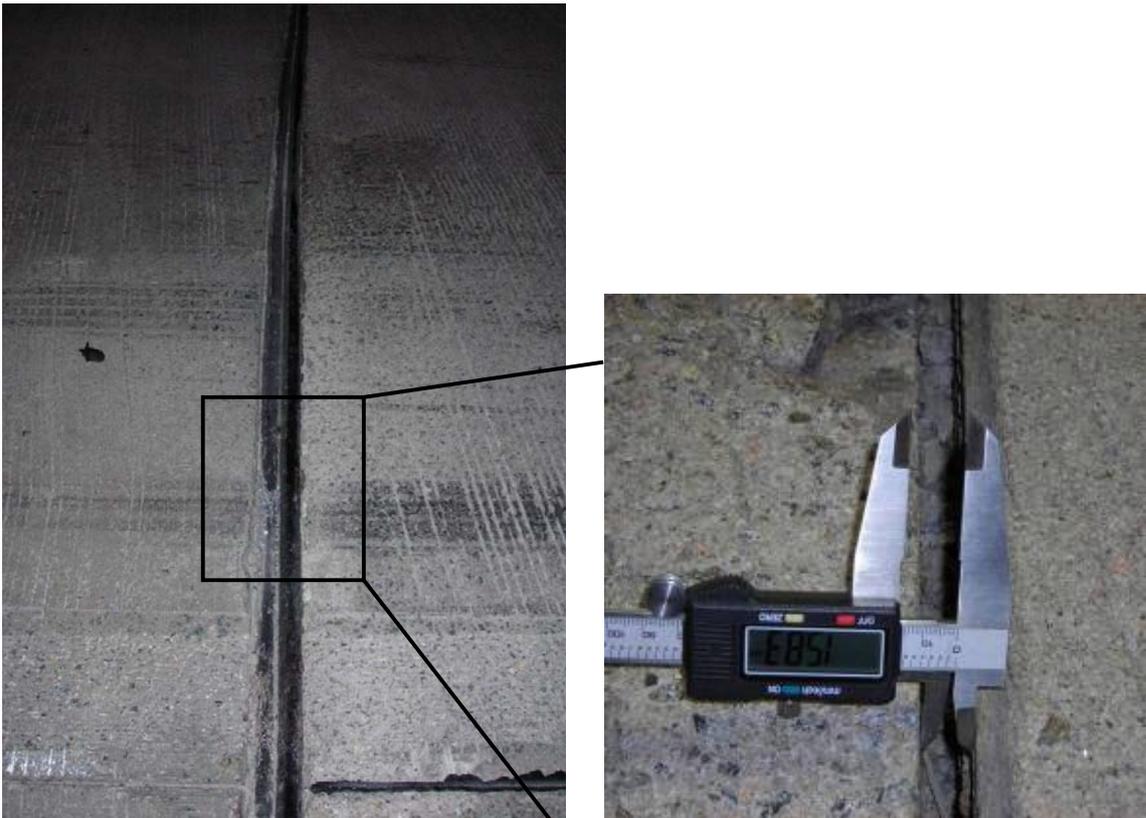
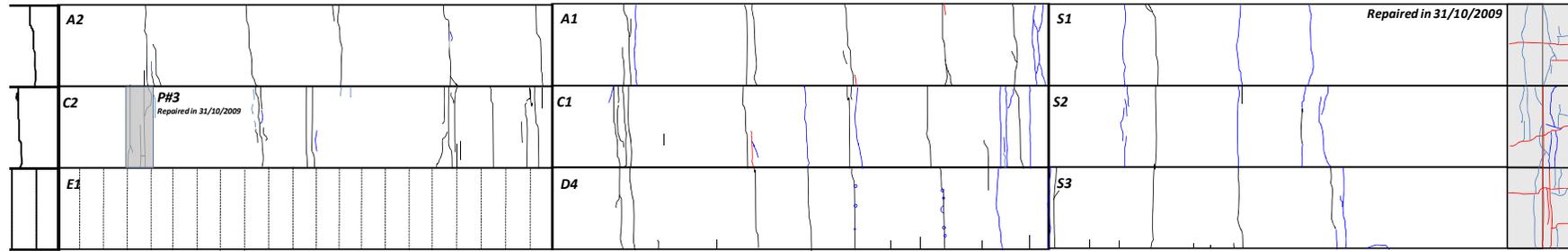
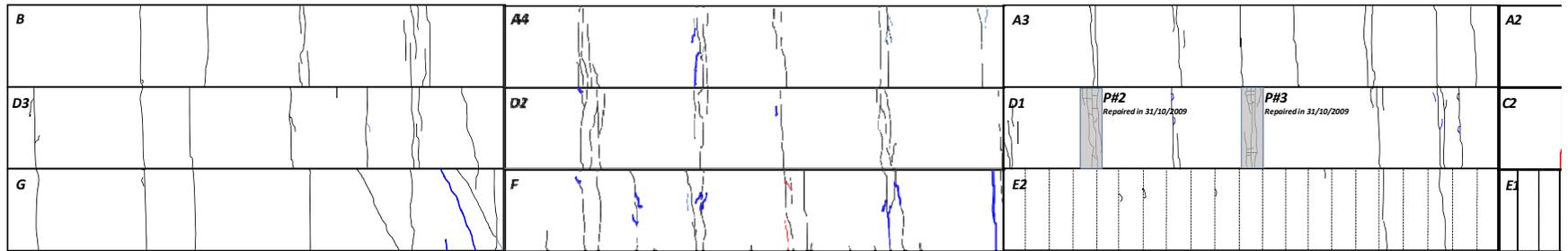


Figure 3-4 : Photo montrant la jonction défectueuse entre la section de chaussée en BAC étudiée et le restant de la chaussée conventionnelle (béton armé d'acier)

Tableau 3-1 Nombre de fissures en fonction du temps sur toutes les dalles

Slab	Sep-06	Oct-06	Nov-06	Feb-07	Mar-07	Aug-07	Nov-07	Feb-08	Apr-08	Jun-08	Sep-08	Feb-09	Apr-09	Sep-09	Dec-09	Feb-10	Mar-10	Jun-10	Nov-10	Feb-11	May-11	Sep-11	Feb-12	Aug-12
Days after Casting	0	25	57	128	178	323	415	507	550	613	717	864	921	1100	1141	1162	1192	1252	1342	1432	1552	1666	1802	1982
Slab A1 (1.05 %)	0	0	1	2	2	2	2	5	5	5	5	6	6	6	6	9	9	11	11	15	16	16	18	18
Slab A2 (1.16 %)	0	2	2	3	3	3	4	5	5	5	5	6	6	6	6	6	6	8	15	17	18	19	21	23
Slab A3 (1.16 %)	0	2	4	5	5	5	6	8	8	8	8	10	10	11	11	11	11	12	15	15	16	16	18	18
Slab A4 (1.32 %)	0	0	1	5	5	5	6	8	8	8	8	11	11	11	11	11	11	13	15	15	21	21	25	27
Slab B (1.16 % - Less Trans. Rein.)	0	1	1	2	3	3	3	5	5	5	5	6	6	7	7	7	7	7	7	9	11	11	14	15
Slab C1 (1.57 %)	0	0	0	3	3	3	5	7	7	7	7	8	8	8	9	14	14	14	19	22	25	25	27	29
Slab C2 (1.07 %)	0	2	2	4	4	4	6	9	9	9	9	11	11	12	12	12	12	14	15	17	21	25	27	29
Slab D1 (1.27 %)	0	2	3	6	8	8	10	13	13	13	13	15	16	17	17	17	17	21	22	22	25	25	27	29
Slab D2 (1.27 %)	0	1	1	5	5	5	6	9	9	9	9	11	11	11	11	11	11	15	21	22	23	26	29	29
Slab D3 (0.97 %)	0	1	1	3	3	3	3	4	4	4	4	7	7	7	7	7	7	7	7	7	8	8	9	11
Slab D4 (0.77%)	0	1	3	4	4	4	4	5	5	5	5	5	5	5	5	6	6	9	9	9	10	10	10	10
Slab E1 (1.03%)	0																							
Slab E2 (1.07%)	0																							
Slab F (0.93 % - 350 mm - 1 layer)	0	2	3	6	6	6	7	9	9	9	9	11	11	12	12	13	13	20	20	21	25	25	27	29
Slab G (0.97 % - 350 mm - 2 layers)	0	2	3	5	5	5	5	5	5	5	5	8	8	9	9	10	10	13	13	15	16	16	16	17
Slab S1 (0.74%)	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1	4	4	5	6	8	13	13	14	15
Slab S2 (0.74%)	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1	1	2	2	5	5	5	5	6	6	6	8	9
Slab S3 (0.74%)	0	0	0	1	1	1	3	3	3	3	3	3	3	4	4	6	6	8	8	9	12	12	14	15

Slab SS (0.74%)				14	17	17	17	24	24	24	24	32	33	34	34	34	34	37	38	43	45	45	45	46
-----------------	--	--	--	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----



- Les lignes noires montrent les fissures développées Durant les trois dernières années
- Les lignes rouge et bleu montrent les nouvelles fissures après septembre 2010.
- Les lignes verte, orange, bleu et pourpre montrent les nouvelles fissures développées entre mars 2010 et février 2012

Figure 3-5 : Évolution de la fissuration de toutes les dalles

**Groupe A:** La Figure 3-6 montre l'évolution du nombre des fissures et de la température de la chaussée en fonction du temps pour les quatre dalles du groupe A. On remarque qu'après cinq ans et demi, le nombre de fissures pour ce groupe varie entre 18 et 27 par dalles. La dalle A1 qui a le taux d'armature longitudinale le plus faible ( $\rho = 1,05\%$ ) et la dalle A3 ( $\rho = 1,16\%$ ) ont développé moins de fissures (18 fissures). La dalle A4 qui a le taux d'armature longitudinale le plus élevé ( $\rho = 1,32\%$ ) et la dalle A2 ( $\rho = 1,16\%$ ) montrent plus de fissures.

Le grand nombre de fissures dans les dalles A2 et A4 peut être attribué à leurs positions entre les dalles des séries S et le tronçon de l'autoroute de 15km de dalles en BAC conventionnel (Figure 3-5). Les deux dalles sont localisées loin du joint de jonction (BAC en PRFV et BAC en acier). Cet effet d'empêchement de mouvements des dalles résulte en des forces de traction qui causent plus de fissures. D'ailleurs après la réparation du joint (mouvement restreint ou empêché), sept nouvelles fissures se sont développées dans la dalle A1 qui est la dalle la plus proche du joint. La réparation du joint a permis de rétablir la continuité entre la dalle expérimentale (BAC avec PRFV) et le reste de l'autoroute, ce qui a résulté en une augmentation de fissures vu que les dalles sont sujettes à un mouvement longitudinal restreint par les ancrages (installés à la fin de la dalle expérimentale) et le tronçon d'autoroute en BAC d'acier à l'autre extrémité.

**Groupe B:** La Figure 3-7 montre le nombre de fissures pour la dalle B comparé à celui relevé pour la dalle A2. Il est à noter que ces deux dalles ont le même taux d'armature longitudinal ( $\rho = 1,16\%$ ). La seule différence est que la dalle B comprend moins d'armatures transversales.

La Figure 3-7 montre que les deux dalles ont un comportement à la fissuration similaire jusqu'à mars 2010. Après six ans, le nombre de fissures était de 15 et 23 pour la dalle B et la dalle A2, respectivement. Il est à noter que de nouvelles fissures se sont développées durant les neuf derniers mois. Ceci est attribué pour la raison décrite ci-dessus (réparation du joint).

**Groupe C:** La figure 3-8 montre l'évolution du nombre de fissures en fonction du temps pour les deux dalles du groupe C (C1 et C2). Il est à noter qu'après les trois premières années de service, le nombre de fissures correspond à 8 et 12 pour la dalle C1 ( $\rho = 1,57\%$ ) et la dalle C2 ( $\rho = 1,07\%$ ), respectivement ce qui était inattendu. En effet, pour une dalle de BAC avec des conditions limites restreintes, celle qui a un taux d'armature longitudinale plus élevé devrait

présenter un plus grand nombre de fissures que celle qui a un taux d'armature plus bas. Aussi, ce comportement observé pour les dalles C1 et C2 s'explique par la raison décrite ci-dessus.

D'ailleurs après la réparation du joint, onze fissures additionnelles se sont développées dans la dalle C1 ayant le taux d'armature plus élevé. Ce changement dans le comportement prouve que la réparation de la connexion a résulté en des forces additionnelles dans les dalles adjacentes, ce qui a résulté dans le développement de nouvelles fissures (similaire à la dalle A1). Après six ans de service (2006 à 2012), le nombre de fissures total relevé pour les dalle C1 ( $\rho = 1,57\%$ ) et C2 ( $\rho = 1,07\%$ ) correspond à 29.

**Groupe D:** La Figure 3-9 montre l'évolution du nombre des fissures en fonction du temps et de la température de la chaussée pour les quatre dalles du groupe D. On remarque que durant les premières années de service, le nombre de fissures dans les dalles varie entre 7 et 5. Les dalles D3 et D4 ont développé moins de fissures, soit 7 et 5 respectivement; leur taux d'armature longitudinale est de 0,97 et 0,77% respectivement. Les dalles D1 et D2 qui ont un taux d'armature longitudinale plus élevé (1,27%) ont développé 17 et 11 fissures respectivement. Durant les neuf derniers mois, de nouvelles fissures sont apparues dans toutes les dalles de ce groupe, sauf les dalles D3 et D4, lesquelles sont assez éloignées du joint réparé. On peut noter qu'une seule fissure a apparu. Par contre, pour les dalles D1 et D2, le nombre de fissures a augmenté de 12 et 18, respectivement à la suite de la réparation du joint.

**Groupes F et G:** Figure 3-10 illustre l'évolution du nombre de fissures et la température de la chaussée en fonction du temps des groupes F et G. On note que pour les trois premières années de service, le nombre de fissures dans la dalle F ( $\rho = 0,93\%$ , épaisseur = 350 mm, avec une nappe d'armature) est de 12 et qu'il est de 9 pour la dalle G ( $\rho = 0,97\%$ , épaisseur = 350 mm, avec deux nappes d'armature). Ces deux dalles sont situées à l'extrémité opposée du joint réparé. Le nombre total de fissures apparues durant les six années de service est de 29 et 17 pour F et G, respectivement. Donc pour cette épaisseur de dalle (350 mm), les résultats montrent qu'un rang d'armature longitudinale est plus efficace que deux rangs pour un même taux d'armature.

**Groupe S et dalle SS:** La Figure 3-11 illustre l'évolution du nombre de fissures en fonction du temps et de la température des dalles S1, S2 et S3, ainsi que celui de la dalle SS. Il est à noter

toutes ces dalles armées d'acier ont un taux d'armature, soit 0,77%. Avant la réparation du joint, on a enregistré seulement 1, 2 et 3 fissures pour les dalles S1, S2 et S3, respectivement.

La dalle SS a montré, quant à elle, un nombre de fissures beaucoup plus important, soit 34. Cela démontre clairement que les dalles S1, S2 et S3 n'avaient aucun empêchement de mouvement; elles pouvaient se dilater et se contracter librement ce qui n'induisait pas d'effort de traction dans la dalle. Par contre, depuis que le joint a été réparé, le nombre de fissures dans les dalles S1, S2 et S3 a augmenté à 15, 9 et 15 fissures respectivement. Cette fissuration continuera à accroître en fonction du temps pour tendre vers un nombre de fissure comparable à celui de la dalle SS.

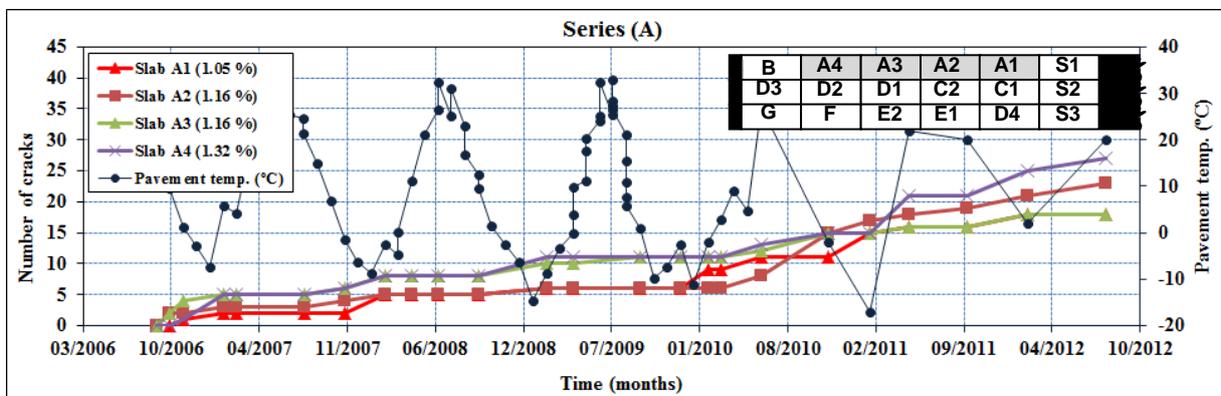


Figure 3-6 : Nombre de fissures en fonction du temps (Groupe A)

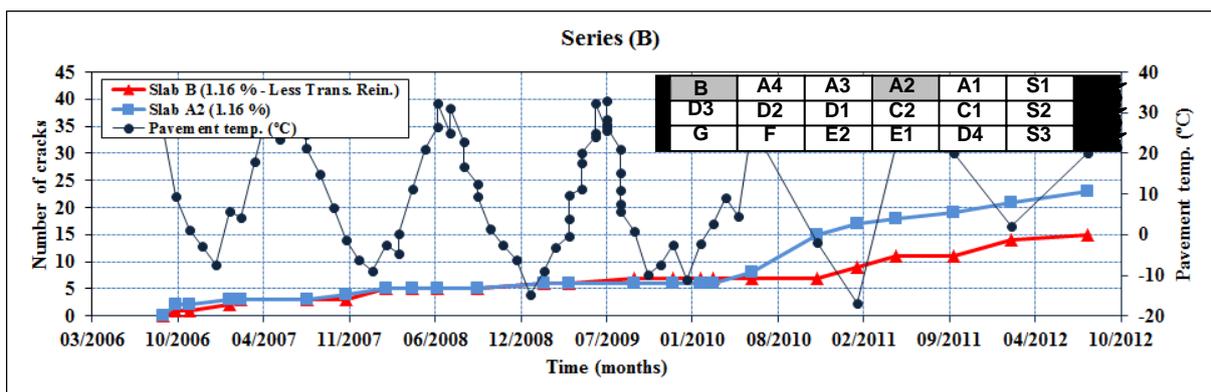


Figure 3-7 : Nombre de fissures en fonction du temps (Groupe B)

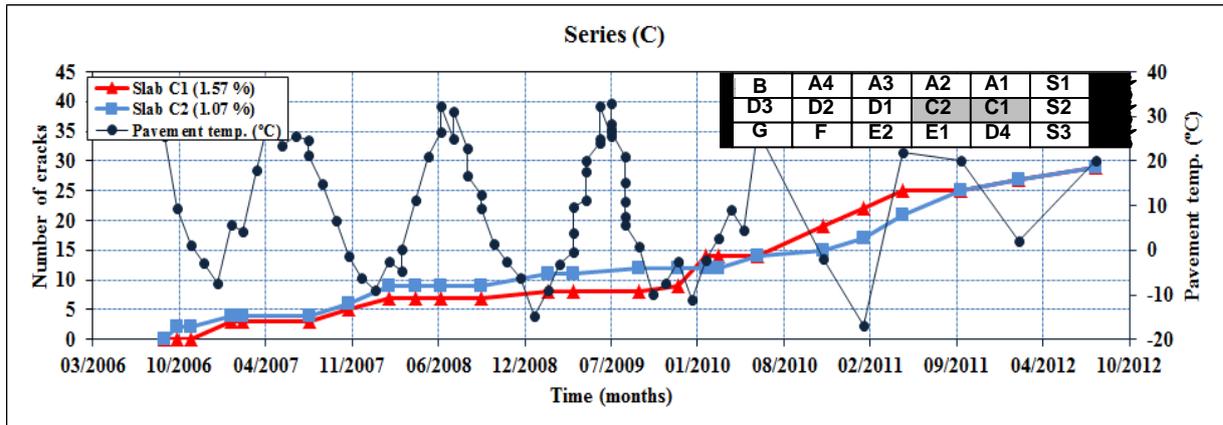


Figure 3-8 : Nombre de fissures en fonction du temps (Groupe C)

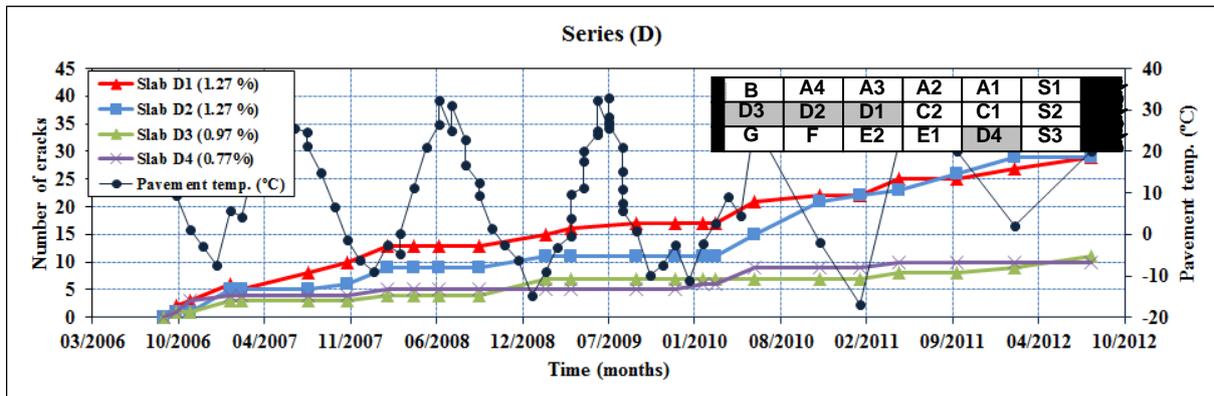


Figure 3-9 : Nombre de fissures en fonction du temps (Groupe D)

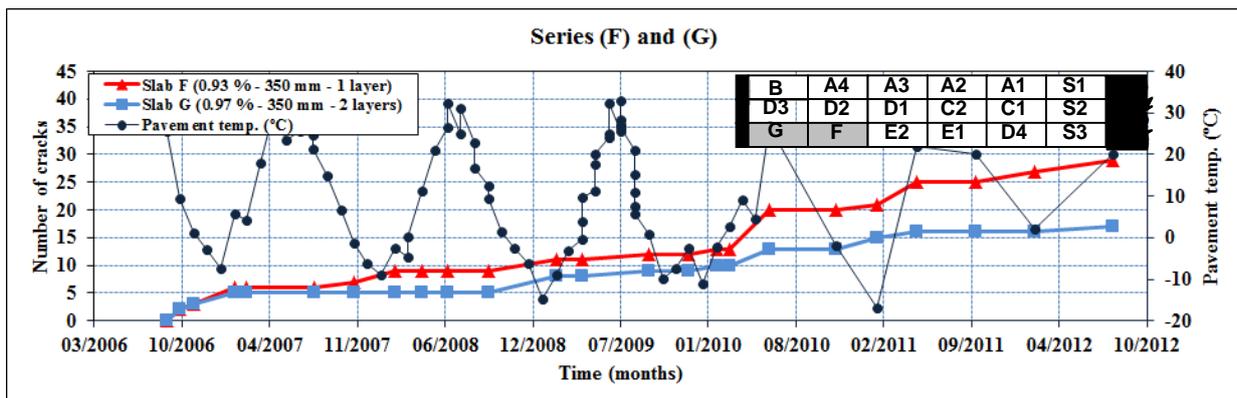


Figure 3-10 : Nombre de fissures en fonction du temps (Groupes F et G)

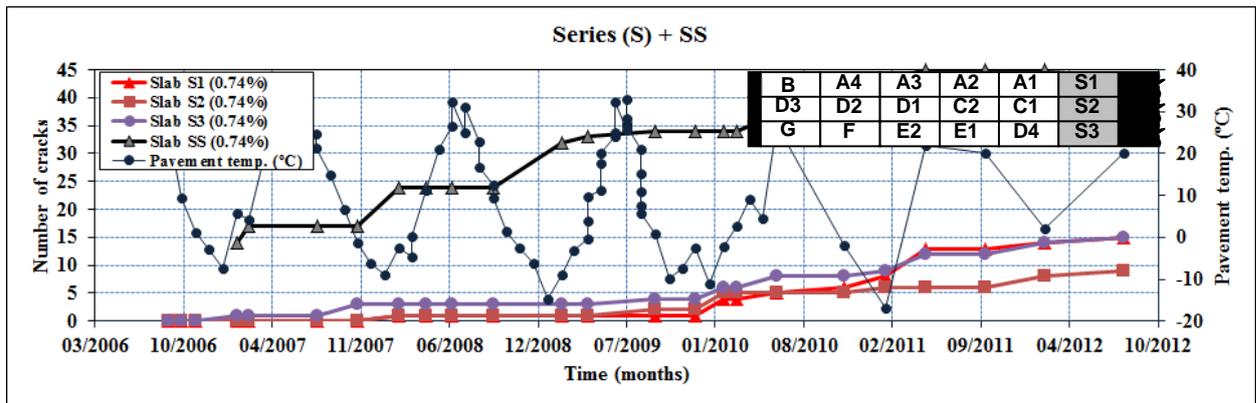


Figure 3-11 : Nombre de fissures en fonction du temps (Groupe S)

### 3.3.2 Taux de fissuration

Le taux de fissuration est défini comme étant la longueur totale des fissures dans une dalle, divisée par la surface de cette dernière. Le taux de fissuration après les six premières années de service est illustré dans la Figure 3-12 pour les 19 dalles. On peut voir que le taux de fissuration est compris entre 0,28 et 1,16 m/m<sup>2</sup> pour les dalles de la chaussée en BAC avec des barres de PRFV. Il est à noter qu'il a été difficile de faire un relevé de fissures pour deux dalles du groupe E, à cause des traits de scie qui ont effectués dans le sens transversal à 1,25 m de distance après la construction de la dalle en 2006.

Aussi, on peut noter que durant les quatre premières années de service des dalles (novembre 2010), un faible taux de fissuration est observé pour les trois dalles renforcées avec de l'acier – dalles S1, S2, et S3 - (valeur inférieure à 0.16 m/m<sup>2</sup>). Cependant, après la réparation du joint, le taux de fissuration pour ces trois dalles S1, S2, et S3 a augmenté à une valeur de 0,60, 0,36, et 0,60 m/m<sup>2</sup>, respectivement. Cependant, il est à noter que ces valeurs du taux de fissuration demeurent bien inférieures à celle enregistrée pour dalle SS (1,80 m/m<sup>2</sup>). Cette valeur du taux de fissuration de la dalle SS demeure plus élevée que celles observées sur les chaussées en BAC renforcées avec de l'acier sur l'autoroute A13 (≈ 0,65 m/m<sup>2</sup> après un an pour 0,70% d'acier) et l'autoroute A40 (≈ 0,55 m/m<sup>2</sup> après un an pour 0,76% d'acier).

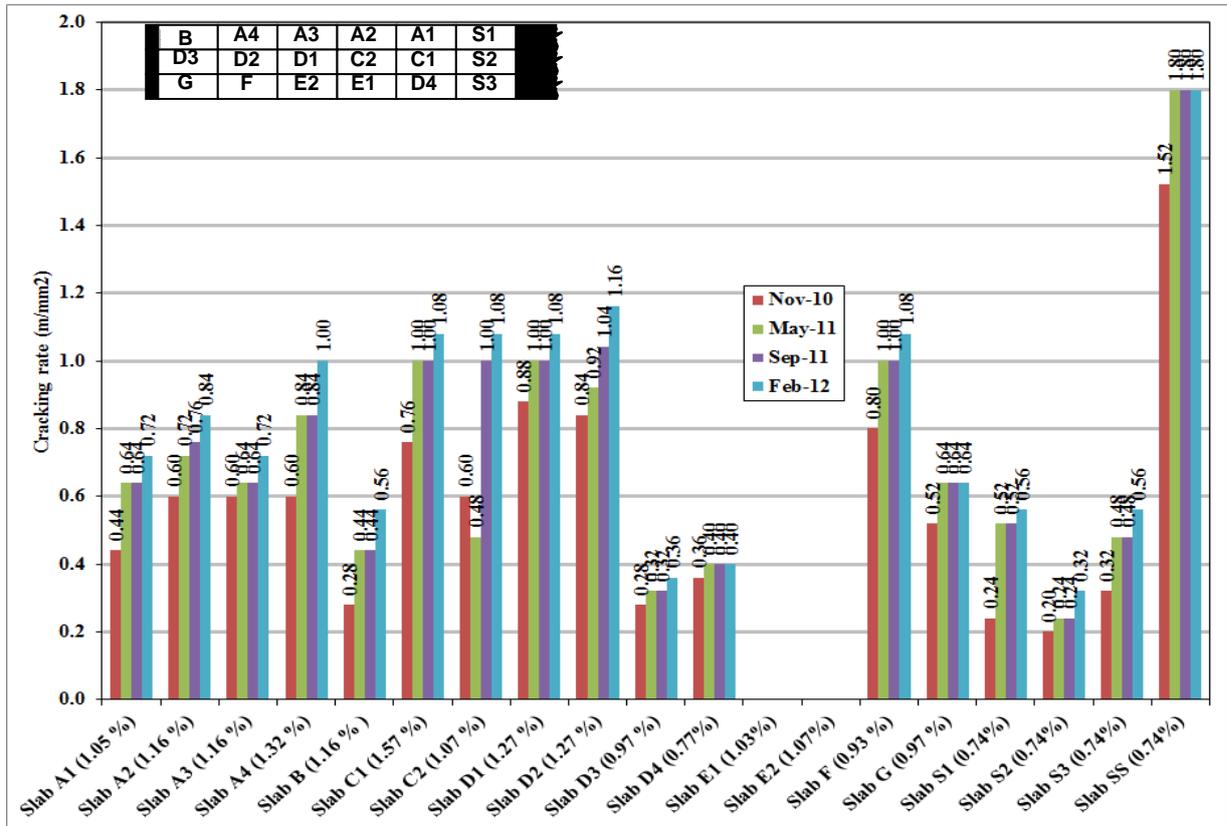


Figure 3-12 : Taux de fissuration après les six premières années de service

### 3.3.3 Espacement moyen entre les fissures

Dans les rapports d'étape précédents, l'espacement moyen entre les fissures a été calculé pour chacune des fissures présentes dans une dalle (fissures individuelles). Cette méthode de calcul n'est pas vraiment pertinente dans le cas où les fissures sont très rapprochées. Dans ce rapport final, l'espacement moyen est calculé entre les fissures individuelles ou groupe de fissures, selon le cas. La figure 3-13 montre l'espacement moyen entre les fissures après les quatre premières années et demie de service des dalles (mai 2011). Aussi, les valeurs correspondant aux mois de mai 2011, septembre 2011 et enfin août 2012 (dernier relevé) y sont aussi rapportées dans le graphique de la figure 3-13.

Ces résultats montrent des valeurs anormalement élevées durant les quatre premières années et demie de service. La valeur de l'espacement moyen des fissures ciblée se situe entre 1,07 et 2,44 m. On constate que les dalles D3, G, D4 et F présentent une valeur proche de cette cible.

Par ailleurs, on peut noter que l'espacement moyen de fissures pour les dalles S est aussi élevé, cependant la valeur a été réduite avec l'apparition de nouvelles fissures après la réparation du joint. Enfin, l'espacement moyen des fissures pour la section SS est plus bas que la limite de 1,07 m. Cette valeur est similaire à celle observée sur des sections de chaussées testées sur d'autres chaussées en BAC avec de l'acier au Québec, où aucun dommage majeur n'a été noté.

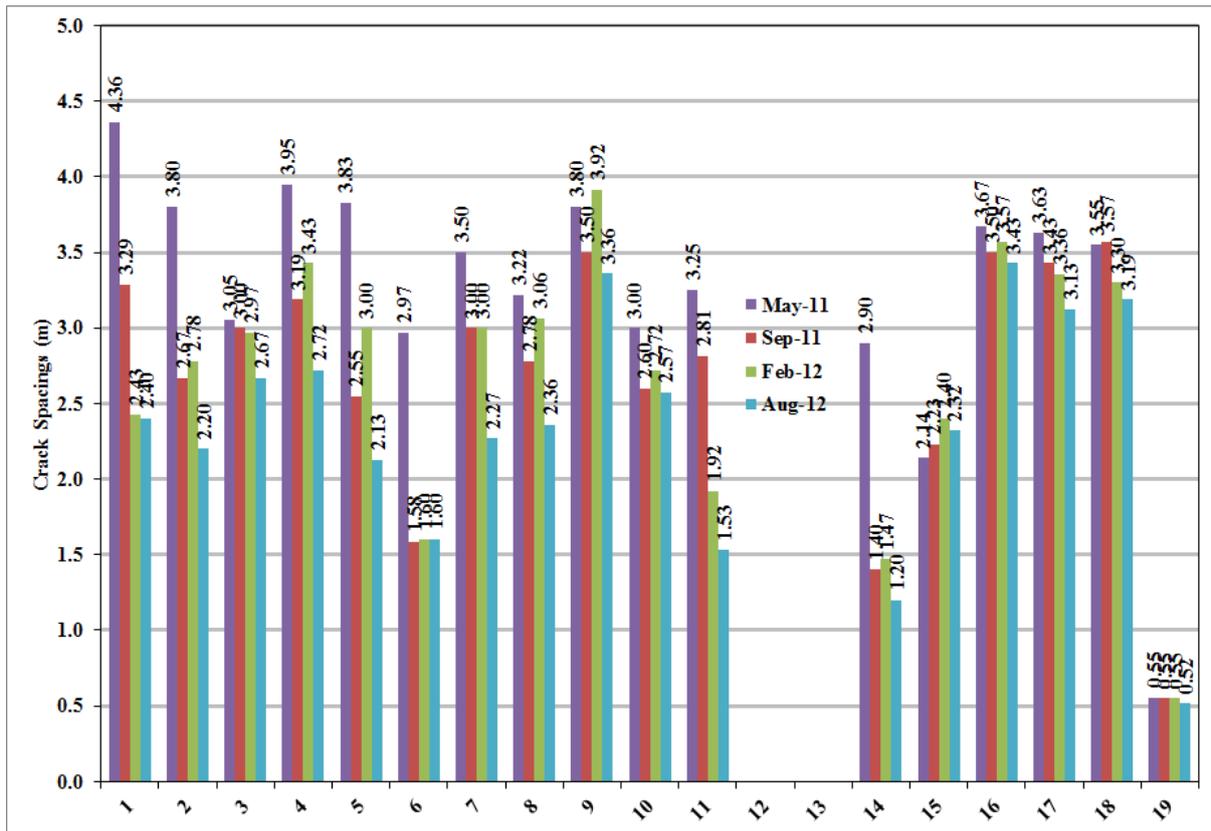


Figure 3-13 Espacement moyen de fissures pour les dalles pour les six années de service

### 3.3.4 Comportement global à la fissuration

Après six ans de service, le comportement à la fissuration des dalles de la chaussée en BAC avec des barres en PRFV est un peu inhabituel. En effet, on s'attendait à un nombre de fissures plus élevé et un espacement moyen entre les fissures plus petit que ceux observées sur les dalles. Les résultats obtenus montrent des valeurs anormalement élevées pour l'espacement moyen entre les fissures durant les quatre premières années et demie de service. Ce comportement inattendu est attribué en grande partie au problème de la jonction entre les trois dalles de la chaussée armée

avec des barres en acier (S1, S2 et S3) appartenant à la section étudiée et la portion de 15 km adjacente constituant la chaussée en BAC conventionnel avec des barres d'armature en acier galvanisé. D'ailleurs, la réparation du joint a permis de rétablir la continuité entre la dalle expérimentale (BAC avec PRFV) et le reste de l'autoroute, ce qui a résulté en une augmentation de fissures vu que les dalles sont sujettes à un mouvement longitudinal restreint par les ancrages (installés à la fin de la dalle expérimentale) et le tronçon d'autoroute en BAC d'acier à l'autre extrémité. Ce comportement a mené à la formation de deux ou trois fissures très rapprochées (groupe de fissures) dans certaines dalles qui ont engendré une dégradation dite «punch-out». Ce genre de dégradation par «punch-out» est survenu à environ 20 mois après la construction, comme le montre Figure 3-13. Des travaux de réparation ont été effectués par le ministère.

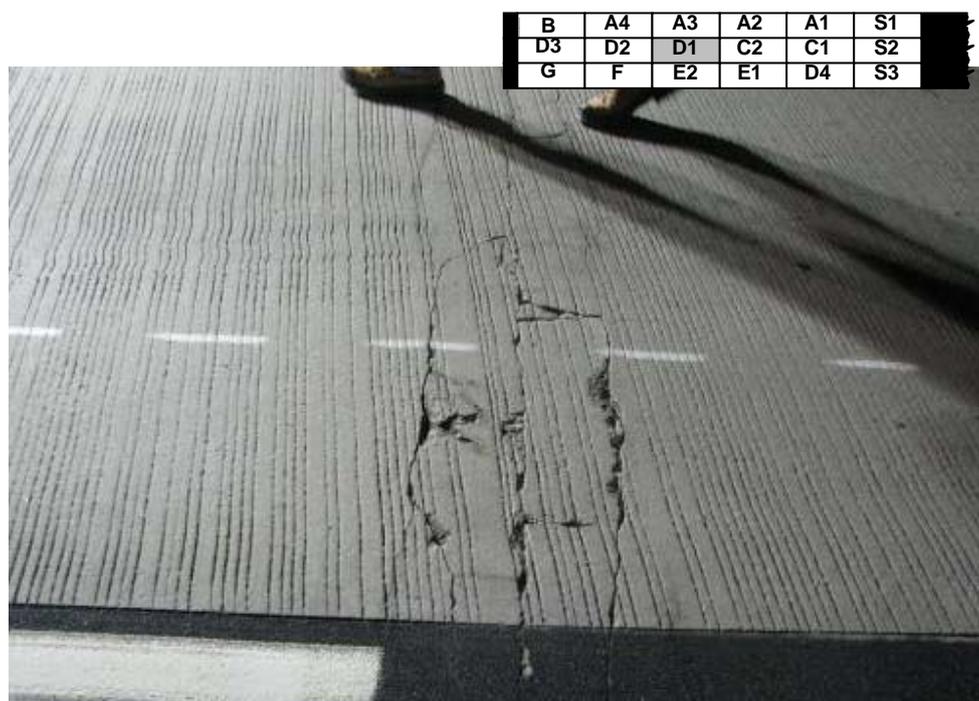


Figure 3-13 : Endroit susceptible de générer un punch-out dans la dalle D1.

### 3.4 Largeur des fissures

La figure 3-15 montre la largeur de fissure après les quatre premières années et demie de service des dalles (mai 2011). Aussi, les valeurs correspondant aux mois de mai 2011, septembre 2011 et enfin août 2012 (dernier relevé) y sont aussi rapportées dans le graphique de la figure 3-13.

La largeur moyenne des fissures dans les dalles de chaussée en BAC avec des barres de PRFV en mai 2011, septembre 2011, février 2012 et août 2012 varie entre 0,24 à 1,26, 0,25 à 1,26, 0,07 à 1,90 mm et de 0,11 à 1,37 mm, respectivement. Pour les trois dalles armées d'acier (S1, S2, et S3), les largeurs des fissures sont légèrement moindres et se situent autour de 0,51, 0,52, 0,74 and 0,70 mm en mai 2011, septembre 2011, février 2012 et août 2012, respectivement. Dans la conception de ces dalles en acier, l'ingénieur du MTQ a visé une ouverture maximum de 0,64 mm avec 0,74% d'acier longitudinal.

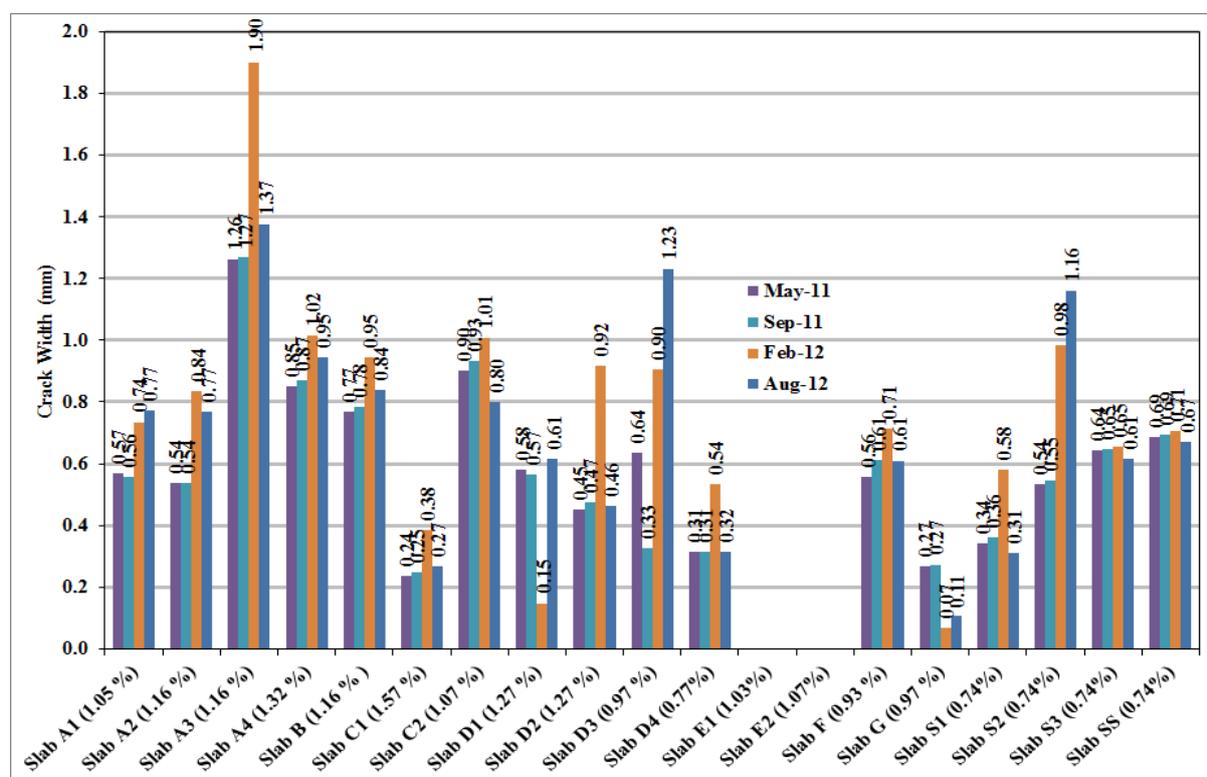


Figure 3-14 : Largeur de fissure pour les dalles pour les six années de service

Les Figure 3-15 à 3-27 montrent la variation de la relation de largeur de fissures en fonction du temps ainsi que de la température pour les dalles. Ces résultats montrent très clairement que la largeur des fissures est grandement influencée par la température à la surface de la chaussée. La largeur de fissure devient de plus en plus élevée à mesure que la température diminue. Ainsi, en hiver les fissures sont beaucoup plus ouvertes qu'en été, ce qui engendre une pénétration plus facile pour les ions chlorure (épandage des sels en hiver).

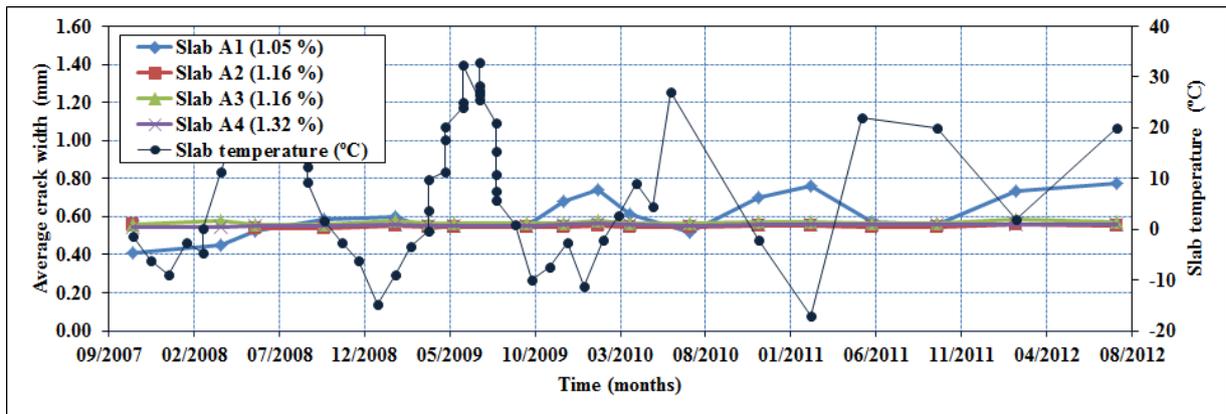


Figure 3-15 : Largeur des fissures en fonction du temps pour les dalles du groupe A.

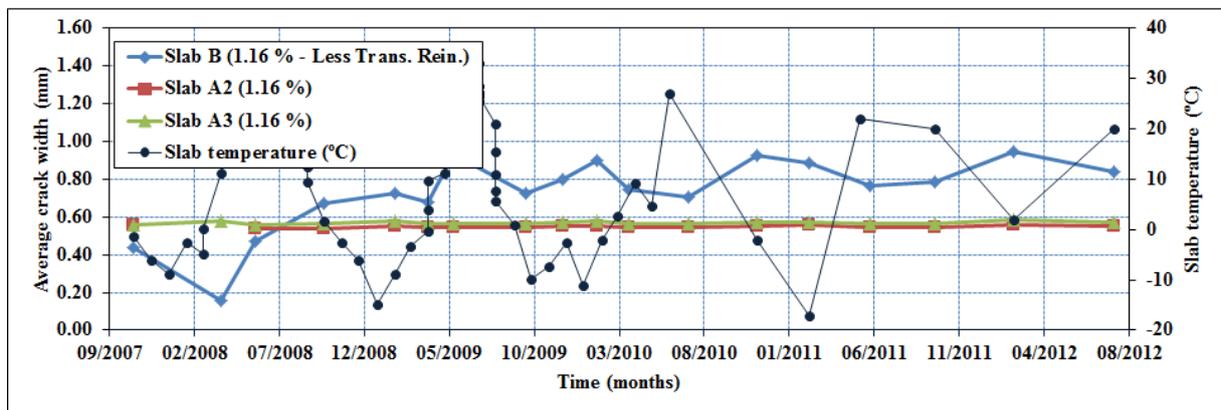


Figure 3-16 : Largeur des fissures en fonction du temps pour les dalles B, A2 et A3.

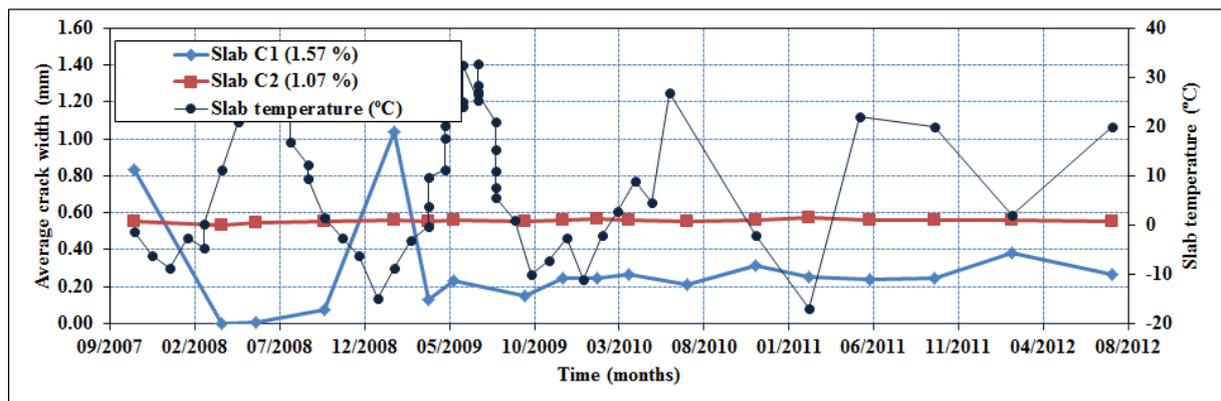


Figure 3-17 : Largeur des fissures en fonction du temps pour les dalles du groupe C.

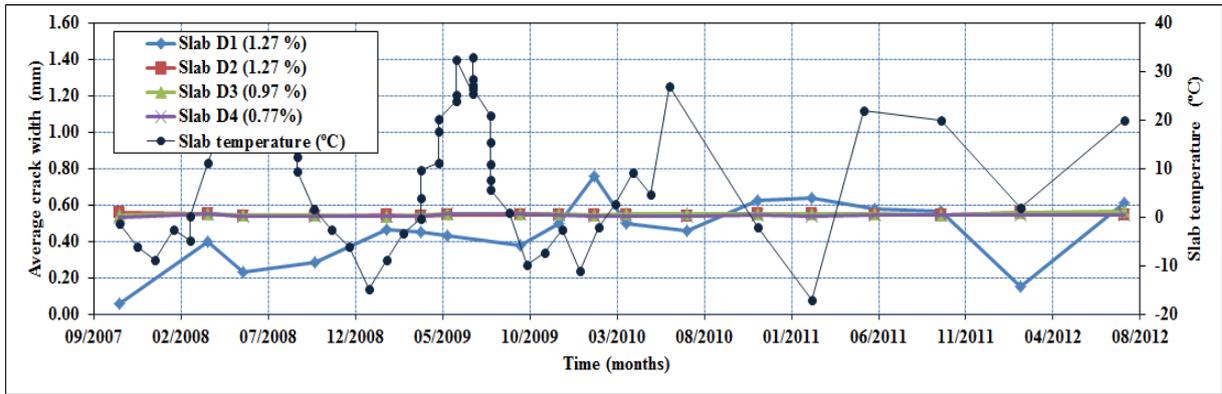


Figure 3-18 : Largeur des fissures en fonction du temps pour les dalles du groupe D.

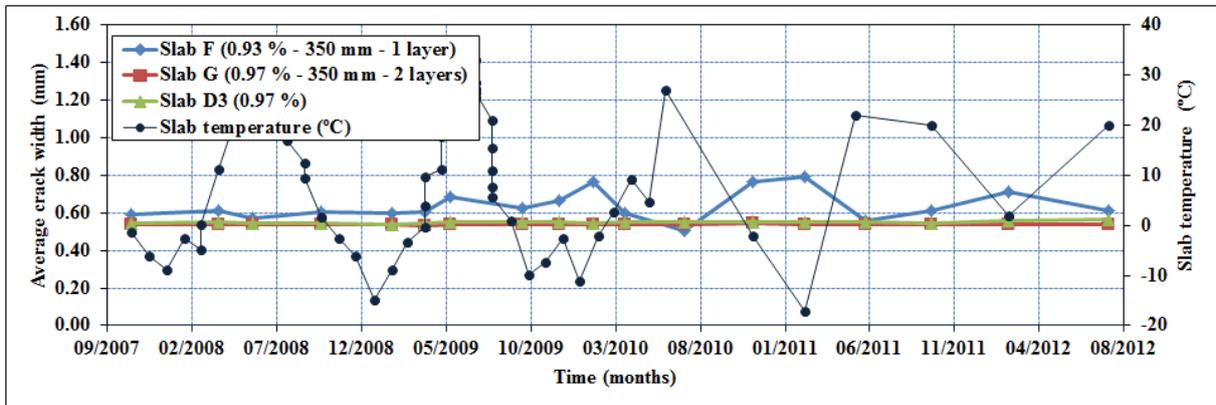


Figure 3-19 : Largeur des fissures en fonction du temps pour les dalles F, G et D3.

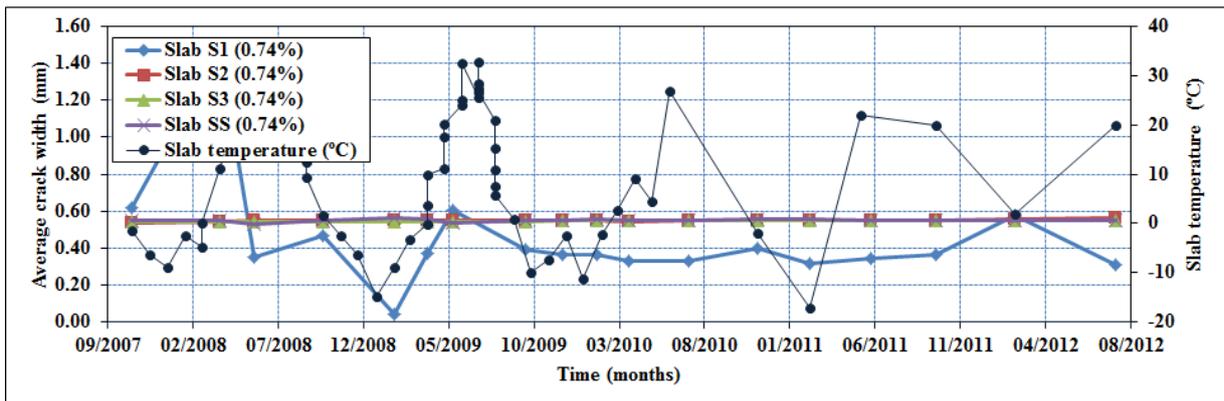


Figure 3-20 : Largeur des fissures en fonction du temps pour le groupe S et la dalle SS.

# PHASE III: ANALYSE PAR ÉLÉMENTS FINIS

## **4. PHASE III : ANALYSE PAR ÉLÉMENTS FINIS**

### **4.1 Introduction**

De nos jours, les chaussées en béton armé continu (BAC) armées d'armature d'acier sont considérées comme celles nécessitant le moins de réparations, elles sont donc parmi les plus durables. Dans cette optique, la Chaire de recherche du CRSNG sur les matériaux composites du Professeur Brahim Benmokrane de l'Université de Sherbrooke a entrepris en 2006, avec la collaboration du MTQ, un projet de recherche sur l'utilisation de barres d'armature en matériaux composites dans les chaussées de béton armé continu afin d'accroître la durabilité de ce type de dalles d'autoroutes en éliminant les problèmes de la corrosion par le remplacement des barres d'acier par des barres en matériaux composites de PRFV. Ce projet s'est concentré sur la conception, la construction et le suivi du comportement de 18 dalles de chaussée en BAC d'armatures de PRFV installées sur l'autoroute 40 Est (Montréal, Qc).

Ce chapitre vise à expérimenter le modèle mathématique de Gilbert (Gilbert 1992) présenté dans l'article *Shrinkage Cracking in Fully Restrained Concrete Members*. Ce modèle permet de prévoir le niveau de fissuration d'une dalle de béton armé. Ainsi, les résultats obtenus à l'aide de ce modèle sont comparés aux résultats expérimentaux recueillis dans le projet de l'autoroute 40 Est. De plus, un modèle par éléments finis a été créé pour être comparé aux résultats du modèle mathématique et aux résultats expérimentaux. Finalement, les conclusions de ce chapitre pourront servir dans le but de généraliser l'utilisation d'un tel modèle dans la conception de chaussées en BAC.

### **4.2 Méthodologie**

Cette section présente la méthodologie reliée à l'étude des modèles par éléments finis, mathématiques et expérimentaux. L'objectif de ces analyses est axé sur la calibration du modèle de Gilbert.

### 4.3 Description des dalles

La section de l'autoroute 40 Est étudiée dans ce chapitre est constituée de trois voies de 3,7 m de large et de 150 m de long sur toute la largeur des trois voies de la chaussée. Les dimensions de chacune des 18 dalles, constituant la portion d'essai, sont de 25 m x 3,7 m, comme décrit dans le chapitre 2 de ce rapport. La figure 4.1 montre une vue en plan de cette section autoroutière. Les dalles de ce projet ont été conçues et construites afin d'étudier certains paramètres affectant les performances de ce type de chaussées (BAC), comme décrit dans le chapitre 3 précédant. Les paramètres qui ont été étudiés concernent principalement les armatures, dont le taux de renforcement, le type, l'espacement, la profondeur et le diamètre des armatures ont été considérés. En plus, la présence d'une ou deux nappes de barres d'armature, l'épaisseur de la chaussée et enfin, la présence de fissures induites uniformément espacées ont aussi fait partie de l'étude. Les différents paramètres étudiés dans ce projet sont présentés au tableau 4.1. Le béton utilisé pour toutes les dalles est de type MTQ IIIA (Tableau 4.2), tandis que les différentes barres d'armature utilisées sont toutes des barres V-ROD en fibre de verre de la compagnie *Pultrall Inc*, Thetford Mines, Québec (Tableau 4.3).

Grâce à un suivi ponctuel, les données concernant la fissuration de cette portion d'autoroute ont été consignées de 2006 à 2012. En ce qui concerne le présent chapitre et son étude du modèle de Gilbert, seules certaines des 18 dalles ont été utilisées et comparées afin de tenir compte des limitations de ce modèle. En effet, puisque certaines sections considéraient des paramètres plus complexes, il a été impossible de les comparer avec le modèle de Gilbert et elles ont donc été non analysées. Il s'agit des sections B, E et G. Ainsi, le taux de renforcement transversal, le nombre de nappes d'armature, la profondeur des armatures et les fissures induites n'ont pas été considérées dans cette étude théorique. Enfin, deux cas de condition limite ont été analysés dans cette étude, l'un avec les deux extrémités de la dalle retenues et l'autre avec un côté libre (simulant la présence d'un joint à mouvement non empêché). Ainsi, à la construction de cette section d'autoroute à l'automne 2006, l'une des extrémités a été conçue avec un joint libre de se déplacer longitudinalement. Par la suite, cette jonction a été réparée à l'été 2009 laissant ainsi un joint fixe aux deux extrémités de la dalle expérimentale.

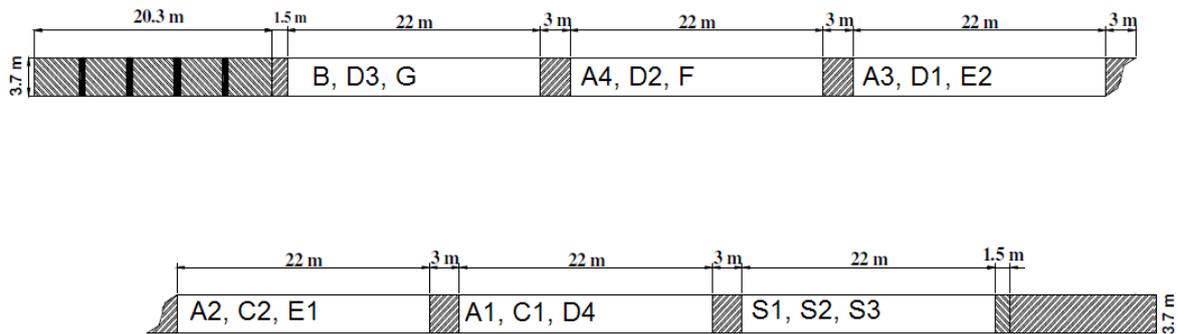


Figure 4-1 : Vue en plan de la voie gauche, centre et droite de la dalle expérimentale

Tableau 4-1 Détails des armatures et des paramètres de l'étude réalisée

Série	Paramètres étudiés	Section	Épaisseur de dalle (mm)	Taux d'armature longitudinale (%)	Profondeur des armatures (mm)	Armature longitudinale	Armature transversale
A	Taux d'armature (Espacement entre les barres)	A1	280	1.045	100	2XPRFV-20M@195mm	PRFV-20M@520mm
		A2	280	1.156	100	2XPRFV-20M@176mm	PRFV-20M@520mm
		A3 (A2)	280	1.156	100	2XPRFV-20M@176mm	PRFV-20M@520mm
		A4	280	1.321	100	2XPRFV-20M@154mm	PRFV-20M@550mm
B	Taux d'armature transversale	B	280	1.156	100	2XPRFV-20M@176mm	PRFV-20M@770mm
C	Taux d'armature (espacement fixe)	C1	280	1.573	100	2XPRFV-20M@176mm	PRFV-20M@510mm
		C2	280	1.07	100	2XPRFV-20M@168mm	PRFV-20M@500mm
D	Une barre isolée	D1	280	1.272	100	PRFV-25M@143mm	PRFV-20M@520mm
		D2 (D1)	280	1.272	100	PRFV-25M@143mm	PRFV-20M@520mm
		D3	280	0.974	100	PRFV-25M@143mm	PRFV-20M@520mm
		D4	280	0.77	110	PRFV-25M@130mm	PRFV-20M@530mm
E	Contrôle de la fissuration (fissures induites par la création de rainures à la surface de la dalle)	E1	280	1.156	130	2XPRFV-20M@176mm	PRFV-20M@500mm
		E2	280	1.027	100	2XPRFV-20M@176mm	PRFV-20M@450mm
		Fissures					

		espacées à 1.2m					
F	Épaisseur de la dalle	F	350	0.925	100	2XPRFV- 20M@176mm	PRFV- 20M@400mm
G	Deux nappes d'armature	G	350	0.925	100 200	PRFV- 20M@176mm  Pour chaque nappe	PRFV- 20M@820mm  Pour chaque nappe
S	Barres d'acier	S1	280	0.743	110	20M@137mm	15M@700mm
		S2	280	0.743	100	20M@137mm	15M@700mm
		S3	280	0.743	130	20M@137mm	15M@730mm

Tableau 4-2 Formulation théorique du béton utilisé

Type de béton	Ciment (kg/m <sup>3</sup> )	Rapport Eau/Ciment	Taille des granulats (mm)	Air (%)	Entraîneur d'air (ml/100 kg)
Type IIIA	340	0,45	(10-20) & (5-14) Granite	5-8	60,00

Tableau 4-3 Propriétés mécaniques des barres en PRFV utilisées (Pultrall 2007)

Grosueur	Diamètre (mm)	Section (mm <sup>2</sup> )	Résistance garantie en traction*	
			Module d'élasticité (GPa)	$f_{fu}^*$ (MPa)
# 6	19,1	285,1	47,6	656
# 7	22,2	387,9	46,4	625
# 8	25,0	506,7	51,0	611

\*  $f_{fu}^*$  = Résistance moyenne en traction, moins trois fois l'écart type

#### 4.4 Hypothèses de calcul

Afin d'utiliser le modèle mathématique de Gilbert, certaines hypothèses ont été posées. Ces hypothèses concernent principalement les conditions limites imposées à la dalle afin que celle-ci

puisse être utilisée dans le présent modèle, ainsi que certaines caractéristiques du béton utilisé pour la dalle.

En premier lieu, la friction entre la dalle et le sol a été négligée, étant donné l'impossibilité d'en tenir compte dans le modèle de Gilbert.

Ensuite, les caractéristiques expérimentales du béton (Tableau 4.4) ont été généralisées pour l'ensemble des dalles. De cette façon, il a été choisi de prendre la moyenne des résistances en compression à partir des essais effectués sur plusieurs cylindres de béton recueilli lors des différentes coulées. Il en a été de même pour le module élastique du béton et le retrait total du béton. Le module élastique ( $E_c$ ), la résistance en tension ( $F_t$ ) et le module élastique effectif ( $E_e$ ) du béton ont été calculés selon la norme CAN/CSA-A23.3-04 à l'aide de la résistance en compression ( $F_c'$ ) obtenue expérimentalement et du coefficient de fluage ultime calculé ( $\varphi_u$ ).

$$E_c = 4500\sqrt{F_c'}$$

$$F_t = 0,62\sqrt{F_c'}$$

$$E_e = \frac{E_c}{1 + \varphi_u}$$

Enfin, puisqu'aucun essai n'a été réalisé afin de caractériser le fluage ultime de ce béton, le modèle ACI 209-92 (Formule A-20) a été utilisé. Ainsi, la formule suivante a été utilisée afin de calculer le coefficient ultime de fluage du béton :

$$\varphi_u = 2,35 * \gamma_c$$

$$\gamma_c = \gamma_{c,t0} * \gamma_{c,RH} * \gamma_{c,VS} * \gamma_{c,S} * \gamma_{c,\omega} * \gamma_{c,\alpha}$$

$$\gamma_{c,t0} = 1,25t_0^{-0,118}, \text{ où } t_0 \text{ est 7 jours de cure humide;}$$

$$\gamma_{c,RH} = 1,27 - 0,67h, \text{ où } 70\% \text{ est le pourcentage d'humidité dans le béton;}$$

$$\gamma_{c,VS} = \frac{2}{3} \left( 1 + 1,13e^{(-0,0213(\frac{V}{S}))} \right), \text{ où } V \text{ est } 22,8\text{m}^3 \text{ et } S \text{ } 1,038\text{m}^2;$$

$\gamma_{c,s} = 0,82 + 0,00264s$ , où  $s$  égal 40 mm soit l'affaissement du béton frais;

$\gamma_{c,\omega} = 0,88 + 0,0024\omega$ , où  $\omega$  est 0,42 soit le ratio d'agrégats fins sur le total d'agrégats (Kg/Kg);

$\gamma_{c,\alpha} = 0,46 + 0,09\alpha \geq 1$ , où  $\alpha$  est 6,5% soit le pourcentage d'air dans le béton.

Tableau 4-4 Caractéristiques du béton de la dalle

Type de béton	Retrait $\epsilon_{sh}$ ( $\mu\text{m}/\text{m}$ )	Coefficient de fluage $\phi_u$	Résistance en compression $F_c'$ (MPa)	Module élastique effectif $E_e$ (MPa)	Module élastique $E_c$ (MPa)	Résistance en Tension $F_t$ (MPa)
Béton Type IIIA	-467	1,74	40.73	8205	28 719	3,96

## 4.5 Théorie

Le modèle de base de Gilbert ne considère que la fissuration dans un élément totalement retenu et soumis à la tension directe uniquement. De plus, le modèle original a été conçu seulement pour des armatures d'acier. Ainsi, quelques changements ont été apportés au modèle afin de pouvoir utiliser ces prédictions dans le projet de l'autoroute 40 Est. Ce modèle considère un élément en béton armé soumis uniquement à la tension directe dont les supports ou d'autres éléments l'empêchent de raccourcir lors du retrait du béton. Cet élément subit, à mesure que le béton rétrécit, une force d'empêchement axiale  $N(t)$ . Lorsque la contrainte du béton causée par cette force  $N(t)$  dans une section particulière atteint la résistance en tension du béton  $f_t$  une fissure apparaît. Ce mécanisme est montré à la figure 4.2. Après cette première fissuration, le béton n'est plus entièrement retenu puisque la largeur de cette première fissure peut augmenter avec le temps alors que le retrait se poursuit. Ensuite, un plus grand retrait pourrait causer une augmentation progressive de la force de retenue  $N(t)$ . Ainsi, la contrainte dans le béton s'éloignant du droit de la première fissure augmentera aussi et, une deuxième fissure pourra se développer. Cependant, à chaque nouvelle fissure ainsi formée, l'élément de béton perd de sa raideur et la quantité de retrait nécessaire pour produire une nouvelle fissure augmente à chaque fois qu'il y a fissuration. Ce processus, montré à la figure 4.3, se poursuit jusqu'à ce que le patron final de fissuration soit établi. Dans ce modèle, le nombre final de fissures, ainsi que leur

importance, dépend principalement de la longueur de l'élément, de la quantité d'armatures, de l'adhérence entre les armatures et le béton, de l'ampleur du retrait et de la résistance du béton. Il est à noter que si les armatures se plastifient, cèdent ou sont inexistantes (béton non armé), une seule fissure se développera puisque l'élément dès lors ne sera plus retenu au droit de cette première fissure.

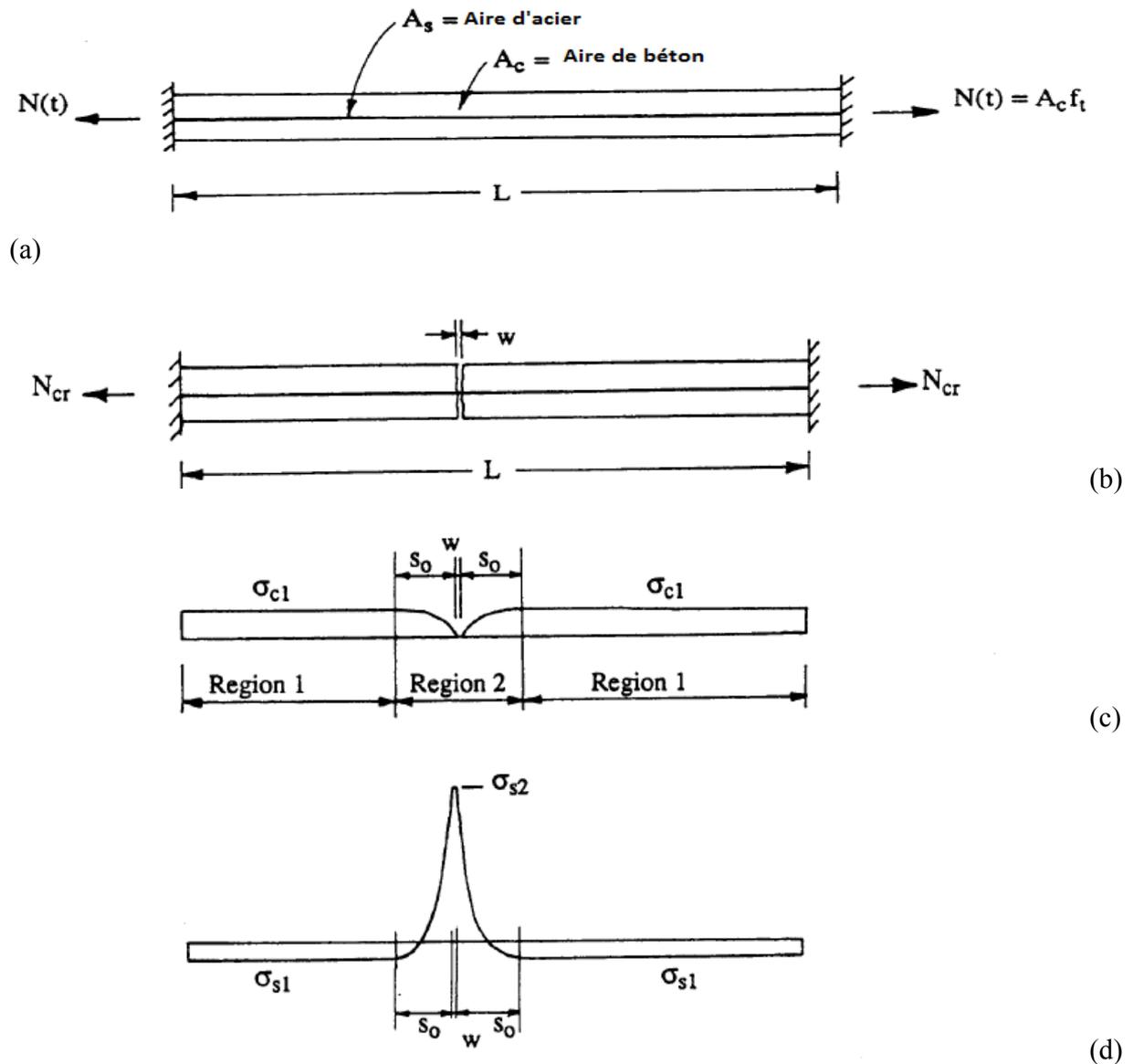


Figure 4-2 : Première fissuration dans un élément en tension directe totalement retenu: (a) Avant la première fissure; (b) Juste après la première fissure; (c) Contrainte moyenne dans le béton après la première fissure; (d) Contrainte moyenne dans les armatures après la première fissure

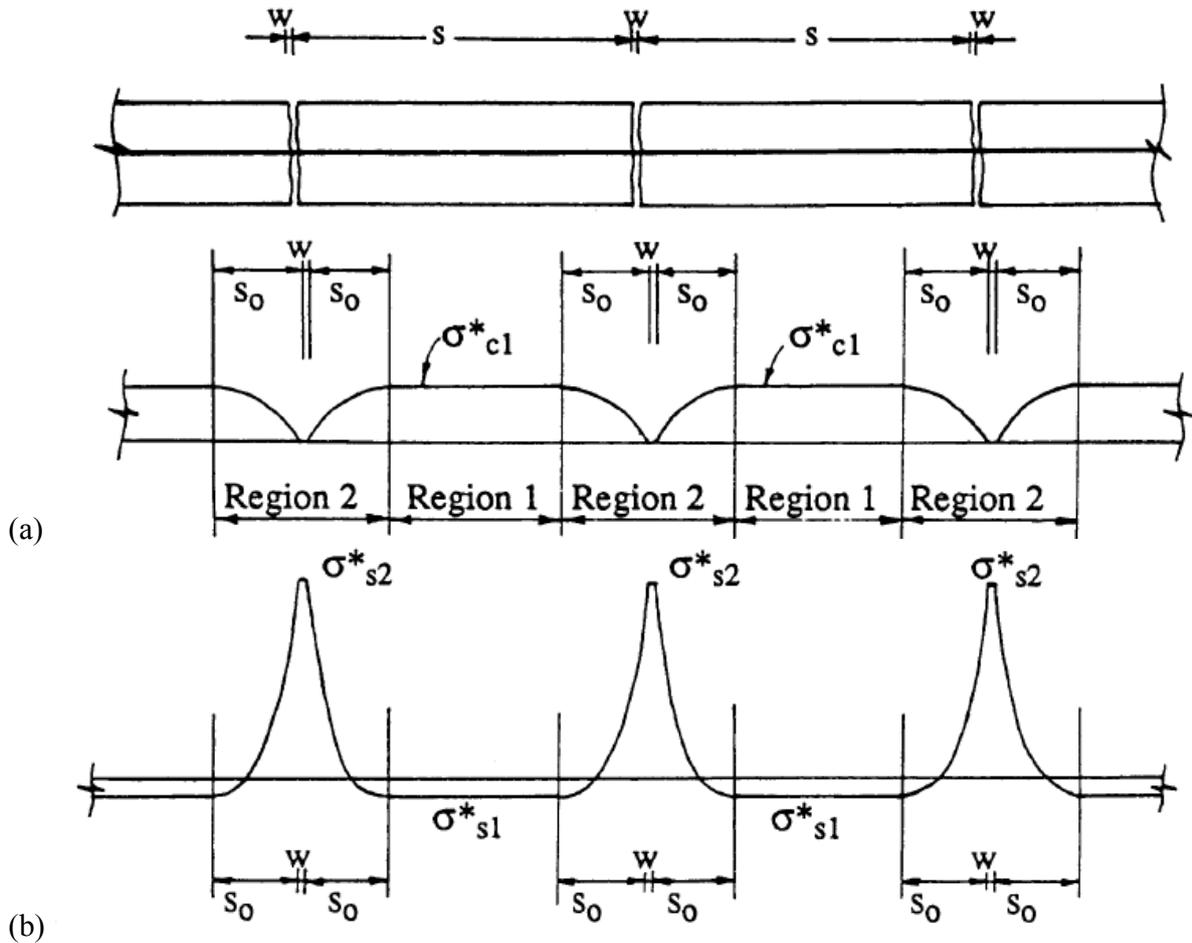


Figure 4-3 : Fissuration finale dans un élément en tension directe totalement retenu: (a) Portion d'un élément totalement retenu après toute la fissuration;(b) Contrainte moyenne dans le béton après toute la fissuration ; (c) Contrainte moyenne dans les armatures après toute la fissuration

Où  $N(t)$  est la force de tension dans le béton et  $F_t$  la résistance en tension du béton;

Où  $S_0$  est la distance sur laquelle varie la contrainte entre le béton et l'acier;

Où  $w$  est la largeur de la fissure et  $s$  la distance entre deux fissures;

Où  $\sigma_s$  et  $\sigma_c$  sont les contraintes dans l'acier et le béton à la première fissuration;

Où  $\sigma^*_s$  et  $\sigma^*_c$  sont les contraintes dans l'acier et le béton à la fissuration finale.

Afin de pouvoir appliquer ce modèle à la chaussée en BAC de l'autoroute 40 Est, deux modifications ont été faites. En premier lieu, les particularités des armatures furent tenues en

compte lors des calculs. Ensuite, un paramètre  $k$  a été introduit dans le modèle afin de tenir en compte de deux niveaux de retenue différents. Ainsi, avec  $k$  égal à 1, le modèle est considéré comme totalement retenu et, avec  $k$  égal à 0, le modèle est considéré comme totalement libre.

## 4.6 Calculs

Le système à l'étude est une dalle en béton armé de PRFV ou d'acier soumise au retrait empêché ou partiellement empêché. Deux modèles sont considérés dans cette section, soit une dalle totalement retenue aux extrémités et une autre partiellement retenue, tels que montrés à la figure 4.4. Seules les dalles des séries A, C, D, F et S ont été prises en compte dans cette section. Les deux exemples de calcul présentés dans la section suivante concernent l'élément A2 de la série A. Les paramètres du tableau suivant (tableau 4.5) ont été calculés de la même façon pour les deux exemples, ainsi afin d'alléger ceux-ci, ils ne seront présentés qu'une fois. De plus, ce tableau présente toutes les valeurs utilisées pour les analyses selon le modèle de Gilbert.

Tableau 4-5 Paramètres concernant les différentes dalles

Dalles	Aire de béton $A_c$ ( $\text{mm}^2$ )	Aire d'armature $A_{frp} - A_s$ ( $\text{mm}^2$ )	Module élastique des armatures $E_{frp} - E_s$ (MPa)	Résistance en tension des armatures $F_{frp} - F_s$ (MPa)	Contrainte d'adhérence moyenne des armatures $\tau_{av}$ (MPa)*
A1	1036000	10826	47600	656	7,58
A2/A3	1036000	11976	47600	656	7,58
A4	1036000	13686	47600	656	7,58
C1	1036000	16296	46400	625	7,58
C2	1036000	11085	51000	611	7,58
D1/D2	1036000	13178	51000	611	7,58
D3	1036000	10091	46400	625	7,58
D4	1036000	7977	47600	656	7,58
F	1295000	11979	47600	656	7,58
S1/S2/S3	1036000	7697	200000	400	9,65

\*Selon la brochure technique de *Pultrall Inc., Thetford Mines, QC*.

L'élément A1 est armé d'armatures de PRFV de diamètre 20M (19,05mm) installées en groupe de deux à tous les 176mm. Le taux d'armature pour cette dalle ayant 280mm d'épaisseur est de 1.156%. La valeur de  $S_0$  pour cet élément de béton armé continu est de :

$$S_v = \frac{Kn^* A_{frp} F_t}{\tau_{av} \rho} = 169 \text{ mm}$$

Où K est  $\frac{1}{\rho n^*} = 19$ ;

Où  $\rho$  est  $\frac{A_c}{A_{frp}} = 0.01156$ ;

Où  $n^*$  est  $\frac{E_{frp}}{E_s} = 4,54$ .

(a)



(b)



Figure 4-4 : Schéma de la dalle: (a) Totalement retenue; (b) partiellement retenue

#### 4.6.1 Totalement fixe

Ce premier exemple de calcul suit exactement la procédure présentée par Gilbert dans son article à la différence que les armatures utilisées sont de type PRFV. Ainsi, les premiers calculs effectués sont ceux de la force de tension causée par l'empêchement juste après la première fissuration :

$$N_{cr} = \frac{n\rho F_t A_c}{C_1 + n\rho(1 + C_1)} = 3219999 \text{ N}$$

Où  $C_1 = \frac{2s_0}{3L - 2s_0} = 0,0052$ ;

Où L égal 25 mètres.

La contrainte dans le béton à la première fissuration:

$$\sigma_{c1} = \frac{N_{cr} - (1 + C_1) F_t}{A_c} = 3,12 MPa$$

La contrainte moyenne dans le béton :

$$\sigma_{av} = \frac{\sigma_{c1} + F_t}{2} = 3,54 MPa$$

L'espace entre les fissures :

$$S \leq \frac{2S_0(1 + \zeta)}{3\zeta} = 6289 mm$$

$$\text{Où } \zeta \text{ égal } \frac{-n^* \rho (\sigma_{av} + \epsilon_{sh} E_s)}{n^* \rho (\sigma_{av} + \epsilon_{sh} E_s) + F_t} = 0,018.$$

Le nombre de fissures m, arrondi au chiffre supérieur est de :

$$m = \frac{L}{S} = 4$$

La force en tension dû à l'empêchement après que toute la fissuration eu lieu est égale à :

$$N(\infty) = \frac{-n^* A_{frp}}{C_2} (\sigma_{av} + \epsilon_{sh} E_s) = 4028986 N$$

$$\text{Où } C_2 = \frac{2S_0}{3S - 2S_0} = 0,0183.$$

Enfin, les forces dans les armatures et dans le béton après que toute la fissuration ait eu lieu :

$$\sigma_{s2}^* = \frac{N(\infty)}{A_{frp}} = 336 MPa < F_{frp}$$

$$\sigma_{s1}^* = C_2 \sigma_{s2}^* = 6,1 MPa$$

$$\sigma_{c1}^* = \frac{N(\infty) - \sigma_{s1}^* A_{frp}}{A_c} = 3,96 MPa$$

On constate ainsi que la contrainte dans les armatures de PRFV est inférieure à la contrainte maximale de celles-ci. Donc, il n'y a pas de rupture d'armatures et celles-ci sont en quantité suffisante. Finalement, la largeur des fissures est de :

$$W = - \left[ \frac{\sigma_{c1}}{E_s} \left( S - \frac{2}{3} S_0 \right) + \epsilon_{sh} S \right] = 0,603 \text{ mm}$$

#### 4.6.2 Partiellement fixe

Dans cet exemple, le paramètre k a été introduit dans le modèle afin de tenir compte d'un niveau de retenue moindre. Le niveau de retenue k pris pour l'entièreté des dalles est de 0,86. Cette valeur est basée sur les résultats expérimentaux obtenus à quatre mois pour la dalle A2 de l'autoroute 40 Est.

Ainsi, en incluant le facteur k, l'empêchement juste après la première fissuration devient:

$$N_{cr} = - \left( \frac{3 * E_{sh} * L * (k - 1)}{3 * L - 2 * S_0} - \frac{F_t}{E_c} + \frac{3 * A_{frp} * C_1 * E_{frp} * E_{sh} * L * (k - 1)}{2 * A_c * E_c * S_0} \right) / \left( \frac{C_1 + 1}{A_c * E_c} + \frac{2 * S_0}{A_{frp} * E_{frp} * (3 * L - 2 * S_0)} \right) - 1676554 \text{ N}$$

$$\text{Où } C_1 = \frac{2S_0}{3L - 2S_0} = 0,0052;$$

Où L égal 25 mètres.

La contrainte dans le béton à la première fissuration:

$$\sigma_{c1} = \frac{N_{cr} + A_{frp} * C_1 * \left( \frac{N_{cr}}{A_{frp}} + \frac{E_{frp} * E_{sh} * L * (3 * k - 3)}{2 * S_0} \right)}{A_c * \left( \frac{N_{cr} * (C_1 + 1)}{A_c} + \frac{3 * A_{frp} * C_1 * E_{frp} * E_{sh} * L * (k - 1)}{2 * A_c * S_0} \right)} = 1,66 \text{ MPa}$$

La contrainte moyenne dans le béton :

$$\sigma_{av} = \frac{\sigma_{c1} + F_t}{2} = 2,81 \text{ MPa}$$

L'espacement entre les fissures:

$$S \leq (S_o * (Sav * n - Efrp * Esh + Efrp * Esh * k + Ee * Esh * k * n)) / (3 * n * (Sav - Ee * Esh + 2 * Ee * Esh * k)) - (S_o * ((Ac^2 * Ft^2 + 6 * Ac * Afrp * Ee * Esh * Ft * k * n - 4 * Ac * Afrp * Ee * Esh * Ft * n - 2 * Ac * Afrp * Efrp * Esh * Ft * k + 2 * Ac * Afrp * Efrp * Esh * Ft + 2 * Ac * Afrp * Fl * Sav * n + Afrp^2 * Ee^2 * Esh^2 * k^2 * n^2 + 2 * Afrp^2 * Ee * Efrp * Esh^2 * k^2 * n - 2 * Afrp^2 * Ee * Efrp * Esh^2 * k * n + 2 * As^2 * Ee * Esh * Sav * k * n^2 + Afrp^2 * Efrp^2 * Esh^2 * k^2 - 2 * Afrp^2 * Efrp^2 * Esh^2 * k + Afrp^2 * Efrp^2 * Esh^2 + 2 * Afrp^2 * Efrp * Esh * Sav * k * n - 2 * Afrp^2 * Efrp * Esh * Sav * n + Afrp^2 * Sav^2 * n^2)^{(1/2)} + Ac * Ft)) / (3 * Afrp * n * (Sav - Ee * Esh + 2 * Ee * Esh * k)) - 11635mm$$

Le nombre de fissures  $m$  arrondi au chiffre supérieur est de :

$$m = \frac{L}{S} = 2$$

La force en tension dû à l'empêchement après que toute la fissuration ait eu lieu est égale à :

$$N(\infty) = (As * Efrp * (Esh * k + Sav/Ee + (3 * C2 * Esh * s * (k - 1)) / (2 * So))) / (C2 * ((Afrp * Efrp * (Sav + Ee * Esh * k)) / (C2 * Ee) + (3 * Afrp * Efrp * Esh * s * (k - 1)) / (2 * So))) = 4026014N$$

$$\text{Où } C_2 = \frac{2S_0}{3S - 2S_0} = 0,0098.$$

Enfin, les forces dans les armatures et dans le béton après que toute la fissuration ait eu lieu :

$$\sigma_{s2}^* = \frac{N(\infty)}{A_{frp}} = 336 \text{ MPa} < F_{frp}$$

$$\sigma_{s1}^* = -C_2 \left[ \frac{3S \epsilon_{sh} E_{frp} (1 + k)}{2S_0} - \sigma_{s2}^* \right] = -6,4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c1}^* = \frac{N(\infty) - \sigma_{s1}^* A_{frp}}{A_c} = 3,96 \text{ MPa}$$

Les armatures sont en quantité suffisante, puisqu'il n'y a pas de rupture de celles-ci. Enfin, la largeur des fissures est de :

$$W = - \left[ \frac{\sigma_{c1}^*}{E_c} \left( S - \frac{2}{3} S_0 \right) + \epsilon_{sh} S \right] = 1,08 \text{ mm}$$

## 4.7 Modèle par éléments finis

Une analyse sommaire par éléments finis a été effectuée sur les dalles D1 et S2 principalement afin de corrélérer les résultats recueillis expérimentalement et ceux obtenus grâce à l'équation de Gilbert. Comme cette analyse ne considère pas la friction, elle ne peut pas être utilisée pour effectuer l'étude d'un élément partiellement retenu, puisque celui-ci serait totalement libre de mouvement et aucune fissuration n'aurait lieu. De cette façon, ce modèle par éléments finis sert principalement à vérifier l'applicabilité du modèle de Gilbert pour un projet de chaussée en BAC dans le cas d'une retenue complète. Le paramètre étudié avec ce modèle est le type d'armature (PRFV et acier). Cette analyse est effectuée sur 28 jours, soit la période de jeune âge du béton. Dans cette section, le modus operandi complet d'une analyse par éléments finis, effectuée grâce au logiciel Midas FX+ for DIANA, sera présenté.

### 4.7.1 Géométrie

Les dimensions des dalles modélisées sont présentées à la figure 4.5.

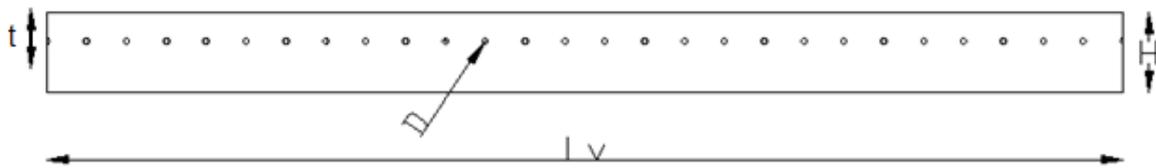


Figure 4-5 : Géométrie des dalles S2 et D1

$H$ , est l'épaisseur de la dalle (280mm);

$L_v$ , est la largeur des voies (3700mm);

$D$ , est le diamètre des armatures (variant de 19.5mm pour les barres d'acier et 25.4mm pour les barres de PRFV);

$t$ , est l'enrobage des armatures en PRFV et en acier (variant de 100mm à 200mm).

Le renforcement est composé de barres disposées longitudinalement (27 barres) dans la section de la dalle. De plus, la longueur de la dalle est de 22000 mm à quoi s'ajoutent deux zones de transition de 1500 mm. Ainsi, la longueur totale des dalles S2 et D1 est de 25 m.

#### 4.7.2 Matériaux

Quatre matériaux ont été utilisés pour ce modèle, il s'agit des PRFV, de l'acier, des interfaces de fissure et du béton. Les matériaux béton, PRFV et acier ont été créés grâce au logiciel *DIANA* comme étant des matériaux « Isotropique », tandis que les interfaces de fissure ont été conçues selon le matériau de type « Interface ».

L'acier et les PRFV employés dans ce modèle ont été assignés aux barres d'armature. Les caractéristiques de ces matériaux sont présentées au tableau 4.6.

Tableau 4-6 Propriétés de l'acier et des PRFV (Pultrall 2007 et CAN/CSA-S16)

Matériaux	Densité massique (N/M <sup>3</sup> /g)	Module de Young (MPa)	Coefficient de Poisson	Coefficient d'expansion thermique*	Résistance en tension (MPa)
Acier	7850	200000	0.30	0.000012	400
PRFV	1900	48000	0.25	0.000006	683

Les interfaces de fissure ont été quant à elles utilisées pour les fissures des sections de dalles. Il s'agit de fissure de type « Discrete cracking », c'est-à-dire des fissures concrètes et bien définies dans le modèle. Ce type de fissure est en opposition avec celle du type « Smeared cracking » qui implique une fissuration diffuse dans tout l'élément de béton. De plus, le mode de rupture choisi pour la fissuration en est un de nature «Brittle ». Ce mode de rupture dit fragile implique que jusqu'au moment où la limite de résistance en tension du béton est atteinte aucune fissuration n'a lieu. Pour se faire, les caractéristiques  $K_n$  et  $K_t$  de ce matériau sont spécifiquement définies par le logiciel afin de permettre une fissuration réaliste, en ce sens que les fissures doivent s'ouvrir seulement lorsque  $F_{ct}$  est atteint. Ainsi,  $K_n$  et  $K_t$  sont établies comme ceci (Tableau 4.7) :

$$K_n = \frac{100 * E}{L}$$

$$K_t = 10 * K_n$$

Où  $E$  = *Module de Young du béton*

Où  $L$  = *Longueur d'un élément*

Tableau 4-7 Propriétés des interfaces de fissure

Matériaux	Module de rigidité normale ( $K_n$ ) N/m <sup>3</sup>	Module de rigidité en cisaillement ( $K_t$ ) N/m <sup>3</sup>	Résistance en tension ( $F_{ct}$ ) MPa
Interface de fissure	4 <sup>E12</sup>	4 <sup>E13</sup>	3.1

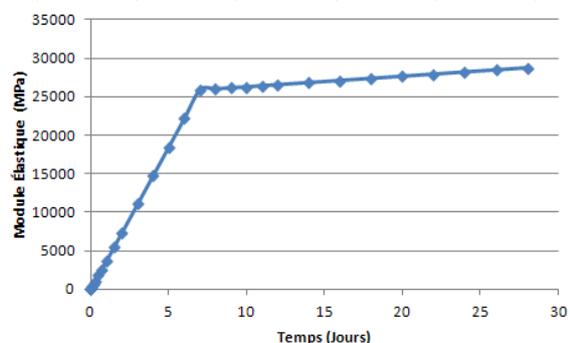
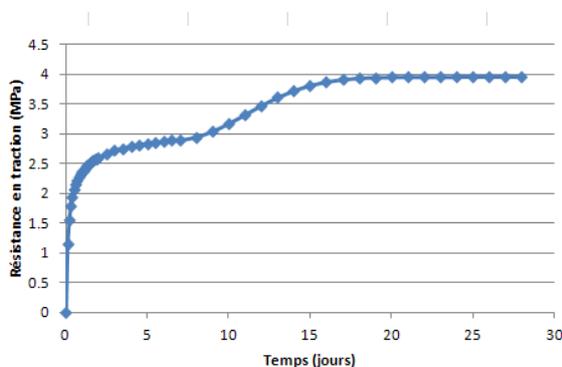
Le béton qui a été utilisé dans ce modèle pour les composantes de la dalle est de type MTQ-III A. Les caractéristiques générales de ce béton sont présentées au tableau 4.8.

Il s'agit d'un béton à l'état frais dont les caractéristiques sont dites non linéaires, c'est-à-dire qu'elles varient en fonction du niveau de maturité de l'élément. Les valeurs des propriétés non linéaire de ce béton son présenté à la figure 4.7. De plus, une fonction de Power a été utilisée pour définir le fluage du béton en fonction du temps. Cette fonction utilise un temps  $t_d$  de 14 jours, un coefficient de fluage  $\alpha$  de 2.16, un  $d$  de 0.25 et un  $p$  de 0.3. Enfin, toutes les valeurs des caractéristiques thermiques de ce béton ont été établies selon l'article de D. Cusson : *Durability Design of HPC Bridge Decks with Lightweight Aggregate and Admixtures* (2012), tandis que les caractéristiques physiques ont été prises dans les différents rapports du MTQ.

Tableau 4-8 Propriétés du béton de type MTQ IIIA

Matériaux	Conductance thermique (J / d / K / m)	Capacité thermique (J / K / m <sup>3</sup> )	Densité massique (N/M <sup>3</sup> /g)	Module de Young (MPa)	Coefficient de Poisson	Coefficient d'expansion thermique*
Béton	251770	1709974	2400	28719	0.20	0.0000105

Où  $d$  est une journée.



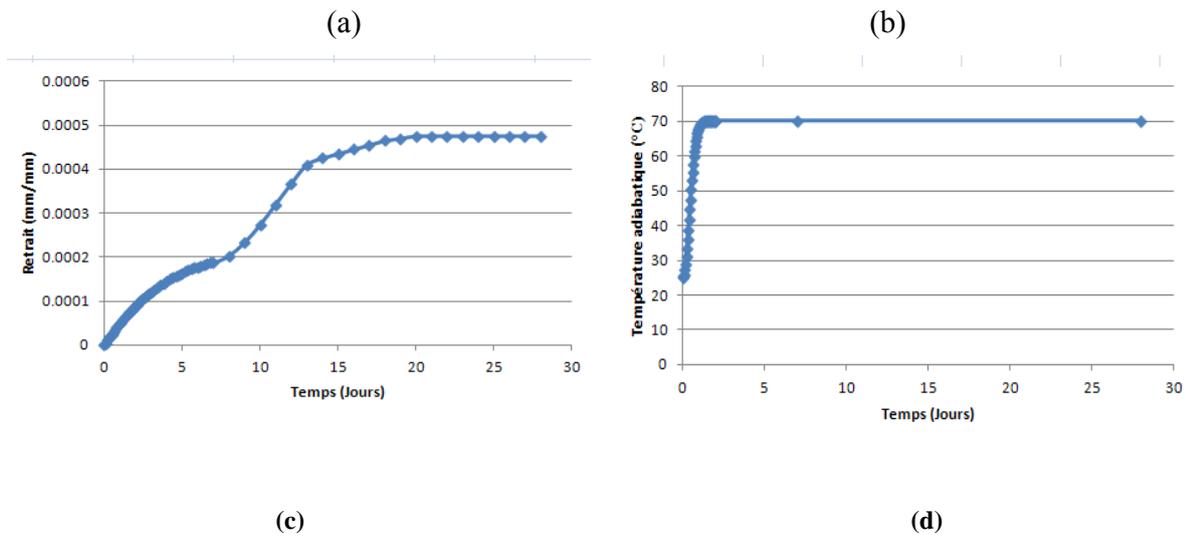


Figure 4-6 : Propriétés du béton : (a) Résistance en traction du béton ( $F_t$ ); (b) Module de Young du béton; (c) Retrait total du béton; (d) Dégagement de chaleur dû à l'hydratation du béton

### 4.7.3 Éléments

Le type d'élément qui a été utilisé pour chacun des constituants du modèle DIANA est présenté au tableau 4.9. Ces éléments sont définis selon le manuel du logiciel DIANA.

Ainsi, les éléments solides 3D (Figure 4.7 (a)) sont des éléments à usage général permettant la rotation et la translation dans toutes les directions. Toutefois, en raison de leur tendance à produire de grands systèmes d'équations, ceux-ci sont généralement appliqués uniquement lorsque d'autres types d'éléments sont mal adaptés ou produisent des résultats d'analyse erronés.

Ensuite, les éléments en treillis (Figure 4.7 (b)) sont des barres ayant une largeur ou un diamètre  $d$  plus petit que la longueur  $l$  de l'élément barre. De plus, ce sont des éléments qui ne subissent pas de déformation en flexion ou en cisaillement. Seule la translation dans le sens de la longueur de la barre est permise. Il s'agit d'élément particulièrement bien adapté pour modéliser des barres de renforcement discrètes pour le béton.

Enfin, dans le logiciel DIANA il y a trois familles d'éléments d'interface disponibles: les interfaces structurales utilisées dans les analyses structurales, celle de contact utilisé dans les analyses de contact et les interfaces de fluide-structure utilisées dans les analyses d'interaction dynamique entre les fluides et les structures. Dans le présent cas, les interfaces de fissuration

sont définies par des interfaces structurales. Les éléments de fissure servent uniquement à simuler la fissuration dans la barrière et ont déjà été présentés à la section matériaux.

Tableau 4-9 Types d'élément utilisés

Éléments – [Géométrie]	Types d'élément – [DIANA]	Type d'élément – [Français]
Dalle de béton	Solid 3D	Solide 3D
Armatures d'acier	Truss	Solide 3D
Armatures de PRFV	Truss	Treillis
Interface de fissuration	Surface Interface	Surface d'interface

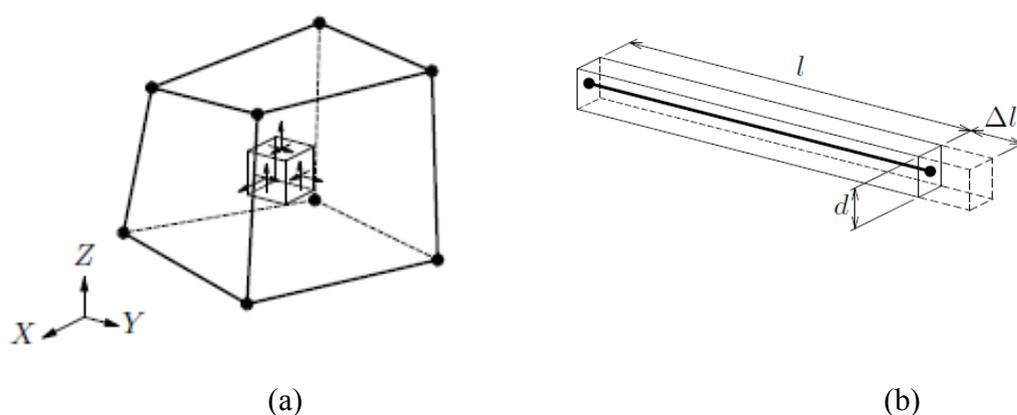


Figure 4-7 : Type d'éléments: (a) Solide 3D; (b) Treillis

#### 4.7.4 Maillage

La figure 4.8 montre le maillage final du modèle. Les différents éléments de la dalle en béton ont été divisés selon le schéma présenté à la figure 4.9. De plus, le tableau 4.10 montre le nombre de divisions pour chacun des éléments utilisés par le logiciel DIANA.



Figure 4-8 ; Maillage final

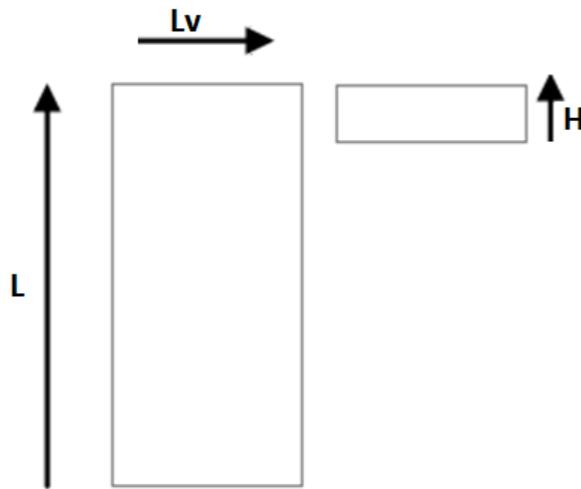


Figure 4-9 : Direction des divisions pour le maillage du modèle DIANA

Tableau 4-10 Maillage des différents éléments

Éléments	Lv	L	H
Dalle de béton	28	50	3
Armatures d'acier	NA	150	NA
Armatures de PRFV	NA	150	NA

Il est à noter que chaque élément d'armature a été divisé à des longueurs différentes. Ceci est dû au fait qu'il ne pouvait pas y avoir de divisions au droit des fissures. Les fissures ont été insérées à tous les 1000mm. Celles-ci sont au nombre de 24.

Le nombre de divisions présentées au tableau 4.10 prend en compte les dimensions totales de chacun des éléments. De plus, certaines composantes de l'autoroute ne sont pas divisées en éléments d'égale dimension. C'est le cas des armatures, qui ont été divisées selon le schéma présenté à la figure 4.10. Sur cette figure les croix marquent les endroits où le béton et les armatures sont attachés entre elles. Au droit de la fissure aucun rattachement n'est fait afin de permettre à celle-ci de s'ouvrir. De cette façon, la longueur de part et autre de cette fissure est considérée comme étant la longueur d'ancrage minimum pour les armatures. Afin d'obtenir de bons résultats avec ce modèle, cette longueur minimale a été calculée selon l'article 12.2.3 de la norme CAN/CSA A23.3-04 pour les armatures d'acier et selon l'article 9.3 de la norme CAN/CSA 806-02 pour les armatures de PRFV.

Longueur d'ancrage pour les armatures d'acier 20M :

$$l_s = 0.45k_1k_2k_3k_4 \frac{f_y}{\sqrt{f_c'}} d_s = 476mm$$

Où  $k_1 = 1.0$  pour des armatures n'ayant pas plus de 300mm de béton frais placé en dessous;

Où  $k_2 = 1.0$  pour des armatures non traitées;

Où  $k_3 = 1.0$  pour du béton de densité normal;

Où  $k_4 = 0.8$  pour des barres de type 20M;

Où  $f_c'$  est la résistance en compression pour le Béton MTQ – XIII soit 35 MPa;

Où  $f_y$  est la résistance en tension pour les armatures d'acier soit 400 MPa;

Où  $d_s$  est le diamètre des armatures d'acier soit 19mm;

Longueur d'ancrage pour les armatures de PRFV 20, 22 et 25M :

$$l_{PRFV} = 1.15 \frac{k_1'k_2'k_3'k_4'k_5'}{d_{cs}} \frac{f_{PRFV}}{\sqrt{f_c'}} A_{PRFV} = 612, 857 \text{ et } 941mm$$

Où  $k_1' = 1.0$  pour des armatures n'ayant pas plus de 300mm de béton frais placé en dessous;

Où  $k_2' = 1.0$  pour du béton de densité normal;

Où  $k_3' = 0.8$  pour des  $A_{PRFV}$  plus petits que 300 mm<sup>2</sup> (20 M)

Où  $k_3' = 1.0$  pour des  $A_{PRFV}$  plus grands que 300 mm<sup>2</sup> (22 et 25 M)

Où  $k_4' = 1.0$  pour des armatures de PRFV;

Où  $k_5' = 1.0$  pour des armatures ayant des surfaces enduites de sable;

$f_c'$  est la résistance en compression pour le Béton MTQ – XIII soit 35 MPa (Limite de 8MPa pour  $\sqrt{f_c'}$ );

Où  $f_{PRFV}$  est la résistance en tension pour les armatures de PRFV de 20, 22 et 25M soit de 656, 625 et 597 MPa

Où  $d_{PRFV}$  est le diamètre des armatures de PRFV de 20, 22 et 25M soit de 19, 22 et 25 mm;

Où  $A_{PRFV}$  est l'aire des armatures de PRFV de 20, 22 et 25M soit de 285, 388 et 507 mm<sup>2</sup>;

Où  $d_{cs}$  est le deux tiers de la distance entre le centre des armatures ou au maximum  $2.5d_{PRFV}$  ;

Ainsi, ce minimum absolu est respecté dans ce modèle puisque les dalles ont toutes une longueur d'ancrage de 1000 mm qui se trouve à être la distance entre les interfaces de fissure.

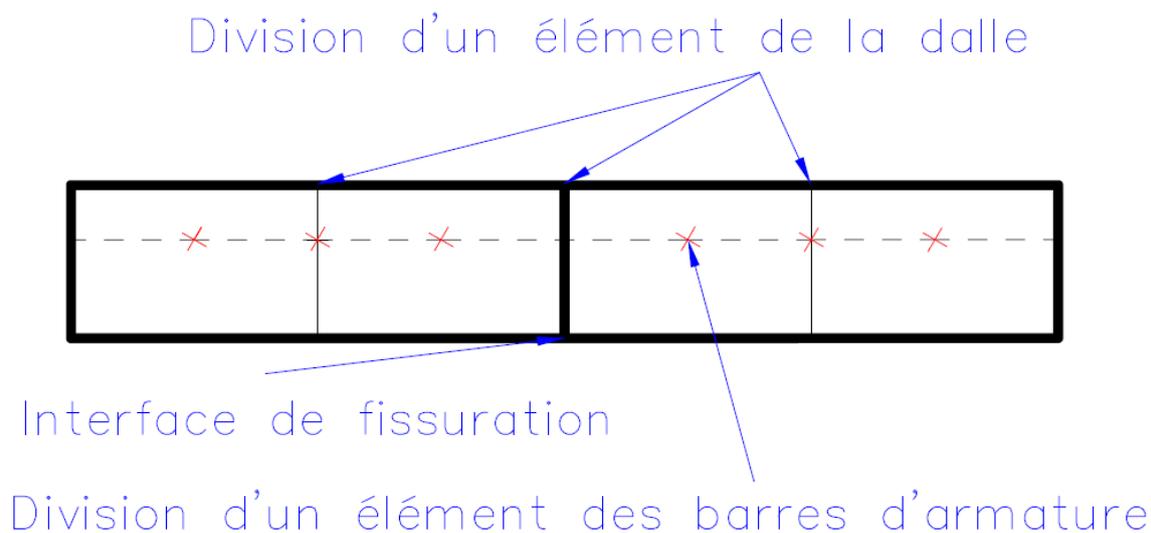


Figure 4-10 : Ancrage des barres d'armature

Finalement, le type de maillage pour chacun des types d'éléments varie selon les dimensions utilisées par celui-ci. Ainsi, les éléments solides sont formés de 21 nœuds, les éléments d'interface sont composés de 4 nœuds, tandis que ceux linéaires comportent seulement 2 nœuds.

#### 4.7.5 Condition limite et forces appliquées

Pour ce modèle une seule condition limite a été appliquée afin de représenter le mieux possible les particularités du modèle de Gilbert tout en simplifiant le modèle au minimum. Ainsi, seules les extrémités dans le sens longitudinal de la dalle ont été complètement bloquées tel que montré à la figure 4.4 (a). Les forces appliquées sur ce modèle sont au nombre de deux. Il s'agit de forces non linéaires dont les efforts varient dans le temps. En premier lieu, le retrait montré à la figure 4.6 (c) agit dans le sens longitudinal et tend à faire rétrécir la dalle. Ensuite, des efforts dû à la chaleur d'hydratation du béton présenté à la figure 4.6 (d) agissent eux aussi dans le sens longitudinal et tendent à faire dilater le béton. Enfin, aucun effort causé par la température externe n'a été inclus dans ce modèle afin d'être similaire avec le modèle de Gilbert.

En ce qui concerne les charges appliquées au modèle, celles-ci sont de deux ordres différents. En premier lieu, des efforts sont induits par le processus de maturation du béton frais des dalles. Ainsi, comme présenté aux sections ci-dessus, le niveau de maturité du béton fait varier une

myriade de ses paramètres introduisant ainsi des efforts dans le modèle. De cette façon, la température d'hydratation montrée à la figure 4.6 (d) force le béton frais à se dilater, tandis que le retrait présenté à la figure 4.6 (c) entraîne une contraction des dalles. Puisque ces éléments de béton frais sont retenus aux extrémités par des appuis fixes, ceux-ci subissent une forme de retrait empêché imposant un certain niveau d'effort dans les armatures et le béton frais. De plus, étant donné qu'à jeune âge le béton possède une faible résistance en tension (figure 4.6 (a)), des fissures sont plus à risque d'apparaître et de modifier le niveau d'effort dans la barrière. Par contre, ce béton a aussi un faible module élastique (figure 4.6 (b)) ce qui augmente du même coup les contraintes nécessaires pour faire fissurer le béton. Le fluage, pour sa part, soulage quelque peu à court du temps ces différents efforts en permettant un certain relâchement du béton.

Deuxièmement, des contraintes proviennent aussi de l'extérieur du modèle. Il s'agit de la gravité qui étant appliquée à tout le modèle amène un certain niveau de contrainte due au poids propre des dalles. Par contre, étant donné que la friction est négligée, les contraintes provenant de la force de gravité sont très négligeables dans ce modèle.

#### 4.7.6 *Caractéristiques d'analyse*

Il s'agit d'une analyse non linéaire thermique et structurale d'une section d'autoroute effectuée sur 28 jours. Dans un premier temps, une analyse thermique est réalisée sur la période complète. Cette analyse est dans un deuxième temps utilisée pour exécuter l'analyse structurale du pont sur cette même période de temps. L'intervalle de temps (*Time Step*) choisi pour l'ensemble de l'analyse est d'une heure. Ce choix a été fait en considérant deux facteurs. Le premier facteur est qu'un intervalle court entraîne une analyse plus lourde, complexe et difficile à exécuter pour le microprocesseur. Le second facteur est qu'un intervalle trop long ne permet pas une bonne précision surtout au niveau de la fissuration, puisque celle-ci se produit très soudainement. Enfin, les tolérances d'itération ont toutes été laissées à leur niveau par défaut déjà imposé par le logiciel à l'exception du niveau de tolérance pour la fissuration qui a été augmenté de 0.001 à 0.01.

## Résultats

Dans cette section, les résultats expérimentaux obtenus et les résultats du modèle par éléments finis seront comparés au modèle de Gilbert. Les résultats expérimentaux se présentent en deux catégories à cause des travaux qui ont été effectués sur une des extrémités des dalles en mai 2009. Ainsi, à la construction de la chaussée de 2006 à 2009, les dalles étaient considérées comme partiellement retenues, tandis que depuis 2009, elles sont considérées comme totalement empêchées. Il est à noter que les résultats du modèle de Gilbert et ceux du modèle par éléments finis ne tiennent pas en compte de la fissuration induite par les cycles de gel/dégel. C'est pour cette raison que les prédictions de ces modèles ne pourront être comparables qu'aux résultats expérimentaux de moins de quatre mois. De plus, le fait que la friction ait été négligée risque d'avoir plus d'influence sur les résultats de la période 2006 à 2009 que sur ceux de la période post 2009 puisqu'à cette époque, la dalle n'était pas totalement retenue aux deux extrémités et que la friction était l'unique facteur de retenue. En conséquence, le paramètre de retenue  $k$  choisi devient crucial pour établir un modèle valable, car ce facteur tient indirectement en compte de la friction qui est causée par la retenue pour un élément partiellement empêché. De plus, ce paramètre considère aussi indirectement tout élément pouvant affecter le niveau de retenue des dalles. Dans le cas ci-présent, ce critère a été établi afin de corréliser les résultats à court terme (4 mois) de la dalle A2. Par ailleurs l'objectif visé par cette étude est de valider les tendances de fissuration observées.

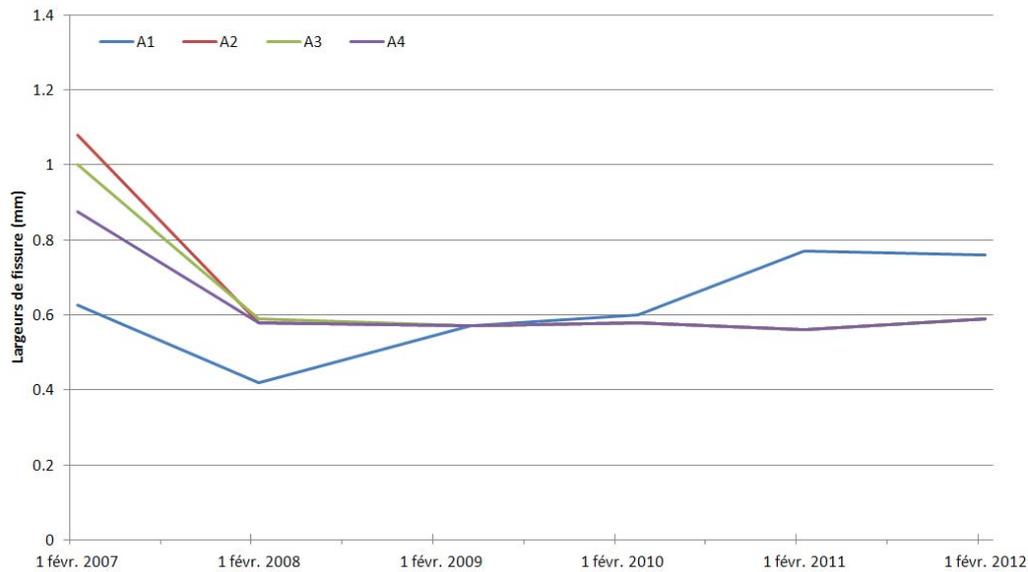
### 4.8 Présentation des résultats

Le tableau 4.11 présente le nombre de fissures réelles obtenues pour la chaussée en BAC de l'autoroute 40 Est de l'automne 2006 à l'hiver 20012, tandis que la Figure 4.11 présente la largeur de ces fissures pour cette même période. Le tableau 4.12 montre le nombre de fissures obtenues grâce à l'analyse de Gilbert et celle par éléments finis. Pour sa part le tableau 4.13 expose la largeur de ces fissures. Enfin, la figure 4.12 présente les résultats expérimentaux à court terme, obtenus avant les cycles gel/dégel (4 mois), comparés aux résultats de l'analyse de Gilbert.

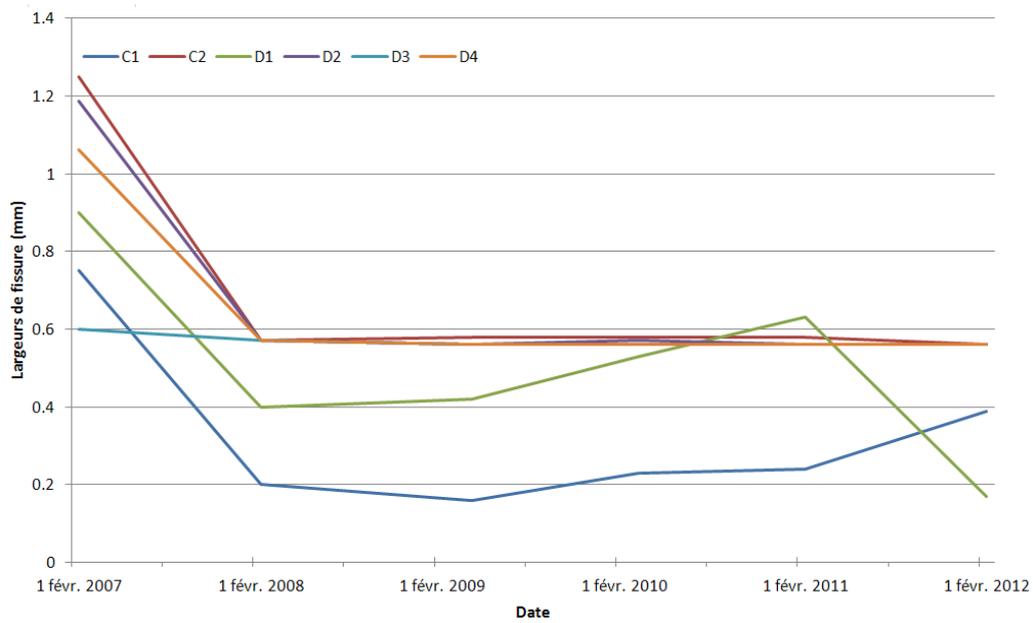
Tableau4-111 Nombre de fissures selon la date et la dalle (Valeurs expérimentales)

Dalles	Novembre 2006	Février 2007	Février 2008	Avril* 2009	Mars 2010	Février 2011	Février 2012
A1	1	2	5	6	9	15	18
A2	2	3	5	6	6	17	21
A3	4	5	8	10	11	15	18
A4	1	5	8	11	11	15	25
C1	0	3	7	8	14	22	27
C2	2	4	9	11	12	17	27
D1	3	6	13	16	17	22	27
D2	1	5	9	11	11	22	29
D3	1	3	4	7	7	7	9
D4	3	4	5	5	6	9	10
F	3	6	9	11	13	21	27
S1	0	0	1	1	4	8	14
S2	0	0	1	1	5	6	8
S3	0	1	3	3	6	9	14

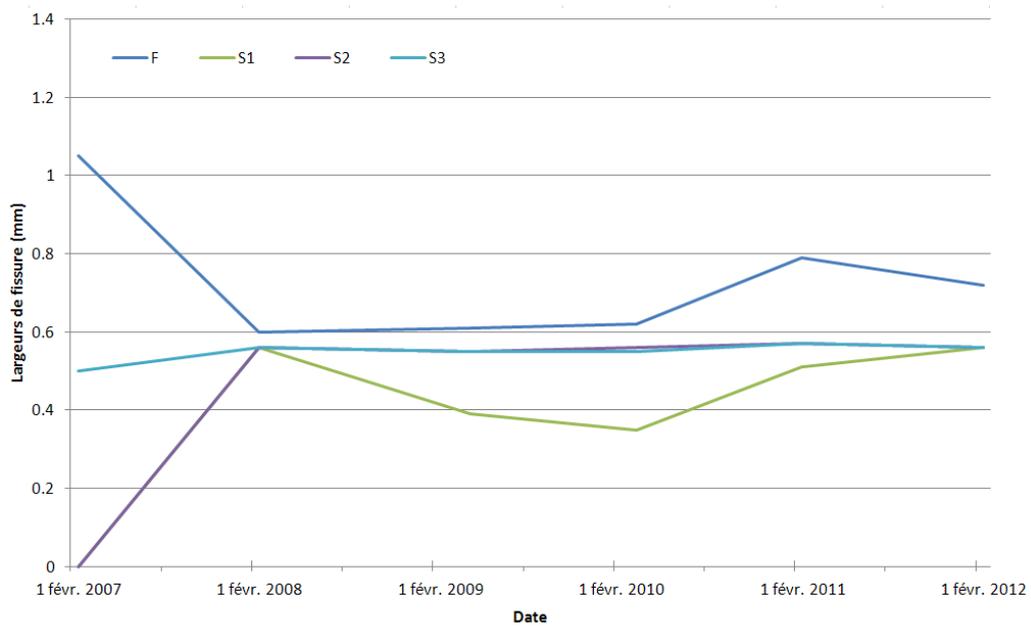
\* À partir de mai 2009, les dalles sont totalement retenues.



(a)



(b)



(c)

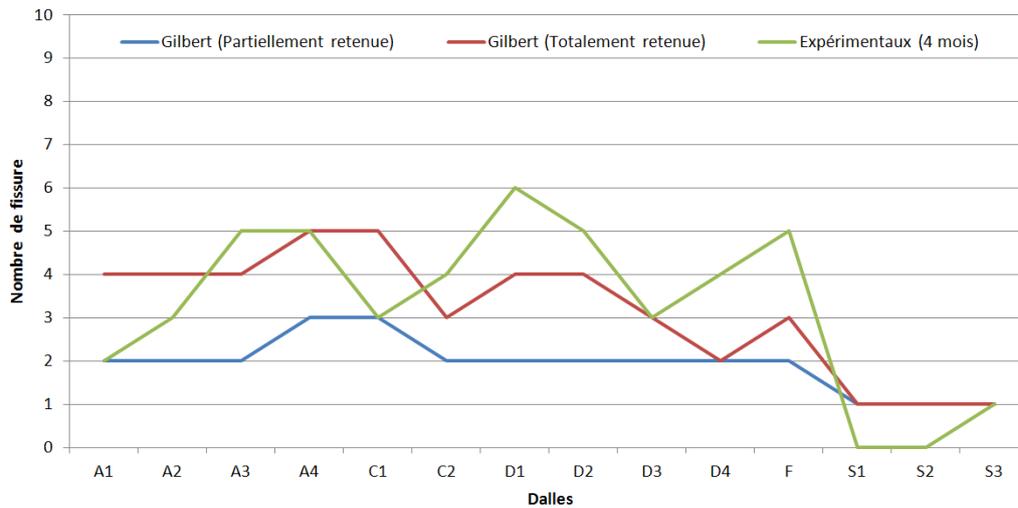
Figure 4-111 : Largeur des fissures selon la date et la dalle (Valeurs expérimentales): (a) Série A; (b) Série C et D; (c) Série F et S

Tableau 4-112 Nombre de fissures selon le type d'analyse

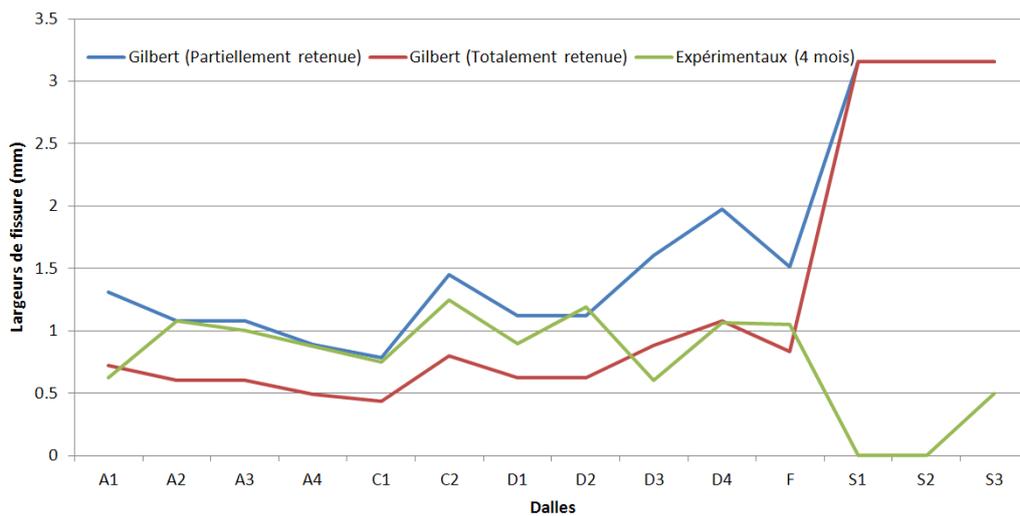
Dalle	Totalement retenue (Gilbert)	Partiellement retenue (Gilbert)	Totalement retenue (Éléments finis)
A1	4	2	-
A2/A3	4	2	-
A4	5	3	-
C1	5	3	-
C2	3	2	-
D1/D2	4	2	24
D3	3	2	-
D4	2	2	-
F	3	2	-
S1/S2/S3	1	1	24

Tableau 4-13 Largeur des fissures selon le type d'analyse

Dalle	Totalement retenue (Gilbert)	Partiellement retenue (Gilbert)	Totalement retenue (Éléments finis)
A1	0.721	1.309	-
A2/A3	0.603	1.08	-
A4	0.603	1.08	-
C1	0.494	0.892	-
C2	0.603	1.08	-
D1/D2	0.436	0.783	0.55
D3	0.801	1.448	-
D4	0.624	1.123	-
F/G	0.624	1.123	-
S1/S2	0.884	1.606	0.55



(a)



(b)

Figure 4-112 : Comparaison des résultats expérimentaux à court terme avec le modèle de Gilbert : (a) Nombre de fissures; (b) Largeur des fissures

## 4.9 Analyse et comparaison

Grâce à l'utilisation d'un modèle mathématique, ainsi que d'un logiciel utilisant la méthode des éléments finis, il a été possible de prédire le comportement à court terme de la fissuration d'une chaussée en BAC. Par contre, plusieurs aspects doivent être considérés quant aux résultats obtenus.

En ce qui concerne l'analyse de Gilbert pour une dalle totalement retenue à ses extrémités ( $k=1$ ), on constate que pour les dalles D3, D4, F, les résultats des largeurs de fissures observées expérimentalement sont similaires à celles de ce modèle. Tandis que pour le modèle partiellement retenu ( $K=0.86$ ), on observe que ce sont les résultats expérimentaux des largeurs de fissures des dalles A1, A2, A3, A4, C1, C2, D1 et D2 qui sont les plus semblables avec le modèle de Gilbert. Ainsi, on remarque que les dalles ayant un taux d'armature plus faible (inférieur à 1%), comme les dalles D2, D4, F, S1, S2 et S3, se prêtent moins bien à l'analyse selon le modèle de Gilbert et ce, malgré l'ajout du paramètre  $k$  qui tient en compte du niveau de retenue de l'élément. De plus, on note qu'avec le modèle de Gilbert, ce problème est particulièrement important avec les armatures d'acier, car elles se plastifient et permettent d'importantes largeurs de fissures. Pour ce qui est du nombre de fissures, on constate qu'à quatre mois, aucun des modèles n'arrive à les prédire adéquatement.

En ce qui a trait au comportement global des dalles, on remarque qu'il est peu d'importance de négliger la friction pour un modèle étant totalement retenu que pour un modèle avec un paramètre  $k$  inférieur à 1. Ainsi, après la réparation du joint de la chaussée en BAC, le comportement à la fissuration est redevenu similaire aux prédictions initiales du modèle de Gilbert, c'est-à-dire un plus grand nombre de fissures et des largeurs de fissures plus faibles. Malgré tout, à cause d'autres facteurs tels que les cycles de gel/dégel, il est impossible de faire corrélérer ces résultats avec les prédictions du modèle de Gilbert. De ce fait, les résultats expérimentaux obtenus en deçà de quatre mois sont plus près du modèle de Gilbert, une fois celui-ci calibré avec le bon paramètre  $k$ . Ceci accorde donc une grande importance au paramètre  $k$ . Par conséquent, il sera impératif qu'une procédure soit mise en place afin d'établir celui-ci de manière convenable pour chaque situation.

Enfin, le modèle par éléments finis donne des résultats différents de ceux expérimentaux à cause du fait que les fissures ont été imposées aux 1000mm dans ce modèle. Malgré tout, les ouvertures de fissures sont du même ordre de grandeur que celles obtenues expérimentalement et celles obtenues grâce au modèle mathématique. L'avantage qu'offre le modèle par éléments finis est qu'il permettrait d'y inclure les effets de température externe et ainsi, d'obtenir des résultats semblables aux résultats expérimentaux à plus long terme. Ainsi, avec une analyse à long terme tenant compte des effets de la température, on aurait des résultats près des valeurs obtenues

expérimentalement à long terme. D'ailleurs, les valeurs acquises grâce à l'analyse par éléments finis sont déjà plus semblables aux valeurs à long terme que celles de l'analyse de Gilbert. Par contre, le but de cet exercice étant de corréler le modèle de Gilbert avec les résultats expérimentaux à court terme, il ne s'avère pas utile d'en tenir compte.

# CONCLUSIONS

## 5. CONCLUSIONS

Ce rapport final a présenté les performances après six ans de service d'une section d'autoroute de 18 dalles de chaussée en BAC située sur l'autoroute 40 Est (Montréal). Le but de ce projet de recherche était de vérifier la faisabilité de l'utilisation d'armatures de PRFV comme remplacement aux barres d'armature traditionnelles en acier. Cette étude a été mise en place par le Ministère des Transports du Québec en collaboration avec l'Université de Sherbrooke, pour investiguer l'effet de plusieurs paramètres affectant les performances de ce genre de chaussées en BAC.

Il est important de préciser que les résultats de ce projet de recherche, comportant la réalisation d'une dalle de chaussée de BAC expérimentale sur l'autoroute 40 est à Montréal, auraient été encore plus probants n'eut été l'erreur de l'entrepreneur de construction et des ingénieurs du ministère pour la réalisation du joint entre le tronçon existant de l'autoroute 40 et la dalle expérimentale. Le joint en question, construit initialement en 2006 lors des travaux de construction de la dalle expérimentale, permettait librement les mouvements longitudinaux de la dalle ce qui empêchait cette dernière de travailler en tant que BAC. La réparation du joint en 2009 (après trois années de service) a permis de corriger ce gros problème et d'obtenir les résultats attendus.

Les conclusions suivantes peuvent être énoncées:

### 5.1 Comportement à la fissuration des dalles :

1- Après six ans de service, le comportement global des dalles de chaussée en BAC en PRFV est satisfaisant, aucun problème majeur n'a été rencontré. Certes, sept dégradations des dalles dites «punch-out» se sont produites, dont trois ont été réparées par la Direction de l'Île de Montréal en 2009 et quatre nouvelles réparations en surface seraient prévues dans le projet de cet été. D'ailleurs, ce genre de dégradation est survenu à environ 20 mois après la construction à cause de la formation de deux ou trois fissures très rapprochées (groupe de fissures) dans deux dalles. Aussi il est important de préciser que la réparation du joint a permis de rétablir la continuité entre la dalle expérimentale de BAC avec PRFV et le reste de

l'autoroute, ce qui a résulté en une augmentation de fissures vu que les dalles sont devenues sujettes à un mouvement longitudinal restreint par les ancrages (installés à la fin de la dalle expérimentale) et le tronçon d'autoroute en BAC d'acier à l'autre extrémité.

- 2- La variation des conditions météo affecte considérablement le comportement à la fissuration ainsi que les déformations dans le béton et les barres d'armatures. L'écart absolu de température enregistré est de 50°C, le gradient thermique entre la surface et le fond de la chaussée varie entre -3 et 7°C.
- 3- Durant les 15 derniers mois (mai 2011 à août 2012), le nombre de nouvelles fissures ayant apparu dans les dalles varie entre zéro et six fissures. Les nouvelles fissures sont apparues en grande majorité dans les deux sections proches de la zone de réparation du joint (jonction entre les dalles d'acier et celles de PRFV) effectuée en 2009. Dans la section de dalles d'acier SS, aucune fissure n'est apparue depuis mai 2011.
- 4- Après la réparation du joint, le taux de fissuration des dalles d'acier (S1, S2, et S3) a augmenté de 0,16 m/m<sup>2</sup> à 0,60, 0,36, and 0,60 m/m<sup>2</sup> à cause du mouvement longitudinal devenu restreint. Cependant, il est à noter que ces valeurs du taux de fissuration demeurent bien inférieures à celle enregistrée pour dalle SS (1,80 m/m<sup>2</sup>) dans le tronçon de l'autoroute 40 existant avant la construction de la dalle expérimentale de BAC en PRFV. Toutefois, cette valeur du taux de fissuration de la dalle SS demeure plus élevée que celles observées sur les chaussées en BAC renforcées avec de l'acier sur l'autoroute A13 ( $\approx 0,65$  m/m<sup>2</sup> pour 0,70% d'acier) et l'autoroute A40 ( $\approx 0,55$  m/m<sup>2</sup> pour 0,76% d'acier) après 12 mois environ.
- 5- Le taux de fissuration après les six premières années de service pour les dalles de la chaussée en BAC avec des barres de PRFV est compris entre 0,28 et 1,16 m/m<sup>2</sup>. Par comparaison, le taux de fissuration des trois dalles d'acier S1, S2, et S3 est de 0,60, 0,36, and 0,60 m/m<sup>2</sup>. Ce résultat montre clairement que le taux de fissuration des dalles de PRFV est plus élevé que celui des dalles d'acier.
- 6- Dans les rapports d'étape précédents, l'espacement moyen entre les fissures a été calculé pour chacune des fissures présentes dans une dalle (fissures individuelles). Cette méthode de calcul n'est pas vraiment pertinente dans le cas où les fissures sont très rapprochées (groupe de fissures). Dans ce rapport final, l'espacement moyen a été calculé entre les fissures individuelles ou groupe de fissures, selon le cas. La majorité des dalles d'essais montrent des

valeurs anormalement élevées pour les six années de mesure. La valeur de l'espacement moyen des fissures ciblée se situe entre 1,07 et 2,44 m. Seulement les dalles D3, G, D4 et F ont montré une valeur proche de cette cible. Par ailleurs, on peut noter que l'espacement moyen de fissures pour les dalles S est aussi élevé; cependant la valeur a été réduite avec l'apparition de nouvelles fissures après la réparation du joint. Enfin, l'espacement moyen des fissures pour la section SS est plus bas que la limite de 1,07 m. Cette valeur est similaire à celle observée sur des sections de chaussées testées sur d'autres chaussées en BAC avec de l'acier au Québec, où aucun dommage majeur n'a été noté.

- 7- La largeur moyenne des fissures dans les dalles de chaussée en BAC avec des barres de PRFV se situent à l'intérieur de la limite de design AASHTO qui est de 1,0 mm. Pour les dalles d'acier l'ouverture maximum pour le design adopté par le MTQ est 0,64 mm Aussi, tant pour les dalles en PRFV que celles en acier, les résultats obtenus ont montré une relation directe entre la variation de la largeur de fissures en fonction du temps ainsi que de la variation de température. La largeur des fissures est grandement influencée par la température à la surface de la chaussée. Ainsi, l'ouverture de fissure devient plus élevée à mesure que la température diminue. Pendant les températures froides de l'hiver, les fissures sont beaucoup plus ouvertes qu'en été, ce qui engendre une pénétration plus facile pour les ions chlorure (épandage des sels en hiver) qui à leur tour vont accélérer la corrosion accélérée de l'armature métallique et la dégradation de la chaussée BAC après quelques années. Il est important de préciser que cette corrosion de l'armature métallique dans les autoroutes en BAC au Québec a été observée après seulement cinq années de service par les ingénieurs du ministère notamment sur le BAC de l'autoroute A13. Il est donc fortement recommandé au ministère des Transports du Québec d'opter pour une armature en matériaux composites non corrodable, comme celle décrite dans ce projet, en remplacement à l'armature métallique, pour bâtir des infrastructures routières (autoroutes de BAC) plus durables et économiques.

## **5.2 Études analytiques**

- 1- Le modèle par éléments finis développé dans le cadre de ce projet de recherche donne de bons résultats en ce qui concerne la largeur des ouvertures de fissures, mais devra être calibré quant au nombre de fissures. De plus, ce modèle pourrait éventuellement servir à calibrer la

valeur du paramètre k. D'autres applications de BAC avec PRFV sur le terrain permettront de collecter des données pour des conditions d'appui différentes et ainsi, arriver à des recommandations finales quant au calcul de la valeur du paramètre k.

- 2- Le modèle analytique de Gilbert donne des tendances similaires en ce qui a trait à la performance des armatures de PRFV, et ce principalement pour les largeurs de fissures.
- 3- Lorsque le taux d'armatures utilisé dans le modèle de Gilbert est plus faible qu'un pour cent, le modèle présente une plus grande divergence avec les résultats expérimentaux obtenus. Ceci est particulièrement évident en ce qui concerne l'utilisation d'armatures d'acier à cause de la plastification des barres.

### **Recommandation pour le design de chaussées de BAC avec armature composite de PRFV et nouveau projet de recherche pour 2013**

Sur la base des résultats obtenus, il est recommandé au ministère d'utiliser des armatures de PRFV pour les BAC avec un taux d'armature longitudinale minimale de 1.27 %. De plus, il est recommandé de ne pas utiliser de sections armées de paquet de plus d'une barre comme les sections des séries A, B, C et F, puisque dans ces cas le chevauchement devient plus complexe. Cette complexité est due à la nécessité de faire chevaucher quatre barres entre elles. Ainsi, la recommandation est d'installer longitudinalement des armatures de PRFV de grosseur 25M (diamètre 25,4 mm) à tous les 143 mm. Aussi il est recommandé un enrobage de 90 mm et un chevauchement de barres de PRFV de 900 mm.

Une nouvelle section d'essais de 300 m en BAC avec PRFV sur le projet de l'A-40 entre St-Charles et le pont de l'Île aux Tourtres sera réalisée durant l'été 2013. Cette nouvelle section fera l'objet d'un nouveau projet de recherche en continuité à celui décrit dans ce rapport. Différents instruments de mesures dont des fibres optiques et des thermocouples y seront installés. Les objectifs spécifiques de ce nouveau projet de recherche sont :

- Faire un suivi de la fissuration transversale de la section de la dalle expérimentale incluant l'espacement des fissures et l'ouverture des fissures et faire un lien avec les déformations longitudinales enregistrées dans les armatures et le béton

- Comparer les résultats expérimentaux à ceux prédits par les modèles mathématiques (analytique et par éléments finis)
- Optimiser le design en vue d'une utilisation généralisée de l'armature en matériaux composites de PRFV pour les BAC au Québec.

# REMERCIEMENTS

## **6. REMERCIEMENTS**

Les auteurs souhaitent exprimer leur gratitude et remercier les organismes suivants pour leur soutien financier :

- Le Ministère des Transports du Québec (Direction du Laboratoire des chaussées, Québec)
- Le Ministère des Transports du Québec (Direction de l'Île de Montréal, Montréal, Québec)
- Le Conseil de recherches en sciences naturelles et en génie du Canada (CRSNG)
- Le réseau de Centres d'Excellence sur les structures innovatrices avec systèmes de détection intégré (ISIS Canada)
- Le Fonds de recherche du Québec en nature et technologie (FRQ-NT)

## 7. RÉFÉRENCES

1. ACI 209-92. Prediction of Creep, Shrinkage, and Temperature Effects in Concrete Structures, 1992
2. A. El-Nemr, Ehab Ahmed, et Brahim Benmokrane (2012). Construction of CRCP-Slabs Reinforced with GFRP Bars Implemented on Highway 40 East (Montréal): Performance After Four Years in Service. Rapport technique, soumis au Ministère des Transports du Québec, 25 p.
3. Cusson, D., Margeson, J. (2012). Durability Design of HPC Bridge Decks with Lightweight Aggregate and Admixtures. ACI Special Publication: The Economics, Performance, and Sustainability of Internally Cured Concrete, P. 1-21
4. CAN/CSA A23.3 04. Design of Concrete Structures, 2004
5. CAN/CSA S6 2006. Canadian Highway Bridge Design Code, 2006
6. CAN/CSA S806 02, Design and Construction of Building Components with Fibre-Reinforced Polymers, 2002.
7. CAN/CSA S807 10, Specification for fibre-reinforced polymers, 2010.
8. Eisa, M., El-Gamel, S., El-Salakawy, E., et Benmokrane, B. (2007). Construction of CRCP-Slabs Reinforced with GFRP Bars Implemented on Highway 40 East (Montréal). Rapport technique, soumis au Ministère des Transports du Québec, 289 p.
9. El-Gamel, S., Benmokrane, B. (2009). Conception d'une dalle de chaussée en Béton Armé Continu avec des armatures en PRFV sur l'autoroute 40 Est (Montréal): Performance après deux ans de service. Rapport technique, soumis au Ministère des Transports du Québec, 85 p.
10. Gilbert, R.I. (1992). Shrinkage Cracking in Fully Restrained Concrete Members. ACI Structural Journal, volume 89, numéro 2, p. 141-149.
11. *Pultrall* Inc (2007). Pultrall. <http://www.pultrall.com/Site2008/fra/V-ROD.htm> (page consultée le 1 Juillet 2010)
12. TNO DIANA BV. (2010). Element Library. *Manuel de l'utilisateur*, 700 p.
13. ACI Committee 440. 2006. "Guide for the Design and Construction of Concrete Reinforced with FRP Bars." ACI 440.1R-06, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 42 p.

14. Benmokrane. B., Eisa. M., El-Gamel. S.E., Denis Thébeau, and El-Salakawy. E. 2008. "Pavement System Suiting Local Conditions." *ACI Concrete International Magazine*, November, pp. 34-39.
15. Chen, H.-L., and Choi, J.-H. 2003. "Design consideration of GFRP- reinforced CRCP", *ACI Publication*; SP-215, 139-158 p.
16. Eisa, M., El-Gamel, S., El-Salakawy, E., and Benmokrane, B. 2007a. "Construction of CRCP-Slabs Reinforced with GFRP Bars Implemented on Highway 40 East (Montréal)", progress report No 1 submitted to the, Ministry of Transportation of Quebec, 289 p.
17. Eisa, M., El-Gamel, S., El-Salakawy, E., and Benmokrane, B. 2007b. "Construction of CRCP-Slabs Reinforced with GFRP Bars Implemented on Highway 40 East (Montréal)", *CSCE 2008 Annual Conference*.
18. Eisa, M., S., El-Salakawy, E., and Benmokrane, B. 2007c. "Analytical investigation on new continuous reinforced concrete Pavement (CRCP) using GFRP bars" 1<sup>st</sup> International Structural Specialty Conference, International Conference, 23-26 May 2006, Calgary, Alberta, Canada
19. ISIS-M03-01, Canada. 2001. "Reinforcing Concrete Structure with Fibre Reinforced Polymers," *The Canadian Network of Centers of Excellence on Intelligent Sensing for Innovative Structure*, ISIS Canada, University of Winnipeg, Manitoba, Canada, 158 p.
20. Kim, S. M., Won, M., and McCullough, B. F. 2001. "Analysis of continuously reinforced concrete pavements." *CRCP-10, Computer program Version 10.0*, University of Texas at Austin, Texas.
21. Kohler, E., and Roesler, J. 2006 "Accelerated Pavement Testing of Extended Life Continuously Reinforced Concrete Pavement Sections," *Transportation Engineering Series No.126, Illinois Cooperative Highway and Transportation Series No. 289, UILU-ENG-2006-2010*, University of Illinois, Urbana, IL, 354 p.
22. Selezenva, O. and Rao, C. 2004. "Development of a mechanistic-empirical structural design procedure for continuously reinforced concrete pavements," *Transportation Research Record, Journal of Transportation*, No. 1996, pp. 46-55.

23. Thébeau, D. 2004. "Continuously Reinforced Concrete Pavements at Transport Québec." Annual Conference of the Transportation Association of Canada, Québec, Canada, 16 p.
24. TxDOT. 2004. "Pavement Design Manual." Texas Department of Transportation, USA, 70 p.
25. Van Breemen, W. 1950. "Report on Experiment with Continuous Reinforcement in Concrete Pavement," New Jersey. HRB Proc., pp. 30-61.
26. Walton, S., and Bradberry, T. P. E. 2005. "Feasibility of a Concrete Pavement Continuously Reinforced by Glass Fibre Reinforced Polymer Bars," Texas Department of Transportation, 125 East 11th Street, Austin, TX 78701. United States of America Presented at ConMat'05 Vancouver, Canada.
27. Zollinger, D. G., and Barenberg, E. J. 1990. "Continuously Reinforced Concrete Pavements: Punch outs and other Distresses and Implications for Design," Research project IHR-518, Transportation Research Laboratory, University of Illinois at Urbana- Champagne.